

Commission des Communautés européennes

procédés industriels

BÂTIMENT ET GENIE CIVIL

**EUROCODE N° 2:
REGLES UNIFIEES COMMUNES
POUR LES CONSTRUCTIONS EN BETON**

Rapport

EUR 8848 DE, EN, FR

Agrandissement à partir d'un original microfiche

Commission des Communautés européennes

procédés industriels

BÂTIMENT ET GENIE CIVIL

EUROCODE N° 2: REGLES UNIFIEES COMMUNES POUR LES CONSTRUCTIONS EN BETON

Rapport élaboré par :

Prof. Franco LEVI (Turin)
Prof. Jean PERCHAT (Paris)
Prof. Yves SAILLARD (Paris)
Dr. Andrew SHORT (Londres)
Dr. Manfred STILLER (Wiesbaden)
Dr. Hans-Ulrich LITZNER (Wiesbaden)

Direction générale
Marché Intérieur et Affaires Industrielles

Publié par:
COMMISSION DES COMMUNAUTÉS EUROPÉENNES

**Direction générale
Marché de l'Information et Innovation**

**Bâtiment Jean Monnet
LUXEMBOURG**

AVERTISSEMENT

Ni la Commission des Communautés européennes, ni aucune autre personne agissant au nom de la Commission, n'est responsable de l'usage qui pourrait être fait des informations ci-après

Le projet de code est préparé en vue d'une évaluation seulement et ne doit pas être utilisé comme base de calcul et/ou de construction

EUROCODE N°2 POUR LES STRUCTURES EN BETON

<u>TABLE DES MATIERES</u>		Page
	<u>PREFACE</u>	1
1.	Objet	3
1.1	Buts des EUROCODES	3
1.2	Application des EUROCODES	4
1.3	Objet de la publication	4
2	Portée éventuelle de l'harmonisation	5
2.1	Généralités	5
2.2	Documents de référence	6
2.3	Harmonisation des règles concernant les divers matériaux	7
3	Modulation de la sécurité et de l'aptitude au service	7
4	Valeurs numériques des coefficients partiels	8
4.1	Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux	8
4.2	Coefficients partiels pour les actions	8
5	Remarques spécifiques à l'EUROCODE N°2	11
5.1	Présentation	11
5.2	Références bibliographiques particulières	12
5.3	Annexes	12
6	Observations	13
6.1	Généralités	13
6.2	Observations de caractère général	13
6.3	Observations de nature technique	13
6.3.1	Questions fondamentales	13
6.3.2	Observations et propositions d'amendement sur des points particuliers	14
6.4	Date-limite pour la présentation des observations	14
	Chapitre 1 - INTRODUCTION	15
P.1	Objet	17

	Page	
P.2	Domaine d'application	17
P.3	Hypothèses	18
P.4	Unités	18
P.5	Notations	19
Chapitre 2 - FIABILITE ET METHODES D'ANALYSE		21
2.1	<u>Bases pour le projet</u>	23
P.1	Exigences fondamentales	23
P.2	Conception générale du projet	23
P.3	Règles générales concernant le dimensionnement aux états-limites	24
P.3.1	Etats-limites et situations de projet	24
P.3.2	Classification des états-limites	25
P.3.3	Variables de base	26
P.3.4	Format de calcul	27
P.3.4.1	Etats-limites ultimes	27
P.3.4.2	Etats-limite de service	27
P.3.4.3	Valeurs de calcul des effets des actions	27
P.3.4.4	Valeurs de calcul de la capacité résistante et des propriétés des matériaux	29
P.3.4.5	Valeurs de calcul. Paramètres géométriques	30
P.4	Règles générales relatives aux actions et à leurs combinaisons	30
P.4.1	Classification	30
P.4.2	Valeurs caractéristiques et autres valeurs représentatives	31
P.4.2.1	Actions permanentes	31
P.4.2.2	Actions variables	33
P.4.2.3	Actions permanentes ou variables de caractère particulier	33
P.4.2.4	Actions accidentelles	33
P.4.3	Cas de charge	34
P.4.4	Combinaisons d'actions	34
P.4.4.1	Vérification de l'équilibre statique et des états-limites analogues	34
P.4.4.2	Vérification de la capacité résistante	35
P.4.4.3	Vérification des effets de fatigue	37
P.4.4.4	Vérification des états-limites de service	38

	Page	
P.5	Propriétés des matériaux	38
P.5.1	Généralités	38
P.5.2	Lois contraintes-déformations	38
P.5.3	Valeurs caractéristiques	39
P.5.4	Coefficients partiels	39
P.6	Durabilité	40
P.7	Modèle pour le calcul et l'expérimentation	41
P.7.1	Généralités	41
P.7.2	Modèles de calcul	41
P.7.3	Modèles expérimentaux	42
P.7.3.1	Objet	42
P.7.3.2	Exigences	42
P.8	Compatibilité de la qualité	43
P.8.1	Exigences	43
P.8.2	Critères d'accomplissement	43
P.8.3	Plan de contrôle	43
2.2	<u>Conception et méthodes d'analyse globale</u>	44
2.2.1	<u>Généralités</u>	44
P.1	But de l'analyse globale	44
P.2	Critères de base pour l'analyse	44
P.3	Données pour l'analyse	44
P.3.1	Dimensions nominales	44
P.3.2	Propriétés des matériaux	44
P.3.3	Intensité des actions	45
P.3.4	Incertitudes particulières	45
P.3.5	Situations de projet et phases de construction	45
A.1	But de l'analyse globale	45
A.2	Critères de base pour l'analyse	45
A.3	Données pour l'analyse	46
A.3.1	Dimensions nominales	46
A.3.2	Propriétés des matériaux	47
A.3.3	Intensité des actions	47
A.3.5	Situation de projet et phases de construction	48

	Page
2.2.2 <u>Définition des éléments structuraux et méthodes d'analyse globale</u>	48
P.1 Idéalisation	48
P.1.1 Eléments linéaires	48
P.1.2 Eléments bi-dimensionnels	48
P.2 Méthodes de l'analyse globale	48
P.2.1 Types d'analyse	48
P.2.2 Méthodes simplifiées	49
A.1 Idéalisation	49
A.1.1 Eléments linéaires	49
A.1.2 Eléments bi-dimensionnels	49
A.2 Méthodes de l'analyse globale	49
A.2.1 Types d'analyse	49
A.2.2 Méthodes simplifiées	50
2.2.3 <u>Détermination des effets des actions (sollicitations)</u>	50
2.2.3.1 Eléments linéaires (et structures composées d'éléments linéaires)	50
P.1 Critères d'analyse par le calcul	50
P.2 Méthodes d'analyse par le calcul	50
P.2.1 Types d'analyse à utiliser	50
P.2.3 Analyse non linéaire	51
A.1 Critères d'analyse par le calcul	51
A.2 Méthodes d'analyse par le calcul	51
A.2.1 Types d'analyse à utiliser	51
A.2.2 Analyse linéaire avec ou sans redistribution	52
A.2.3 Analyse non-linéaire	53
2.2.3.2 Eléments plans (et structures composées d'éléments plans)	55
2.2.3.2.1 Dalles	55
P.1 Domaine d'application	55
P.2 Méthodes d'analyse par le calcul	55
A.2 Méthodes d'analyse par le calcul	55
A.2.1 Analyse linéaire avec ou sans redistribution	55
A.2.2 Analyse plastique	55

	Page
A.3 Méthodes d'analyse par coefficients forfaitaires	56
22.3.2.2 Plaques	56
P.1 Méthodes d'analyse	56
A.1 Méthodes d'analyse	56
2.2.4 <u>Prise en compte de la précontrainte dans le calcul</u>	57
P.1 Effets de la précontrainte	57
P.2 Armatures de précontrainte non adhérentes	57
P.3 Armatures adhérentes	57
A.1 Effets de la précontrainte	58
A.1.1 Introduction des forces de précontrainte (post-tension)	58
A.1.2 Introduction des forces de précontrainte (pré-tension)	58
A.1.3 Effets locaux	59
A.2 Armatures de précontrainte non adhérentes	59
A.3 Armatures adhérentes	60
2.2.5 <u>Effets structuraux des déformations différées du béton</u>	62
P.1 Prise en compte du retrait et du fluage	62
P.2 Bases de calcul	62
A.1 Prise en compte du retrait et du fluage	63
A.2 Bases de calcul	63
A.2.1 Expressions algébriques simplifiées	63
A.2.2 Loi simplifiée du fluage (voir Annexe 7)	64
A.3 Pertes de précontrainte	65
Chapitre 3. - MATERIAUX	67
3.1 <u>Béton</u>	69
3.1.1 <u>Béton de granulats normaux</u>	69
3.1.1.1 Généralités	69
P.1 Objet	69

VIII

Table des matières

	Page
3.1.1.2 Masse volumique	69
P.1 Détermination de la résistance et des caractères de déformation du béton	69
P.2 Classes de béton	69
A.1 Détermination de la résistance et des caractères de déformation du béton	70
A.1.1 Résistance à la compression	70
A.1.2 Résistance à la traction	70
A.1.3 Diagramme contraintes-déformations	70
A.1.4 Module sécant de déformation longitudinale	72
A.1.5 Coefficient de Poisson	72
A.1.6 Coefficient de dilatation thermique	72
A.1.7 Fluage et retrait	72
A.2 Classes de béton	74
3.1.2 <u>Bétons de granulats légers</u>	75
3.1.2.1 Généralités	75
P.1 Objet	75
A.1 Objet	75
3.1.2.2 Poids volumique	75
P.1 Détermination du poids volumique	75
P.2 Classes de béton	75
A.1 Détermination de la résistance et des caractères de déformation du béton de granulats légers	76
A.1.1 Résistance à la compression	76
A.1.1.1 Détermination de la résistance à la compression	76
A.1.2 Résistance à la traction	76
A.1.3 Diagrammes contraintes-déformations	76
A.1.4 Module sécant de déformation longitudinale	76
A.1.5 Coefficient de Poisson	77
A.1.6 Coefficient de dilatation thermique	77
A.1.7 Fluage et retrait	77
A.2 Classes de béton	77

	Page
3.2 <u>Acier</u>	79
3.2.1 <u>Aciers pour béton</u>	79
3.2.1.1 Objet	79
P.1 Types et classification des aciers	79
A.1 Types et classification des aciers	79
3.2.1.2 Caractères mécaniques des aciers pour béton armé	79
P.1 Résistance et déformations	79
P.2 Section à prendre en compte dans les calculs de résistance	80
P.3 Capacité d'allongement	80
P.4 Aptitude au soudage	80
A.1 Résistance et déformation	80
A.1.1 Résistance caractéristique	80
A.1.2 Treillis soudés	81
A.1.3 Diagrammes contraintes-déformations	81
A.1.4 Module de déformation longitudinale	82
A.1.5 Coefficient de dilatation thermique	82
A.2 Section à prendre en compte dans les calculs de résistance	82
A.3 Capacité d'allongement	83
A.4 Soudabilité	83
3.2.2 <u>Aciers de précontrainte</u>	84
3.2.2.1 Objet	84
P.1 Types et classification des aciers	84
A.1 Types et classification des aciers	84
3.2.2.2 Caractères des aciers de précontrainte	85
P.1 Résistance et déformations	85
P.2 Résistance caractéristique	85
P.3 Section à prendre en compte dans les calculs de résistance	85
P.4 Longueur de transmission	85
P.5 Ductilité	85
A.1 Résistance et déformations	86

	Page	
A.1.1	Module de déformation longitudinale	86
A.1.2	Coefficient de dilatation thermique	86
A.1.3	Relaxation	86
A.1.4	Effets des hautes températures	86
A.2	Résistance caractéristique	87
A.3	Section à prendre en compte dans les calculs de résistance	87
A.4	Longueur de transmission	88
3.3	<u>Données concernant la précontrainte</u>	89
P.1	Objet	89
P.2	Solidarisation des armatures et du béton	89
P.3	Précontrainte initiale	89
P.4	Pertes de précontrainte	89
P.5	Valeur représentative de la précontrainte	90
P.6	Diffusion des forces de précontrainte	90
A.3	Précontrainte initiale	90
A.4	Pertes de précontrainte	91
A.4.1	Pertes préliminaires	91
A.4.2	Pertes instantanées	91
A.4.3	Pertes différées. Ensemble des pertes	92
A.5	Valeur représentative de la précontrainte	92
A.5.1	Pertes par frottement (armature de post-tension)	92
A.5.2	Pertes différées par retrait et fluage du béton et relaxation de l'acier	96
A.5.3	Précontrainte résiduelle	97
A.6	Diffusion des forces de précontrainte	98
A.6.1	Post-tension	98
A.6.2	Pré-tension	98
Chapitre 4	VERIFICATION DES ETATS-LIMITES	99
4.1.1	<u>Etats-limites ultimes de résistance sous sollicitations normales</u>	101
4.1.1.1	Généralités	101
P.1	Domaine d'application	101
P.2	Principe du calcul	101
P.3	Définition du domaine de sécurité	101

Table des matières

	Page
A.3 Définition du domaine de sécurité	101
4.1.1.2 Sollicitations agissantes de calcul	101
P.1 Détermination	101
P.2 Sécurité additive	101
A.2 Sécurité additive	102
4.1.1.3 Calcul de la sollicitation résistante	102
P.1 Sections à prendre en compte	102
P.2 Largeur collaborante de la table de compression d'une poutre en T	103
A.1 Sections à prendre en compte	103
A.2 Largeur collaborante de la table de compression d'une poutre en T	103
4.1.1.4 Sollicitation résistante ultime	103
P.1 Hypothèses de calcul	103
A.1 Hypothèses de calcul	104
4.1.1.5 Contraintes du béton dans la zone comprimée	105
P.1 Diagramme contraintes-déformations du béton	105
A.1 Diagramme contraintes-déformations du béton	105
A.2 Simplifications admises	106
4.1.1.6 Contraintes de l'acier	107
P.1 Diagrammes contraintes-déformations de calcul de l'acier	107
A.1 Diagrammes contraintes-déformations de calcul de l'acier	107
4.1.1.7 Non-fragilité	109
P.1 Armature minimale	109
A.1 Armature minimale	109

	Page.
4.1.2 <u>Etats-limites ultimes de résistance sous sollicitations tangentes</u>	110
4.1.2.1 Etat-limite ultime de résistance à l'effort tranchant	110
P.1 Domaine d'application	110
P.2 Eléments sans armatures d'effort tranchant	110
P.3 Eléments avec armatures d'effort tranchant	110
P.4 Règles particulières	111
P.4.1 Eléments de hauteur utile variable	111
P.4.2 Zones d'application des efforts	111
P.4.3 Plans internes soumis à un effort de glissement longitudinal	111
A.2 Eléments sans armatures d'effort tranchant	111
A.3 Eléments avec armatures d'effort tranchant	114
A.3.1 Principes de vérification	114
A.3.2 Critère de vérification du béton de l'âme	114
A.3.3 Conditions relatives aux armatures d'effort tranchant	115
A.3.4 Méthode de calcul	116
A.4 Règles particulières	118
A.4.1 Eléments de hauteur utile variable	118
A.4.2 Zones d'application des efforts	118
A.4.3 Plans internes soumis à un effort de glissement longitudinal	119
4.1.2.2 Etat-limite ultime de résistance à la torsion	121
4.1.2.2.1 Torsion de compatibilité	121
P.1 Définition	121
4.1.2.2.2 Torsion circulaire d'équilibre	121
P.1 Section résistante	121
P.2 Principe du calcul sous l'effet de la torsion seule	121
P.3 Sollicitations combinées	122
A.1 Section résistante	122
A.2 Principe du calcul sous l'effet de la torsion seule	123
A.2.1 Vérification du béton des parois	123
A.2.2 Vérification de l'armature de torsion	123

	Page	
A.3	Sollicitations combinées	125
A.3.1	Torsion et flexion et/ou efforts normaux	125
A.3.2	Torsion et effort tranchant	125
4.1.2.2.3	Torsion gauche combinée	126
P.1	Principe du calcul	126
A.1	Principe du calcul	126
4.1.2.3	Etat-limite de résistance au poinçonnement	128
P.1	Domaine d'application	128
P.2	Définitions	128
P.3	Principes de vérification	128
A.2	Définitions	128
A.3	Principes de vérification	129
A.3.1	Section critique	129
A.3.1.1	Aire chargée éloignée d'une ouverture ou d'un bord libre	129
A.3.1.2	Aire chargée proche d'une ouverture	130
A.3.1.3	Aire chargée proche de bords libres	131
A.3.2	Effort tranchant agissant	132
A.3.3	Effort tranchant résistant	134
4.1.3	<u>Etats-limites ultimes atteints par flambement</u>	135
4.1.3.1	Généralités	135
P.1	Définition	135
P.2	Domaine d'application	135
P.3	Procédure de calcul	135
P.4	Classification des structures	135
A.4	Classification des structures	136
4.1.3.2	Bases de calcul	136
P.1	Critères de sécurité	136
P.2	Sécurité additive	136
P.3	Prise en compte du retrait et du fluage	137

	Page
P.4 Interaction avec la fondation	137
A.1 Critères de sécurité	137
A.3 Prise en compte du fluage	138
A.4 Interaction avec la fondation	138
4.1.3.3 Données pour les divers éléments structurels	138
4.1.3.3.1 Cadres à noeuds déplaçables	138
P.1 Critères de sécurité	138
A.1 Critères de sécurité	139
A.2 Sécurité additive	139
A.3 Prise en compte du fluage	139
A.4 Procédure de calcul (méthode générale par itération)	140
A.5 Méthode approchée "F - Δ "	140
4.1.3.3.2 Cadres contreventés	140
P.1 Procédure de calcul	140
A.1 Procédure de calcul	140
4.1.3.3.3 Poteaux	141
P.1 Définition de l'élançement	141
P.2 Limites de l'élançement et sécurité additive	141
P.3 Méthodes pratiques de calcul	141
P.4 Prise en compte du fluage	142
A.1 Définition de l'élançement	142
A.2 Limites d'élançement et sécurité additive	143
A.3 Méthodes pratiques de calcul	143
A.3.1 Excentricité totale	143
A.3.2 Méthode de la colonne-modèle	145
A.3.3 Flexion biaxiale	147
A.4 Prise en compte du fluage	147
4.1.3.3.4 Grandes membrures comprimées	149

	Page.
P.1 Critères de sécurité	149
A.2 Excentricité additive	149
A.3 Interaction sol-fondation-structure	149
4.2.1 <u>Etats-limites de fissuration</u>	150
4.2.1.1 Généralités	150
P.1 Nature du phénomène	150
4.2.1.2 Exigences	150
P.1 Exigences concernant la durabilité	150
P.2 Groupes d'exigences	150
A.1 Exigences concernant la durabilité	151
A.2 Groupes d'exigences	151
4.2.1.3 Critères pour la vérification des états-limites fissuration	153
P.1 Etats-limites à vérifier	153
P.2 Etat-limite de décompression	153
P.3 Etat-limite d'apparition des fissures	154
P.4 Etat-limite d'ouverture admissible des fissures	154
A.1 Etats-limites à vérifier	154
A.2 Etat-limite de décompression	154
A.3 Etat-limite d'apparition des fissures	154
A.4 Etat-limite d'ouverture des fissures	155
A.4.1 Cas de dispense de la vérification	155
A.4.2 Calcul de l'ouverture caractéristique des fissures	156
4.2.1.4 Dispositions constructives	157
P.1 Armature minimale pour le contrôle de la fissuration	157
A.1 Armature minimale pour le contrôle de la fissuration	157

	Page
4.2.1.5 Cas particuliers	159
P.1 Câbles non adhérents en phase de construction ou en permanence	159
P.2 Fissuration oblique	159
P.3 Fissuration parallèle aux armatures longitudinales	159
A.2 Fissuration oblique	159
4.2.2 <u>Etats-limites de déformation</u>	161
P.1 Exigences vis-à-vis des déformations	161
P.1.1 Généralités	161
P.1.2 Cas de dispense de la vérification des flèches	161
P.2 Déformations dues à la flexion	161
P.3 Autres déformations	161
A.1 Exigences vis-à-vis des déformations	161
A.1.1 Généralités	161
A.1.2 Cas de dispense de la vérification des flèches	162
A.2 Déformations dues à la flexion (flèches)	163
A.2.1 Bases du calcul des flèches	163
A.2.2 Principe du calcul des flèches	164
A.2.3 Indication complémentaire pour le calcul des flèches	165
A.3 Autres déformations	165
A.3.1 Déformations dues à l'effort tranchant	165
A.3.2 Déformations dues à la torsion	165
A.3.3 Raccourcissements dus aux efforts normaux	165
A.3.4 Allongements dus aux efforts normaux	165
Chapitre 5 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	167
5.1 <u>Détails constructifs</u>	169
5.1.1 <u>Exigences générales concernant les armatures</u>	169
P.1 Epaisseur du béton d'enrobage	169
P.2 Utilisation simultanée d'aciers de natures différentes	169
A.1 Epaisseur du béton d'enrobage	169

	Page.
5.1.2 <u>Armatures pour béton armé</u>	171
5.1.2.1 Dispositions générales	171
P.1 Distances libres entre barres	171
P.2 Courbures admissibles	171
A.1 Distances libres entre barres	171
A.2 Courbures admissibles	171
5.1.2.2 Adhérence	172
P.1 Contrainte ultime d'adhérence	172
P.2 Longueur d'ancrage de référence	172
P.3 Vérification des contraintes locales d'adhérence (entraînement)	172
A.1 Contrainte ultime d'adhérence	172
5.1.2.3 Barres de diamètre au plus égal à 32 mm ou fils	173
P.1 Ancrages	173
P.2 Jonctions	174
A.1 Ancrages	174
A.2 Jonctions	176
5.1.2.4 Treillis soudés	179
P.1 Exigences générales	179
A.1 Exigences générales	179
A.3 Jonctions	180
5.1.2.5 Cadres et étriers	182
P.1 Exigences générales concernant l'ancrage des cadres et étriers	182
A.1 Exigences générales concernant l'ancrage des cadres et étriers	182

	Page
5.1.2.6 Règles complémentaires pour les barres de diamètre $\emptyset > \underline{32}$ mm	184
P.1 Ancrages	184
P.2 Jonctions	184
A.1 Ancrages	184
A.3 Détails constructifs pour les barres de diamètre $\emptyset > \underline{32}$ mm	185
5.1.2.7 Groupements de barres	186
P.1 Généralités	186
A.1 Généralités	186
A.2 Ancrages	187
A.3 Jonctions	187
A.4 Détails constructifs pour les groupements de barres	187
5.1.2.8 Règles concernant les armatures longitudinales de traction des éléments fléchis	187
P.1 Longueurs et position des armatures longitudinales des éléments fléchis	187
A.1 Longueurs et position des armatures longitudinales des éléments fléchis	187
A.2 Détails constructifs pour l'armature longitudinale	188
5.1.3 <u>Armatures de précontrainte</u>	190
P.1 Nombre minimal d'armatures de précontrainte	190
P.2 Disposition des armatures de précontrainte	190
P.3 Enrobage	190
P.4 Distances libres horizontales et verticales	190
P.5 Ancrages et coupleurs des armatures de précontrainte	190
A.1 Nombre minimal d'armatures de précontrainte	191
A.2 Disposition des armatures de précontrainte	191
A.3 Enrobage	191
A.4 Distances libres horizontales et verticales	192
A.5 Ancrages et coupleurs des armatures de précontraintes	193

	Page
5.2 <u>Eléments structuraux types</u>	194
P.1 Dispositions concernant les poteaux	194
P.2 Dispositions concernant les poutres	194
P.3 Dispositions concernant les dalles	194
P.4 Zones particulières	194
A.1 Dispositions concernant les poteaux	195
A.1.1 Dimensions minimales	195
A.1.2 Armatures longitudinale et transversale	195
A.1.2.1 Armature longitudinale	195
A.1.2.2 Armature transversale	195
A.2 Dispositions concernant les poutres	196
A.2.1 Armatures longitudinales	196
A.2.1.1 Armature minimale	196
A.2.1.2 Armature maximale	196
A.2.1.3 Autres dispositions	196
A.2.2 Armature d'effort tranchant ou de torsion	196
A.2.2.1 Dispositions générales	196
A.2.2.2 Armature d'effort tranchant	197
A.2.2.3 Armature de torsion	198
A.2.3 Armature de peau	198
A.3 Dispositions concernant les dalles	199
A.3.1 Epaisseur minimale	199
A.3.2 Armature de flexion	199
A.3.2.1 Encastrement partiel	199
A.3.2.2 Armature d'angle	200
A.3.2.3 Armature des bords libres	200
A.3.2.4 Dalles sans armature d'effort tranchant	201
A.3.3 Armature d'effort tranchant	201
A.3.3.1 Appuis linéaires	202
A.3.3.2 Armature de poinçonnement	202
A.4 Zones particulières	202
A.4.1 Forces localisées	202
A.4.1.1 Force localisée résistante	202
A.4.1.2 Force de traction transversale	203

	Page	
A.4.2	Ancrages des câbles de post-tension	204
A.4.3	Poussée au vide	205
A.4.4	Appuis indirects	205
Chapitre 6 - EXECUTION DES TRAVAUX		207
6.1	<u>Choix des matériaux</u>	209
P.1	Constituants du béton	209
P.2	Armatures	209
P.3	Pièces incorporées	209
A.1	Constituants du béton	209
A.2	Armatures	209
A.3	Pièces incorporées	209
6.2	<u>Tolérances</u>	210
P.1	Tolérances à l'exécution	210
A.1	Tolérances à l'exécution	210
A.1.1	Tolérances pour les cas normaux	210
A.1.2	Tolérances pour les cas spéciaux	210
6.3	<u>Exécution</u>	211
6.3.1	<u>Béton</u>	211
P.1	Transport et stockage des constituants	211
P.2	Composition du béton	211
P.2.1	Généralités	211
P.2.2	Consistance du béton frais	211
P.2.3	Bétons à propriétés particulières	211
P.3	Fabrication du béton	212
P.3.1	Dosage des constituants	212
P.3.2	Malaxage	212
P.4	Transport du béton jusqu'au lieu d'emploi	212
P.5	Transport et mise en place sur le lieu d'emploi	212
P.6	Cure du béton	212
A.1	Transport et stockage des constituants	212

	Page	
A.2	Composition du béton	213
A.2.1	Généralités	213
A.2.3	Bétons à propriétés particulières	213
A.3	Fabrication du béton	213
A.3.1	Dosage des constituants	213
A.3.2	Malaxage	214
A.4	Transport du béton jusqu'au lieu d'emploi	214
A.5	Transport et mise en place sur le lieu d'emploi	214
A.6	Cure du béton	214
6.3.2	<u>Coffrages et étaielements</u>	214
P.1	Exigences générales	214
A.1	Exigences générales	214
6.3.3	<u>Armatures</u>	215
P.1	Transport, stockage et façonnage des armatures	215
P.1.1	Armatures du béton armé	215
P.1.2	Armatures de précontrainte	215
P.2	Soudage	215
P.3	Jonctions	215
P.4	Préparation, montage et mise en place des armatures	215
P.4.1	Armatures de béton armé	215
P.4.2	Préparation des armatures de précontrainte	216
P.4.2.2	Mise en place des armatures de précontrainte	216
P.5	Mise en précontrainte	216
P.6	Protection des armatures de précontrainte et des ancrages de post-tension	216
P.6.1	Généralités	216
P.6.2	Protection provisoire	216
P.6.3	Injection de mortier	217
A.1	Transport, stockage et façonnage des armatures	217
A.1.1	Armatures de béton armé	217
A.1.2	Armatures de précontrainte	217
A.2	Soudage	218
A.3	Jonctions	218

Table des matières

	Page:	
A.3.1	Jonctions soudées	218
A.3.2	Jonctions mécaniques	218
A.4	Préparation, montage et mise en place des armatures	218
A.4.1	Armatures de béton armé	218
A.4.2	Armatures de précontrainte	218
A.4.2.1	Préparation des armatures de précontrainte	218
A.4.2.2	Mise en place des armatures de précontrainte	219
A.5	Mise en précontrainte	219
A.5.1	Cas de la pré-tension	219
A.5.2	Cas de la post-tension	219
A.6	Protection et ancrage des armatures	220
A.6.1	Généralités	220
A.6.2	Protection provisoire	220
A.6.3	Protection par injection sur le chantier	220
6.4	<u>Contrôle de qualité</u>	221
6.4.1	<u>Classification des procédures de contrôle</u>	221
6.4.1.1	Classification selon la partie qui effectue le contrôle	221
P.1	Considérations générales	221
A.1	Considérations générales	221
A.1.1	Contrôle interne	221
A.1.2	Contrôle externe	221
A.1.3	Contrôle d'acceptation	221
6.4.1.2	Combinaison des procédures de contrôle	222
P.1	Considérations générales	222
A.1	Considérations générales	222
6.4.1.3	Etapes de contrôle	222
P.1	Considérations générales	222
A.1	Considérations générales	222
A.1.1	Contrôle de la conception et du dimensionnement	222

	Page	
A.1.2	Contrôle des produits et de l'exécution	223
A.1.3	Contrôle après achèvement de la construction	223
6.4.2	Contrôle des produits et de l'exécution	224
6.4.2.1	Essais préliminaires	224
P.1	Objet	224
A.1	Objet	224
A.1.1	Considérations générales	224
A.1.2	Essais préliminaires sur le béton	224
6.4.2.2	Essais pendant l'exécution	224
P.1	Exigences générales	224
P.2	Contrôle de réception à la livraison sur le chantier	224
P.3	Etapas spéciales de contrôle	225
A.1	Exigences générales	225
A.2	Contrôle d'acceptation à la livraison sur chantier	225
A.2.1	Bulletins de livraison du béton prêt à l'emploi	225
A.2.2	Bulletins de livraison d'éléments préfabriqués	225
A.3	Etapas de contrôle particulières	226
A.3.1	Contrôles avant bétonnage	226
A.3.2	Contrôle de la réalisation de la précontrainte	226
6.4.3	<u>Contrôle d'acceptation du béton</u>	227
6.4.3,1	Bases pour le contrôle d'acceptation	227
P,1	Objet du contrôle	227
A,1	Objet du contrôle	227
A,1,1	Généralités	227
A,1,2	Critère d'acceptation	227

	Page
6.4.3.2 Essais de résistance du béton	228
P.1 Exigences générales concernant l'échantillonnage	228
P.2 Critères d'acceptation pour les essais de résistance	228
A.1 Exigences générales concernant l'échantillonnage	229
A.2 Critères d'acceptation pour les essais de résistance	229
6.4.3.3 Contrôles additionnels	230
P.1 Généralités .	230
A.1 Généralités	230
Liste des documents de référence	231
ANNEXES	233
Annexe n°1	235
<u>Liste des notations pour les grandeurs indépendantes des matériaux</u>	
Annexe n°2	237
<u>Normes Européennes et Internationales de référence</u>	
Euronorm	239
Comité Européen de Normalisation	243
Organisation Internationale de Normalisation (ISO)	245
Annexe n°5	281
<u>Règles complémentaires pour les structures et éléments en béton non armé</u>	
1 <u>Généralités</u>	281
P.1 Définitions	281
P.2 Objet	281
A.1 Définitions	281
A.2 Objet	281
2 <u>Bases pour le calcul des éléments en béton non armé</u>	282
P.1 Vérification des états-limites ultimes de résistance	282
P.2 Vérification des états-limites de service	282
P.3 Résistance du béton	282
P.4 Détermination des sollicitations résistantes	283
A.1 Vérification des états-limites ultimes de service	283

	Page	
A.2	Vérification des états-limites de service	283
A.3	Résistance du béton	283
A.4	Détermination des sollicitations résistantes	284
3	<u>Règles de calcul aux états-limites ultimes</u>	285
P.1	Sollicitations normales	285
P.2	Effort tranchant	285
P.3	Flambement	285
A.1	Sollicitations normales	285
A.2	Effort tranchant	286
A.3	Flambement	286
A.3.1	Limitation de l'élancement	286
A.3.2	Longueur de flambement des murs	287
A.3.3	Effort normal résistant des éléments comprimés élancés	287
4	<u>Règles de calcul aux états-limites de service</u>	289
P.1	Fissuration	289
P.2	Déformations	289
A.1	Fissuration	289
A.1.1	Généralités	289
A.1.2	Calcul des ouvertures de fissures	290
A.2	Déformations	291
5	<u>Dispositions constructives des éléments de structures</u>	292
P.1	Murs	292
P.2	Semelles de fondation	292
A.1	Murs	292
	Annexe n°7	293
	<u>Effets structuraux des déformations différées du béton</u>	
1	<u>Fluage et retrait</u>	293
1.1	Définitions	293
1.2	Domaine d'application	293
1.3	Fluage	294
1.3.1	Hypothèses	294

	Page	
1.3.2	Détermination du coefficient de fluage	295
1.4	Retrait	299
1.5	Age corrigé	300
2	<u>Effets structuraux</u>	301
2.1	Généralités	301
2.2	Formulation générale	302
2.3	Formulations simplifiées	303
2.3.1	Emploi d'équations algébriques	303
2.3.1.1	Méthode de la contrainte moyenne, avec E_c variable	303
2.3.1.2	Méthode de la contrainte moyenne, avec E_c constant	304
2.3.1.3	Méthode du module de déformation totale	304
2.3.2	Loi simplifiée du fluage	304
2.4	Evaluation des pertes de précontrainte	305
2.4.1	Pertes par retrait et fluage	306
2.4.1.1	Formule dérivée de la méthode de la contrainte moyenne	306
2.4.1.2	Formule dérivée de la loi simplifiée du fluage	306
2.4.2	Prise en compte de la relaxation de l'acier	308

PREFACE

PREFACE1 OBJECTIF1.1 Buts des EUROCODES

La Commission des Communautés Européennes (CCE) a l'intention d'établir des Codes Européens - les "EUROCODES" - pour la conception, le dimensionnement et l'exécution des structures de bâtiment et de génie civil. Ces Codes visent à définir un ensemble de règles communes, pouvant constituer une alternative aux règles actuellement divergentes, en vigueur dans les divers Etats-membres.

Le programme de la Commission pour le rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des Etats-membres, concernant la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des différents types et modes de construction prévoit initialement l'élaboration des huit EUROCODES suivants :

- EUROCODE N° 1 - concernant les *règles unifiées communes aux différents types de constructions et de matériaux;*
- EUROCODE N° 2 - concernant les *structures en béton;*
- EUROCODE N° 3 - concernant les *structures en acier;*
- EUROCODE N° 4 - concernant les *structures mixtes acier-béton;*
- EUROCODE N° 5 - concernant les *structures en bois;*
- EUROCODE N° 6 - concernant les *structures en maçonnerie;*
- EUROCODE N° 7 - concernant les *fondations;*
- EUROCODE N° 8 - concernant les *structures dans les zones sismiques.*

Les EUROCODES ont pour but :

- d'améliorer le fonctionnement du Marché Commun en éliminant les entraves causées par des règles divergentes;
- de définir des règles techniques communes pour une application effective de la Directive du Conseil, Réf.: 71/305 "*portant coordination des procédures de passation des Marchés Publics de Travaux*", susceptibles d'être appliquées comme "alternatives" aux règles nationales;
- de renforcer la position compétitive de l'industrie européenne de la construction et des industries et autres activités connexes, dans les pays au-delà de la Communauté;
- d'établir une base harmonisée pour les Règles communes, envisagées pour les produits destinés à la construction.

1.2 Application des EUROCODES

Les EUROCODES visent à fournir un ensemble de Règles de conception et de dimensionnement, qui pourront être adoptées à l'intérieur de la Communauté comme "alternative" aux Règles nationales correspondantes, concernant les mêmes sujets techniques. L'E.C.1 n'est pas destiné à l'usage en tant que "document opérationnel"; il fixe la philosophie générale et les considérations fondamentales pour l'établissement des solutions spécifiques d'application pratique, énoncées dans les E.C.2, E.C.3 et E.C.8 et constituera également la base d'élaboration des projets d'Eurocodes futurs.

Le niveau de sécurité des constructions sera défini par chaque Etat-membre selon ses exigences nationales. Afin de permettre l'application des règles communes, chaque Etat-membre déterminera les valeurs numériques appropriées des coefficients partiels et des autres éléments de sécurité.

L'application des EUROCODES et la poursuite des efforts d'harmonisation permettront de prévoir l'introduction graduelle de valeurs communes.

Le contrôle de la conception, du dimensionnement et de l'exécution, ainsi que les procédures d'acceptation des ouvrages seront réglementés au niveau national. Ceci vaut également pour les Compléments techniques, concernant les aspects qui ne sont pas encore complètement couverts par les EUROCODES ou qui ne peuvent être couverts en termes de Règles d'application générale.

1.3 Objet de la publication

Ce projet d'Eurocode a été préparé par les experts suivants, qui constituaient un Groupe d'Etude opérant au nom de la Commission :

- Prof. Franco LEVI (Turin), animateur
- Prof. Jean PERCHAT (Paris)
- Prof. Yves SAILLARD (Paris)
- Dr. Andrew SHORT (Londres)
- Dr. Manfred STILLER (Wiesbaden), assisté du Dr. Hans-Ulrich LITZNER.

Ce projet d'Eurocode est publié par la Commission comme "*Rapport de ce Groupe d'Etude*". Il se fonde sur les travaux du Comité Euro-International du Béton (C.E.B.), de la Fédération Internationale de la Précontrainte (F.I.P.) et, en particulier, sur le *Code Modèle CEB-FIP 1978*.

Dans la préparation du présent projet, les observations du Comité Directeur, du Groupe de Coordination et du Groupe de Travail E.C.2, constitués par la Commission, ont été prises en considération dans toute la mesure du possible, tout au long de la discussion des projets préliminaires. Cependant, cette prise en considération n'implique pas que le projet actuel puisse être déjà considéré comme approuvé par les Etats-membres.

Préface

En ce qui concerne son contenu technique, le projet demande encore à être revu par les spécialistes de la Communauté. Les questions juridiques associées à une application ultérieure dans les Etats-membres devront être clarifiées de façon séparée.

Par cette publication, la Commission se propose d'obtenir des commentaires sur le contenu et sur la présentation de ce projet de Code Européen. Les Etats-membres sont priés de présenter leurs observations, de même que les Organisations techniques, scientifiques et professionnelles, les Organisations nationales de Normalisation, et également les experts individuels.

L'un des buts essentiels de cette publication est de contribuer à l'harmonisation des règlements nationaux, actuellement divergents; en d'autres termes, l'objectif est de rapprocher graduellement les prescriptions nationales sur la base de ce document.

2 ETENDUE EVENTUELLE DE L'HARMONISATION

2.1 Généralités

L'harmonisation dans le domaine de la conception, du dimensionnement et de l'exécution des ouvrages consiste à réaliser un accord commun sur des principes généraux de dimensionnement et sur des règles d'application, qui puissent être acceptés comme "alternative" aux règles nationales existantes (voir chapitre 1.2). L'établissement de ces règles internationales nécessite, par ailleurs, un accord sur les critères de performance correspondants, étant entendu que des critères de performance et des principes généraux communs pourront être graduellement adoptés par tous les Etats-membres, comme le montre clairement l'évolution en cours.

Cependant, dans leur application pratique, ces règles doivent se référer à des données de base, telles que :

- les *spécifications relatives aux charges* :
 - . normes sur les actions (valeurs représentatives),
 - . règles relatives aux combinaisons d'actions,
 - . etc.
- les *spécifications relatives aux matériaux* :
 - . définitions des valeurs caractéristiques,
 - . normes sur la mise en oeuvre des matériaux et sur la réalisation d'essais,
 - . dispositions constructives,
 - . etc.

qui, actuellement, sont encore très divergentes entre les différents Etats-membres.

2.2 Documents de référence

Des normes sur les spécifications des charges ou des matériaux, approuvées au niveau international, n'existent actuellement que dans des domaines limités. C'est pourquoi, en l'absence de normes opérationnelles approuvées au niveau international, ce rapport se réfère aux projets de normes internationales correspondants, aux documents élaborés par des organisations internationales qualifiées dans les secteurs technique et scientifique concernés, ou bien à des normes nationales appliquées sur le plan international.

Il y a lieu de reconnaître que ces divers documents ont un statut très différent, en ce qui concerne leur degré d'approbation. C'est pourquoi les références à des publications issues d'organisations techniques ou scientifiques ne figurent que dans les règles d'application et ne sont données qu'"à titre d'exemple". En conséquence, le contenu de ces documents de référence n'a pas à faire l'objet de commentaires détaillés.

L'attention est également appelée sur l'impossibilité qu'il y a eu de contrôler entièrement, dans le délai disponible, la stricte compatibilité entre tous les documents de référence.

Même si ces textes de référence sont considérés comme acceptables pour le présent rapport, les Eurocodes ne pourront se référer, sous leur forme définitive, qu'à des documents officiels et strictement compatibles. En cas d'absence de normes internationales, le choix (ou l'absence) des références correspondantes restera du ressort des responsabilités nationales. Par ailleurs, l'examen du projet d'Eurocode devra permettre de préciser l'existence de documents nationaux compatibles avec cet Eurocode et la mesure dans laquelle ces documents pourront servir de textes de référence. Les progrès réalisés dans la préparation des normes ISO et CEN, des Euronorms, etc. conditionneront donc le progrès et l'étendue de l'harmonisation à laquelle il sera possible d'aboutir.

A cet égard, il faut noter qu'il n'existe pas actuellement de normes internationales sur les *actions* et qu'il n'est pas prévu d'en établir dans un avenir proche. Les règlements de charge nationaux resteront donc en vigueur durant un temps assez long. Par contre, pour les spécifications sur les *matériaux*, il existe déjà quelques normes internationales disponibles et divers projets sont en cours de discussion. On peut en déduire que les spécifications sur les matériaux pourront être harmonisées (et unifiées) à moyen terme.

Certains aspects particuliers, tels que, par exemple, la conception et le dimensionnement vis-à-vis de la résistance au feu des structures, ne sont pas considérés dans ce rapport, parce qu'il a été jugé préférable d'attendre la mise au point des documents correspondants par les organisations scientifiques et techniques concernées (C.I.B., C.E.B., C.E.C.M., etc.).

Les principes généraux, concernant la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité sont fondés sur l'Eurocode 1. Ces principes ne sont donc pas traités en détail dans ce document, en particulier en ce qui concerne les définitions et les règles générales relatives aux actions et à leurs combinaisons. Le présent document ne couvre que les points spécifiques aux structures en béton et indispensables pour l'application aux structures courantes.

2.3 Harmonisation des règles concernant les divers matériaux

L'"harmonisation des règles concernant les divers matériaux" consiste à réaliser un accord sur les principes de base des projets, qui puissent être considérés comme valables indépendamment du matériau et du type de construction considéré. Dans une certaine mesure, cet objectif est atteint par l'unicité de la référence des divers projets d'Eurocodes aux mêmes principes communs, fixés dans le projet d'Eurocode 2, indépendamment de la diversité des matériaux et des types de construction.

Dans la pratique, l'harmonisation comporte aussi, par exemple, la référence à des règlements de charges indépendants des matériaux et l'emploi de coefficients partiels pour les actions indépendants des matériaux (voir chapitre 4.2). Toutefois, de manière générale, cette procédure n'est pas appliquée dans tous les Etats-membres.

De plus, il faut envisager un effort ultérieur d'harmonisation dans le domaine de la terminologie, dans l'application pratique des méthodes théoriques et, si possible, dans la définition des tolérances. Dans la révision du projet, il faudra également indiquer si les critères concernant les états-limites de service peuvent être définis indépendamment des matériaux et des types de construction.

3 DIFFERENCIATION DE LA SECURITE ET DE L'APTITUDE AU SERVICE

Sous réserve d'accord avec les Autorités nationales compétentes, la différenciation de la sécurité et de l'aptitude au service implique une gradation du soin apporté aux diverses opérations (par exemple, aux calculs de dimensionnement, à leur vérification, au contrôle de qualité des matériaux, à la surveillance sur le chantier, aux exigences vis-à-vis de la qualification du personnel, etc.). Cette gradation a pour but de garantir des degrés appropriés de fiabilité.

La différenciation de la sécurité dans les calculs de dimensionnement implique une augmentation ou une diminution des valeurs de calcul par modification adéquate des valeurs caractéristiques ou représentatives, ou par modification des coefficients partiels. Dans ce dernier cas, on peut, soit fixer directement des coefficients partiels modifiés, soit adapter les valeurs normalisées au moyen de coefficients correctifs appropriés γ_n .

Si, par exemple, on se réfère à plusieurs catégories de structures ou d'éléments structuraux, caractérisées par différents niveaux de fiabilité, on peut, pour des bâtiments agricoles, prendre en compte un degré de fiabilité inférieur à la moyenne et, par contre, pour un stade, envisager un degré de fiabilité supérieur à la moyenne.

4 VALEURS NUMERIQUES DES COEFFICIENTS PARTIELS

4.1 Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux

Les valeurs des coefficients partiels des propriétés des matériaux (γ_m ou γ_M), telles qu'elles sont proposées dans ce rapport, ont été choisies par le Groupe d'Etude sur la base de la meilleure expérience disponible, mais elles ne constituent pas une proposition officielle de la Commission.

Les valeurs de ces coefficients partiels sont considérées comme des exemples, satisfaisant aux conditions suivantes qui semblent prévaloir dans plusieurs Etats-membres, - notamment :

- accord commun sur les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux (voir chapitre 3);
- fixation d'un certain niveau de qualification de la main d'oeuvre, ainsi que d'un certain niveau de contrôle (voir chapitre 6);
- adoption, pour les résistances, de formules basées généralement sur des valeurs minimales couramment acceptées.

Le cas échéant, il peut s'avérer nécessaire de modifier les valeurs des coefficients γ_m afin de les adapter aux conditions spécifiques à certains pays. Les indications, qui sont données dans le présent document, visent à permettre des calculs-prototypes et à constituer une base de discussion.

4.2 Coefficients partiels pour les actions

Le présent document ne donne de valeurs numériques, ni pour les coefficients partiels applicables aux actions (γ_F), ni pour les coefficients servant à fixer les valeurs représentatives de celles-ci (ψ). Les raisons en sont les suivantes :

- les coefficients de sécurité dépendent de la définition des actions et du degré de fiabilité envisagé;
- la définition des actions doit se référer aux règlements nationaux de charges, qui divergent dans les Etats-membres;
- il est admis que le choix du niveau de fiabilité reste du ressort de la responsabilité nationale.

Préface

Pour pouvoir développer les discussions, des valeurs des coefficients γ_F sont données à titre indicatif dans le tableau A (**). De même, le tableau B donne des valeurs indicatives pour les coefficients de combinaison ψ d'après les propositions des Groupes d'Etude des E.C.2 et E.C.3. D'autres valeurs des coefficients γ_F sont données, à titre indicatif, dans le texte du présent projet d'Eurocode, mais pour les seuls cas où elles sont absolument nécessaires à la modélisation de la capacité résistante.

Tableau A : Coefficients partiels pour la combinaison fondamentale

Type d'action		effets défavorables	effets favorables
action permanente	γ_G	1,35	1,0
précontrainte avec acier à haute résistance (*)	γ_P	1,20	0,9
action variable	γ_Q	1,50	0
déformation imposée variable	$\gamma_{ind(*)}$	analyse non linéaire: 1,50 analyse linéaire: 1,20	0
(*) valeurs indicatives pour les ouvrages en béton			

Compte tenu de la définition des valeurs représentatives des actions, ou comme simplification dans un domaine d'application délimité, on peut adopter comme alternative :

$$\gamma_G = \gamma_Q = 1,43$$

Toutefois, indépendamment du choix définitif de ces valeurs, il faut souligner que les spécifications futures sur les actions devront absolument être indépendantes des matériaux et comprendre un ensemble de valeurs des coefficients partiels appliqués aux actions, qui soient valables pour tous les matériaux (voir chapitre 2.3).

(**) valeurs en conformité avec le Code Modèle CEB-FIP 1978

Préface

Pour la vérification de l'équilibre statique (voir article P.4.4.1 du chapitre 2.1), les valeurs suivantes sont données, à titre indicatif, par les Groupes d'Etude des E.C.2 et E.C.3 :

$$\gamma_{G1} = 0,95$$

$$\gamma_{G2} = 1,05$$

Tableau B : Coefficients ψ

Actions	ψ_0	ψ_1	ψ_2
charges d'exploitation :			
- bâtiments d'habitation :	0,5-0,7 (**)	0,4	0,2
- bureaux et magasins de détail :	0,7	0,6	0,3
- parkings :	0,7	0,7	0,6
vent	0,7 (*)	0,2 (*)	0
neige	0,7 (*)	0,2 (*)	0 (*)
température	?		
(*) valeurs à modifier selon la région où est édiflée la structure			
(**) valeurs à modifier éventuellement en fonction du nombre d'étages			

Pour la conception et le dimensionnement des structures courantes, il faut envisager l'utilisation de "formats" simplifiés.

En principe, les *formats* simplifiés peuvent être obtenus :

- par une limitation éventuelle du nombre d'actions variables à introduire dans les combinaisons;
- par un choix approprié des valeurs des coefficients γ et ψ ;
- par des dispositions adéquates pour les divers cas de charge à considérer.

Un *format* simplifié particulier, déduit des valeurs indiquées dans les tableaux A et B, résulte, par exemple, de la combinaison des coefficients γ_F et ψ_0 sous la forme suivante :

Préface

$$a) \text{ si } G \text{ est défavorable : } S_d = S (1,35.G + \gamma_Q \sum_1^n Q_{ik}) \quad [1]$$

$$b) \text{ si } G \text{ est favorable : } S_d = S (1,00.G + \gamma_Q \sum_1^n Q_{ik}) \quad [2]$$

où $\gamma_Q = 1,50$, si $n = 1$

$\gamma_Q = 1,35$, si $n = 2$

Il faut cependant noter que chacune des simplifications envisagées n'est acceptable que sur la base d'un accord sur un certain nombre de règles non-simplifiées. De plus, il faut souligner que, pour toute règle simplifiée de vérification, le domaine d'application correspondant doit être fixé.

5 REMARQUES SPECIFIQUES A L'EUROCODE N°2

5.1 Présentation

Conformément aux Directives établies par le Comité Directeur et le Groupe de Travail E.C.2, le contenu du présent document est subdivisé en :

- Principes (P), dans lesquels figurent les "*exigences*" et les "*critères qualitatifs*" d'accomplissement de ces exigences;
- Règles d'Application (A), comportant les "*critères quantitatifs*" d'application et les Règles proprement dites (voir chapitre 1).

Les *Principes* sont indiqués par une ligne verticale en marge.

Par ailleurs, sur certains points particuliers, pour lesquels la discussion a mis en évidence des divergences d'opinions, les *Règles* comportent des "*Commentaires*" (*), qui contiennent des solutions alternatives ou donnent des explications appropriées. Il est prévu qu'à la suite de l'enquête à laquelle est soumis le présent document, une décision définitive sera prise sur ces points particuliers, ce qui permettra la suppression de ces Commentaires.

Dans le chapitre 2.1, la suite des *Principes* et des *Règles* se présente sous une forme différente de celle adoptée dans les autres chapitres. Ce chapitre est basé sur une rédaction-modèle, établie par un Groupe de Coordination Inter-Eurocodes. Dans les chapitres suivants, les *Principes* et les *Règles* sont regroupés de manière à couvrir l'ensemble d'un sujet, alors que, dans le chapitre 2.1, chaque paragraphe des Principes est suivi des Règles correspondantes. Une décision définitive

(*) imprimés sur une largeur réduite

Préface

sur l'adoption d'une présentation uniforme de tous les chapitres de l'Eurocode sera prise sur la base des observations reçues, conformément au point 6.2.b) de la présente Préface. De plus, il faudra décider si l'on accepte l'existence de certaines Règles d'application, lorsqu'elles n'ont pas de correspondance dans les Principes.

5.2 Références bibliographiques particulières

Dans les Règles d'application, sont données des références bibliographiques particulières, qui sont présentées sous forme typographique spéciale et qui peuvent permettre aux projeteurs de traiter certains sujets de manière plus approfondie. Le contenu des documents cités (Code Modèle CEB-FIP 1978, Compléments ou Annexes au Code Modèle, Guides FIP) est considéré comme conforme aux Principes et, de ce fait, directement utilisable, compte tenu du vaste consensus international dont ils constituent l'aboutissement.

5.3 Annexes

Dans la présentation qui suit, ne sont actuellement incluses que quatre Annexes, qui concernent les sujets suivants :

- Annexe n°1 : *"Notations"*
- Annexe n°2 : *"Normes de référence"*
- Annexe n°5 : *"Béton non armé"*
- Annexe n°7 : *"Effets structuraux des déformations différées du béton"*

Il est prévu de procéder ultérieurement à la rédaction des Annexes suivantes :

- Annexe n°3 : *"Traitement thermique du béton"*
- Annexe n°4 : *"Béton léger structural"*
- Annexe n°6 : *"Précontrainte par câbles non adhérents"*
- Annexe n°8 : *"Guide de durabilité"*
- Annexe n°9 : *"Éléments préfabriqués"*
- Annexe n°10 : *"Fatigue"*

Pourront être également envisagées, suivant les résultats de l'enquête, d'autres Annexes, relatives aux consoles courtes, aux murs porteurs, aux poutres-cloisons, des tableaux de coefficients forfaitaires pour le calcul des poutres continues et des dalles, etc.

6 COMMENTAIRES

6.1 Généralités

Pour faciliter la prise en compte des commentaires, il est demandé de distinguer entre les questions de caractère général et les questions de nature technique, conformément aux indications suivantes :

6.2 Observations de caractère général

Des observations de caractère général sur le document dans son ensemble et sur son applicabilité dans la pratique seront les bienvenues. Ces observations peuvent couvrir, en particulier, les points suivants :

a) Objet et domaine d'application du Code dans son ensemble, ainsi que de certains chapitres et paragraphes particuliers;

b) Clarté d'exposé et facilité d'application du contenu du Code, en particulier pour la présentation et la distinction des Principes et Règles d'application (et ceci, compte tenu des différences de forme des E.C.2, E.C.3 et E.C.8);

c) Possibilité de couvrir actuellement, sous forme de Code, la conception, le dimensionnement et l'exécution;

d) Degré de développement du traitement des divers sujets;

e) Relation et compatibilité avec le présent document :

(i) des normes internationales,

(ii) des normes nationales,

(iii) d'autres documents établis par les organisations internationales.

6.3 Observations de nature technique

6.3.1 Questions fondamentales

En ce domaine, sont demandées des observations :

a) sur les méthodes de conception et de dimensionnement et, en particulier, sur les modèles de calcul adoptés;

b) sur l'adaptation des EUROCODES au degré de sécurité, adopté par les diverses réglementations nationales.

Préface

Il faut notamment contrôler si cette adaptation peut être réalisée uniquement par une fixation adéquate des coefficients γ_F et ψ , dans le cadre de l'application des normes nationales sur les charges, sans modification des règles de sécurité proposées pour les matériaux, - en particulier, sans modification des valeurs indicatives, données par les coefficients γ_m .

En cas d'impossibilité, il faut indiquer la modification nécessaire des règles de sécurité proposées pour les matériaux, ainsi que la modification appropriée des valeurs numériques des coefficients γ_m , sur la base des normes internationales ou nationales, concernant les matériaux et compatibles avec l'Eurocode.

6.3.2 Observations et propositions d'amendement sur des points particuliers

Les propositions d'amendement, ainsi que leur insertion, devront être énoncées clairement, afin de pouvoir être directement introduites dans le texte. En outre, toutes les répercussions, résultant de l'implémentation de ces propositions dans les autres parties du document, devront être prises en considération et résolues sans ambiguïté par des textes adéquats de remplacement.

6.4 Présentation des observations

Les observations sont à adresser à la

COMMISSION des COMMUNAUTÉS EUROPÉENNES
Direction Générale du Marché Intérieur
et des Affaires Industrielles (III-C-3)
Rue de la Loi 200
B-1049 BRUXELLES

1. INTRODUCTION

1 INTRODUCTION

P.1 Objet

Le présent Eurocode définit les bases pour la conception, le dimensionnement et l'exécution des structures en béton, béton armé et béton précontraint, et en propose des Règles d'application opérationnelle.

Les Principes, qui fixent les exigences et les critères auxquels doit satisfaire la structure pour être en conformité avec cet Eurocode, sont identifiés dans le texte par la lettre P.

Les Règles d'application, identifiées par la lettre A, sont destinées à offrir une méthode acceptable pour satisfaire aux principes donnés dans l'Eurocode, mais elles n'excluent pas l'emploi d'autres règles opérationnelles lorsqu'il peut être démontré qu'elles satisfont aux mêmes principes.

Des valeurs numériques, identifiées par un cadre (et associées à un certain niveau de sécurité), sont données, mais seulement à titre indicatif.

P.2 Domaine d'application

Le présent Eurocode concerne les structures de bâtiments et de génie civil. Les Principes de base sont applicables à tous les types d'ouvrages en béton, béton armé et béton précontraint, mais ils ne couvrent pas complètement tous les problèmes spécifiques aux structures spéciales, telles que certains types particuliers de ponts ou viaducs, les grands barrages, les enceintes pour réacteurs nucléaires ou les plates-formes marines.

L'inclusion d'un type de structure dans le domaine de validité de l'Eurocode n'implique pas que tous les détails de sa conception, de son dimensionnement et de son exécution y soient complètement couverts.

Les Règles d'application se réfèrent seulement aux structures en béton, béton armé ou béton précontraint dont les granulats sont, soit des granulats normaux (tels que graviers, roches concassées ou granulats similaires, sable naturel), soit, en tout ou partie, des granulats légers, appartenant à l'une des Classes I ou II définies par les Recommandations de la RILEM.

Les structures et les éléments de structures dont le pourcentage d'armature est inférieur à une certaine limite, doivent être considérés comme non armés.

Par ailleurs, ne sont pris en considération, ni les éléments en béton sans granulats fins ou en béton aéré ou encore en béton de granulats lourds, ni les éléments armés de profilés métalliques laminés ou les structures composites acier-béton.

1. Introduction

Pour les types de structures non complètement couverts, ainsi que pour de nouvelles utilisations structurales de matériaux connus, ou pour des ouvrages soumis à des actions ou influences se situant en-dehors du domaine de l'expérience usuelle, les mêmes Principes et Règles demeurent applicables, mais sous réserve de Compléments éventuels adéquats.

Par contre, les exigences de caractère particulier, - comme, par exemple, la protection des structures contre les sels de déverglaçage ou vis-à-vis du feu, - ne sont pas incluses dans le domaine de validité du document.

P.3 Hypothèses

L'attention des utilisateurs est appelée sur les hypothèses suivantes, fixées dans l'Eurocode n°1 :

- i. Les projets sont supposés établis par du personnel qualifié et expérimenté.
- ii. Une surveillance adéquate est supposée réalisée dans les ateliers et sur les chantiers.
- iii. L'exécution est supposée effectuée par du personnel ayant la qualification et l'expérience appropriées.
- iv. La structure est supposée faire l'objet d'un entretien approprié pendant sa "durée de vie" initialement fixée.
- v. Les conditions d'exploitation de la structure sont supposées ne pas subir de changement désavantageux durant la durée de vie initialement fixée, à moins qu'il ne soit procédé à un nouveau calcul approprié.

Il faut également noter que les modes de conception et de dimensionnement ne sont valables que si les exigences de qualité, fixées au chapitre 6, sont satisfaites.

P.4 Unités

Les unités adoptées dans les Eurocodes sont celles du Système International d'unités S.I., basé sur le système numérique décimal à sept unités de base, conformément à la Norme ISO-4357 "Règles pour l'utilisation du système d'unités S.I. dans les constructions".

Pour la présentation des données et résultats, les unités recommandées sont :

- pour les charges et les forces localisées ou réparties : kN, kN/m, kN/m²
- pour les masses volumiques : kg/m³
- pour les poids volumiques : kN/m³

1. Introduction

- pour les contraintes et les résistances : MPa ($= \text{N/mm}^2 = \text{MN/m}^2$)
- pour les moments : kNm

P.5 Notations

Les notations doivent être conformes à la Norme ISO-3898 "Bases du calcul des constructions - Notations - Symboles généraux", avec le choix particulier de :

V pour les efforts tranchants

Q pour les actions variables

c ou b *) comme indice spécifique aux propriétés du béton.

Certaines dérogations peuvent être effectuées par rapport à la Norme ISO-3898, particulièrement pour l'usage des lettres capitales et la suppression de virgules dans les indices.

Pour des grandeurs indépendantes des matériaux, une liste des notations est donnée à l'annexe 1 du présent Eurocode.

*) décision à prendre

2. FIABILITE ET METHODES D'ANALYSE

2.1 BASES POUR LE PROJETP.1 Exigences fondamentales

Le projet et la réalisation des ouvrages en béton, béton armé et béton précontraint doivent avoir pour but de garantir, avec une probabilité acceptable, que les structures se maintiennent aptes à l'usage requis, compte tenu de la durée de vie prévue et des dépenses engagées.

L'ossature principale doit normalement posséder une robustesse telle qu'elle ne puisse subir aucun dommage hors de proportion avec la cause initiale.

Pendant leur durée de vie prévue les structures doivent être en mesure, avec un degré de fiabilité approprié :

- de supporter les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant la construction et l'usage courant;
- de satisfaire de manière adéquate aux conditions d'aptitude au service;
- de présenter une durabilité adéquate.

En particulier l'exigence concernant la robustesse (ou l'intégrité structurale) doit être prise en considération dans le cadre de la conception générale du projet (voir P.2 ci-après). Dans tous les cas, la structure doit offrir une résistance convenable aux forces latérales.

Si le comportement structural peut être étudié par le calcul, les vérifications doivent être basées sur une modélisation adéquate (voir P.7.1) en attribuant aux variables des valeurs numériques appropriées (voir P.3). Dans le cas contraire, on peut s'appuyer sur des essais sur modèles ou sur prototypes (P.7.3) ou bien recourir à des mesures indirectes consistant, par exemple, en un choix adéquat des matériaux et des dispositions constructives. La durabilité et la résistance aux influences agressives peuvent être assurées par les prescriptions énoncées en P.6.

Dans les ouvrages en béton armé ou précontraint le respect de l'ensemble de ces exigences nécessite la mise en oeuvre d'un pourcentage minimal d'armatures adhérentes protégées par une épaisseur suffisante de béton de bonne qualité.

P.2 Conception générale du projet

La conception générale du projet doit comprendre :

- la décision définitive sur l'implantation de l'ouvrage,
- les dispositions générales de la structure (telles que, par exemple,

2.1 Bases pour le projet

une distribution symétrique des masses et des rigidités),

- le choix des matériaux constitutifs, du système structural et des méthodes de construction.

Une attention particulière doit être apportée au choix du degré de fiabilité approprié (voir Préface) et à la prise en compte des actions et situations accidentelles.

Pour les mesures destinées à couvrir les risques sismiques, on se réfèrera à l'Eurocode n°8.*

P.3 Règles générales concernant le dimensionnement aux états-limites

P.3.1 Etats-limites et situations de projet

Les conditions dans lesquelles la structure peut cesser de remplir ses fonctions doivent être énumérées. Chacune de ces conditions est considérée comme un état-limite dans lequel certains des critères de performance qui sont déterminants pour l'utilisation de l'ouvrage ne sont plus respectés.

Les états-limites peuvent intervenir durant toute la vie de l'ouvrage. En vue d'une idéalisation de la vérification des états-limites, la vie prévue peut être représentée par diverses situations appelées "situations de projet". Chacune de ces situations est caractérisée par l'intervalle de temps pendant lequel les données qui influent sur les conditions de sécurité peuvent être considérées constantes.

Les diverses situations à vérifier, et en particulier celles qui se produisent au stade de la construction, doivent être examinées successivement et faire l'objet de justifications distinctes.

Dans la plupart des cas pratiques, les situations de projet peuvent être classées comme suit :

- situations durables, ayant une durée du même ordre de grandeur que la vie de l'ouvrage (ce qui est le cas de nombreuses situations, en utilisation courante);
- situations transitoires, ayant une durée moindre et une haute probabilité d'occurrence (par exemple, situations pendant la construction ou au cours d'une réparation);
- situations accidentelles (pendant ou après un accident), ayant normalement une durée brève et une faible probabilité d'occurrence.

Généralement, les valeurs de calcul de la plupart des actions à prendre en compte dans ces diverses situations sont différentes. En revanche, pour simplifier les procédures d'application courantes, on utilise souvent les mêmes valeurs de calcul des capacités résistantes pour les situations durables et transitoires; cette simplification

* en cours de rédaction

2.1 Bases pour le projet

ne s'applique cependant pas aux situations transitoires de nature sismique.

La réalisation des ouvrages en béton par phases successives ou par assemblage d'éléments préfabriqués et de parties coulées in situ entraîne l'obligation de considérer les états-limites inhérents aux situations transitoires ainsi que l'influence du procédé de construction sur le comportement de l'ouvrage en service, compte tenu en particulier des effets des déformations différées du béton.

P.3.2 Classification des états-limites

Les états-limites se subdivisent en deux catégories :

a) les états-limites ultimes, qui correspondent à :

i - la perte de l'équilibre statique de la structure, ou d'un de ses éléments, considérés comme un corps rigide.

On peut admettre que l'équilibre statique est assuré tant que la structure ou les éléments qui la constituent (par exemple les fondations) ne subissent pas de déplacements anormaux (par renversement, soulèvement ou glissement);

ii - l'atteinte de la capacité de résistance ultime du système structural ou d'un de ses éléments.

Ces états-limites peuvent correspondre à :

- la rupture ou une déformation excessive de sections critiques, de jonctions ou d'éléments porteurs.

Sont spécifiques du béton armé ou précontraint les états-limites sous sollicitations normales (moment fléchissant, effort normal) et sous sollicitations tangentes (adhérence-ancrage, effort tranchant, torsion, poinçonnement.

- la transformation de la structure, ou d'une de ses parties, en un mécanisme,

- la perte de la stabilité structurale par effets du second ordre (flambement), ces effets pouvant provoquer une instabilité locale ou d'ensemble et affecter le comportement des sections.

Dans le cas du béton armé ou précontraint, ces phénomènes sont affectés par les déformations différées du béton.

- l'influence des déformations cumulatives ou d'un changement de géométrie du système;

- la rupture par sollicitations répétées (fatigue);

- des états-limites particuliers dans des situations accidentelles (par exemple : pénétration à la flamme, en cas d'incendie; isolation thermique, en présence du feu).

2.1 Bases pour le projet

b) les états-limites de service qui affectent les possibilités d'utilisation et au-delà desquels les conditions de service ne sont plus assurées.

Pour les ouvrages en béton, il faut envisager :

- la fissuration des zones de béton tendu;
- les contraintes de compression excessives dans le béton, qui provoquent une microfissuration et affectent la durabilité;
- les déformations ou flèches inacceptables, qui influent sur l'aspect de l'ouvrage ou sur son utilisation et peuvent provoquer des dommages aux finitions ou aux éléments non structuraux. Ces phénomènes sont influencés par la fissuration, le fluage et le retrait;
- les vibrations, qui affectent les conditions de confort et peuvent endommager les éléments non-structuraux et les équipements;
- la perte de l'étanchéité;
- certains états-limites particuliers, tels que ceux provoqués par l'usure, le faïençage de la surface, les effets du gel.

La détérioration provoquée par des influences agressives sur les matériaux constituant la structure peut conduire à des états-limites concernant aussi bien les conditions de service que les conditions ultimes.

P.3.3 Variables de base

Dans les vérifications par l'analyse, les états-limites sont appréhendés par un modèle de calcul faisant intervenir un certain nombre de paramètres ou de variables appelés variables de base.

Les variables de base spécifiques du béton, béton armé ou précontraint qui interviennent dans la plupart des états-limites sont :

- les actions : forces (F), précontrainte éventuelle (P), déformations imposées;
- les résistances (f), la déformabilité instantanée et rhéologique (retrait, fluage), l'adhérence acier-béton et d'autres propriétés telles que la relaxation des aciers de précontrainte, le frottement dans les gaines;
- les données géométriques (a).

2.1 Bases pour le projet

P.3.4 Format de calculP.3.4.1 Etats-limites ultimes

Dans la plupart des cas les effets résultant des actions dans une section S sont comparés aux valeurs résistantes correspondantes en se rapportant aux valeurs de calcul S_d et R_d .

Cette comparaison peut être exprimée sous la forme :

$$S_d \leq R_d \quad [1]$$

Les définitions de S et R varient suivant le problème spécifique envisagé et les relations peuvent être scalaires, vectorielles, (par exemple, interaction M - N) ou, parfois, plus complexes.

Dans certains cas (par exemple, certains problèmes de flambement, application aux dalles de la théorie des lignes de rupture), les actions sont comparées directement à la capacité résistante d'un élément structural ou de la structure dans son ensemble.

Pour les états-limites d'équilibre statique, l'équation [1] s'écrit :

$$S'_d(F') \leq S''_d(F'') \quad [2]$$

où S'_d et S''_d sont, respectivement, les effets des actions non-stabilisantes F' et ceux des actions stabilisantes (F'').

P.3.4.2 Etats-limites de service

La condition de vérification est généralement exprimée sous la forme :

$$S_d \leq C_d \quad [3]$$

où S_d est la valeur de calcul de l'effet des actions (ouverture des fissures, déformation, parfois contrainte) et C_d représente une valeur fixée a priori ou fonction de certaines propriétés des matériaux (et correspondant donc à R_d). Ici aussi la vérification peut être scalaire, vectorielle ou plus complexe.

P.3.4.3 Valeurs de calcul des effets des actions

Les effets des actions sont introduits dans les calculs par leurs valeurs de calcul S_d . Dans les diverses situations de projet il faut généralement considérer simultanément plusieurs actions, ce qui implique l'application de "règles de combinaison" (voir aussi P.4) fondées sur les formats ci-après.

Une forme simplifiée, applicable dans de nombreux cas, est la suivante :

$$S_d = S ((\gamma_F F_{rep})_1, \dots, (\gamma_F F_{rep})_i, \dots) \quad [4]$$

2.1 Bases pour le projet

Les coefficients γ_F dépendent de la nature des actions et de l'état-limite considéré. Ils tiennent compte :

- a) de la possibilité d'écarts aléatoires défavorables des actions par rapport à leurs valeurs représentatives F_{rep} , quelle que soit la cause de ces écarts (occurrence éventuelle de valeurs extrêmes de F , sous-estimation éventuelle de F_{rep} faute d'informations statistiques suffisantes),
- b) de l'imprécision, par rapport à la réalité physique, des modèles utilisés pour décrire les actions dans les calculs de dimensionnement,
- c) de l'imprécision, par rapport à la réalité physique, du modèle mécanique utilisé pour représenter la condition d'état-limite,
- d) des incertitudes de nature aléatoire attachées à l'équation d'état-limite (par exemple, absence de prise en compte des corrélations entre les variables de base),

ces deux derniers aspects étant limités à la portion des incertitudes qui concerne la détermination des sollicitations et autres effets des actions.

En se référant à la classification des actions adoptées en P.4.1, les coefficients partiels γ_F sont représentés par les notations ci-après :

- γ_G pour les actions permanentes
- γ_Q pour les actions variables
- γ_P pour la précontrainte
- γ_{ind} pour les déformations imposées (actions indirectes).

Dans certains cas (en particulier dans les calculs non linéaires), on utilise l'expression :

$$S_d = \gamma_{S_d} \cdot S [(\gamma_f F_{rep})_1, \dots, (\gamma_f F_{rep})_i, \dots] \quad [5]$$

où, généralement :

$$\gamma_f \cdot \gamma_{S_d} = \gamma_F$$

La procédure qui consiste à appliquer l'expression [5] est dite "procédure de linéarisation" car elle consiste à limiter l'étude non-linéaire au niveau de γ_f en amplifiant ensuite les effets des actions par application d'un coefficient de proportionnalité γ_{S_d} .

2.1 Bases pour le projet

Théoriquement, γ_f tient compte des écarts et des incertitudes qui se rapportent aux actions elles-mêmes (points a et b ci-dessus); γ_{Sd} tient compte des incertitudes qui concernent le modèle adopté pour la détermination des effets des actions dans la condition d'état-limite considéré (points c et d ci-dessus).

Si l'on se réfère à la classification des actions donnée en P.4.1 les coefficients partiels γ_f sont représentés par les notations suivantes :

- γ_g est associé aux actions permanentes,
- γ_q est associé aux actions variables,
- γ_p s'applique à la précontrainte,
- γ_{ind} s'applique aux déformations imposées (actions indirectes).

P.3.4.4 Valeurs de calcul de la capacité résistante et des propriétés des matériaux

La capacité résistante est introduite dans les calculs par sa valeur de calcul R_d évaluée au moyen d'expressions telles que :

$$R_d = R (\dots f_k / \gamma_M \dots) \quad [6]$$

Les coefficients partiels γ_M tiennent compte :

- a) de la possibilité d'écarts aléatoires défavorables des propriétés des matériaux par rapport à leurs valeurs caractéristiques spécifiées ou estimées (par exemple, par rapport à f_k);
- b) des incertitudes concernant les relations entre les propriétés des matériaux in situ et celles mesurées dans des essais normalisés (incertitudes sur les facteurs ou fonctions de conversion);
- c) de la conversion elle-même entre propriétés in situ et propriétés d'éprouvettes normalisées; par contre, ne sont pas comprises les corrections qu'il y a lieu d'introduire dans certains cas pour tenir compte des conditions d'application des actions (par exemple, réduction de la résistance du béton à la compression sous sollicitations normales soutenues (voir chapitre 4.1.1));
- d) de l'imprécision, par rapport à la réalité physique, du modèle mécanique utilisé pour déterminer la capacité résistante dans l'équation d'état-limite;
- e) de la possibilité d'écarts aléatoires défavorables de certaines données géométriques par rapport à leurs valeurs nominales (par exemple, dimensions de sections transversales et position des armatures dans ces sections).

2.1 Bases pour le projet

Dans certains cas, il y aurait lieu d'évaluer R_d par une expression de la forme :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R_d}} R(\dots f_k / \gamma_m \dots) \quad [7]$$

avec :

$$\gamma_m \cdot \gamma_{R_d} = \gamma_M$$

Dans ce cas γ_m tient compte des incertitudes concernant les propriétés des matériaux (points a et b, ci-dessus) et γ_{R_d} des incertitudes concernant la détermination de la capacité résistante ou des paramètres géométriques. Cette procédure n'est cependant pas appliquée dans les constructions en béton dans les cas courants.

P.3.4.5 Valeurs de calcul. Paramètres géométriques

Les paramètres géométriques sont généralement introduits dans les calculs par leurs valeurs nominales ($a_d = a_{nom}$). Une sécurité additive est introduite dans certains cas en ajoutant (ou en retranchant) un terme complémentaire Δa (par exemple : excentricité minimale dans les calculs en flexion composée (voir chapitre 4.1.1); excentricité additionnelle dans les poteaux et inclinaison involontaire dans les cadres vérifiés en tenant compte des effets du second ordre (voir chapitre 4.1.3)).

P.4 Règles générales relatives aux actions et à leurs combinaisons

P.4.1 Classification

La classification qui suit définit les différentes manières dont les actions sont prises en compte dans les calculs.

Comme indiqué plus en détail dans l'Eurocode n° 1, on distingue :

a- les actions directes, généralement représentées par la notation F , (tous les types de charges, pression du vent, neige, etc.) correspondant aux forces appliquées;

- les actions indirectes, généralement représentées par la notation F_{ind} (température, retrait, etc.) correspondant aux déformations imposées. Si l'on se réfère à un modèle de comportement élastique, le fluage donne également lieu à des déformations imposées. Toutefois on peut généralement inclure ses effets dans la réponse du matériau. Font exception les déformations de fluage dues à des actions qui ont cessé d'agir;

2.1 Bases pour le projet

- la précontrainte . On ne considère ici que la précontrainte réalisée au moyen d'armatures fortement tendues, que sa faible variation en fonction du temps permet d'assimiler à une force appliquée;

b - les actions permanentes (poids propre des structures, poids des superstructures et de l'équipement fixe, ...) généralement représentées par la notation G; la précontrainte (notation P), assimilable à une action permanente fonction du temps. Le retrait peut être traité comme une action permanente variable dans le temps; il en est de même du fluage si on le considère comme déformation imposée;

- les actions variables (charges d'exploitation Q_0 , vent W, neige S_n , température T ...) désignées par la notation générale Q;

- les actions accidentelles (par exemple : impact) généralement représentées par la notation F_A ;

c - les actions fixes, caractérisées par une distribution spatiale fixe sur toute la construction;

- les actions libres (toutes les charges mobiles comprenant la plupart des charges d'exploitation, vent, neige ...) qui donnent lieu à différents cas de charge (voir P.4.3);

d - les actions statiques ou quasi-statiques (pour lesquelles l'effet dynamique éventuel peut être pris en compte par une majoration appropriée des actions statiques);

- les actions dynamiques;

e - les actions caractérisées par un faible nombre de répétitions et pour lesquelles il n'y a pas lieu d'envisager un risque de dommage par fatigue;

- les actions caractérisées par un nombre élevé de répétitions (certaines actions variables) qui peuvent donner lieu à un effet de fatigue.

P.4.2 Valeurs caractéristiques et autres valeurs représentatives

P.4.2.1 Actions permanentes

Généralement, les actions permanentes sont représentées par une valeur nominale unique G. Ceci vaut en particulier pour les actions suivantes :

- poids propre de la structure,
- poids des superstructures et de l'équipement fixe,
- action provoquée par un niveau d'eau pratiquement constant,
- déformations imposées dues à un tassement d'appui, etc,
- retrait et fluage, lorsque ces phénomènes n'ont pas une influence déterminante,
- précontrainte.

2.1 Bases pour le projet

Pour la plupart de ces actions, en particulier pour le poids propre de la structure, la valeur nominale unique G est généralement calculée comme une valeur moyenne à partir des dimensions nominales et de la masse volumique moyenne.

Dans les cas suivants, toutefois, il peut être nécessaire de considérer d'autres valeurs représentatives, soit par exemple une valeur majorée ou une valeur minorée, ou les deux à la fois (*) :

- poids propre d'éléments structuraux très minces (voiles plans ou courbes) dans lesquels la dispersion des dimensions géométriques a une grosse influence sur la valeur globale des effets des actions,
- poids des superstructures, si celui-ci est susceptible de varier pendant la vie de l'ouvrage,
- lorsque certains effets des actions sont très sensibles à une variation de la répartition des charges sur la structure (en particulier dans les calculs d'équilibre statique et dans la vérification des zones dans lesquelles le signe du moment est susceptible de changer).

On peut cependant adopter une valeur représentative unique :

- si l'on adopte deux valeurs distinctes du coefficient γ_G (voir P.4.4.2)
- ou si les variations des effets des actions sont couvertes par des dispositions constructives appropriées,
- pour la précontrainte (voir chapitre 3.3).

La masse volumique moyenne peut être évaluée en se rapportant au projet ISO "Actions due to the self weight of structures, non structural elements and stored materials" (TC 98/SC3/WG3).

Des valeurs particulières des masses volumiques moyennes sont données dans le tableau 2.1 ci-après :

acier	7850 kg/m ³
béton normal non armé	2300 kg/m ³
béton normal armé	2500 kg/m ³

Tableau 2.1 : Valeurs des masses volumiques moyennes

(*) Voir également le commentaire de l'Eurocode n° 1

2.1 Bases pour le projet

P.4.2.2 Actions variables

Chaque action variable peut être représentée par les valeurs représentatives suivantes :

- valeur caractéristique Q_k
- valeur de combinaison $\psi_0 Q_k$
- valeur fréquente $\psi_1 Q_k$
- valeur quasi-permanente $\psi_2 Q_k$

Souvent les règlements de charge nationaux donnent ces valeurs représentatives sous forme de valeurs nominales.

Pour des situations transitoires, telles que celles qui se présentent pendant le transport, les réparations de très brève durée ou les phases de montage, des valeurs réduites peuvent être prises en compte.

Pour la vérification concernant la fatigue, les valeurs des actions à prendre en compte (et les facteurs correspondants) sont indiqués dans l'annexe correspondante. (*)

Des valeurs indicatives des coefficients ψ sont données dans le tableau B de la Préface.

P.4.2.3 Actions permanentes ou variables de caractère particulier

Pour les actions énumérées ci-après :

- charges d'exploitation,
- déformations imposées par le mode de construction,
- charges de chantier,

le projeteur peut être autorisé à utiliser comme valeurs représentatives des valeurs nominales non approuvées officiellement. Le non-dépassement de ces valeurs devra être garanti par les responsables de la réalisation ou de l'utilisation de la construction.

Suivant la nature de l'ouvrage, le projeteur peut fixer les valeurs représentatives de certaines actions naturelles (inondation, pression de l'eau contenue dans le sol) sur la base des informations statistiques disponibles et de son propre jugement.

P.4.2.4 Actions accidentelles

Les valeurs représentatives des actions accidentelles sont généralement fixées par les autorités nationales compétentes.

(*) sera rédigée ultérieurement

2.1 Bases pour le projet

P.4.3 Cas de charge

Les cas de charge sont les dispositions des actions libres qui doivent être prises en compte dans les calculs. Elles définissent uniquement l'emplacement et la direction dans lesquels les actions interviennent et non leurs intensités respectives. Celles-ci résultent des combinaisons d'actions (voir P.4.4).

Un cas de charge peut se rapporter :

- à une action individuelle (cas de charge élémentaire)
- à toutes les actions à considérer dans la situation de projet considérée.

Dans les structures en béton, la présence d'un poids propre important permet souvent de réduire les cas de charge à considérer dans les calculs.

P.4.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles de valeurs de calcul qu'il y a lieu de prendre en compte lorsque plusieurs actions doivent être considérées simultanément.

P.4.4.1 Vérification de l'équilibre statique et des états-limites analogues

Les actions suivantes doivent être prises en considération :

- i - Actions permanentes G_1 et précontrainte P_1 qui s'opposent au déplacement
- ii - Actions permanentes G_2 , précontrainte P_2 et actions variables Q_1 qui peuvent donner lieu au déplacement
- iii - Le cas échéant, actions accidentelles A (ou E_q).

Généralement on ne considère que les fractions de charges variables (vent, neige, poussée des terres, etc.) qui ont tendance à détruire l'équilibre.

L'équilibre doit être alors vérifié sous l'effet des combinaisons suivantes (mises sous forme symbolique, conformément au format de l'équation [4] en omettant la précontrainte éventuelle).

- i - Combinaison fondamentale :

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q_i} \psi_{O_i} Q_i \quad [8]$$

2.1 Bases pour le projet

ii - Combinaison accidentelle (si nécessaire)

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + F_A + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad [9]$$

avec les notations ci-après :

G_1 actions permanentes, comprenant la part des poids favorables vis-à-vis de l'équilibre

G_2 actions permanentes, comprenant la part des poids défavorables vis-à-vis de l'équilibre

F_A action accidentelle éventuelle

Q_1 fraction de l'action variable de base défavorables vis-à-vis de l'équilibre

Q_i fraction des actions d'accompagnement défavorable vis-à-vis de l'équilibre

ψ_0, ψ_1, ψ_2 coefficients définis en P.4.2.2

$\gamma_{G_1}, \gamma_{G_2}$ coefficients partiels pour les actions permanentes favorables et défavorables

$\gamma_{Q_1}, \gamma_{Q_i}$ coefficients partiels pour les actions variables (voir P.4.4.2).

Si la structure est très déformable, la vérification doit prendre en compte les déformations.

Les mêmes combinaisons doivent être appliquées pour le calcul des effets des actions sur les dispositifs d'ancrage destinés à assurer l'équilibre statique.

Des valeurs numériques de γ_{G_1} et γ_{G_2} sont indiquées dans la Préface.

P.4.4.2 Vérification de la capacité résistante

La vérification de la capacité résistante est effectuée sur la base des combinaisons suivantes des valeurs de calcul (présentation symbolique rapportée au format de l'équation [4]).

i - Combinaison fondamentale

$$\gamma_{G_{\max}} G_{\max} + \gamma_{G_{\min}} G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q_i} \psi_{oi} Q_i + \gamma_{ind} Q_{ind} \quad [10]$$

2.1 Bases pour le projet

- ii - Combinaison accidentelle (pour une action accidentelle ou, le cas échéant, pour le séisme)

$$(F_A \text{ ou } E_q) + G_{\max} + G_{\min} + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad [11]$$

Des coefficients partiels différant de l'unité peuvent être fixés pour les diverses actions par les autorités nationales compétentes afin d'assurer l'accord avec les prescriptions nationales.

- iii - Combinaison accidentelle pour une situation accidentelle éventuelle (par exemple, incendie)

$$G_{\max} + G_{\min} + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad [12]$$

Des coefficients partiels différant de l'unité peuvent être fixés pour les diverses actions par les autorités nationales compétentes afin d'assurer l'accord avec les prescriptions nationales.

Les notations des équations [10], [11] et [12] sont :

- G_{\max} actions permanentes dont l'effet augmente celui des actions variables
- G_{\min} actions permanentes dont l'effet réduit celui des actions variables
- Q_1 valeur caractéristique de l'action variable de base
- Q_i valeur caractéristique des actions variables d'accompagnement
- F_A action accidentelle éventuelle ou action sismique (E_q)
- ψ_0, ψ_1, ψ_2 , coefficients définis en P.4.2.2
- γ coefficients partiels

En ce qui concerne le poids propre, il suffit généralement d'appliquer tout au long de la structure soit la valeur de calcul majorée, soit la valeur de calcul minorée (en choisissant celle qui donne les effets les plus défavorables). Par exemple, pour les poutres continues, la même valeur de calcul peut être appliquée à toutes les travées. Toutefois des précautions spéciales sont nécessaires dans les zones où la somme algébrique des effets favorables et défavorables correspond à des valeurs relativement faibles (voir P.2.4.1). Dans ces zones, il faut prendre en compte une valeur minimale de l'effet des actions permanentes dont l'amplitude peut être évaluée au moyen de l'expression $(\gamma_{G_2} G_2 - \gamma_{G_1} G_1)$ en appliquant G_2 et G_1 aux diverses parties de la structure conformément à P.4.4.1. Comme alternative, on peut adopter des dispositions constructives appropriées.

2.1 Bases pour le projet

Avec l'accord des autorités nationales compétentes, on peut adopter pour la combinaison fondamentale les valeurs suivantes des coefficients partiels :

Actions		Effets défavorables γ_{Fmax}	Effets favorables γ_{Fmin}
permanente	γ_G	Des valeurs indicatives sont données dans la Préface (Tableau A)	
précontrainte	γ_P		
variable	γ_Q		
déformations imposées	γ_{ind}		

Tableau 2.2 : Coefficients partiels pour la combinaison fondamentale

Des règles particulières s'appliquent dans les cas suivants :

Déformations imposées : en cas d'analyse non linéaire, on peut adopter les mêmes coefficients que pour les forces appliquées variables; en cas d'analyse linéaire, en ne tenant pas compte de la réduction de rigidité de la structure au voisinage de l'état-limite ultime, le coefficient appliqué aux effets défavorables peut être réduit de 20 % .

Précontrainte : dans certains cas, dans le calcul des effets secondaires de la précontrainte, (poussées au vide, vérification des zones d'ancrage), le coefficient pour effet défavorable doit être augmenté de 20 % .

Sollicitation vectorielle : lorsqu'une composante de la sollicitation (par exemple, effort normal) est favorable, les coefficients partiels appliqués à cette composante doivent être réduits de 20 % .

Pour l'application pratique des combinaisons fondamentales, des simplifications possibles sont indiquées et analysées dans la Préface.

P.4.4.3 Vérification des effets de fatigue

Les effets des actions à prendre en compte et les facteurs qui doivent être appliqués sont indiqués dans l'Annexe correspondante (*).

(*) sera rédigée ultérieurement

2.1 Bases pour le projet

P.4.4.4 Vérification des états-limites de service

Pour la vérification des états-limites de service de fissuration, de déformation et de contrainte de compression du béton on doit généralement considérer les combinaisons suivantes des valeurs de calcul:

Combinaison rare :

$$G + P + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i \quad [13]$$

Combinaison fréquente :

$$G + P + \psi_1 Q_1 + \sum_{i \geq 2} \psi_{2i} Q_i \quad [14]$$

Combinaison quasi-permanente :

$$G + P + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad [15]$$

Ces exigences peuvent être, le cas échéant, modifiées par des clauses contractuelles particulières.

P.5 Propriétés des matériauxP.5.1 Généralités

Les propriétés spécifiques à considérer pour le béton et pour le béton armé ou précontraint sont :

- les résistances;
- les déformabilités instantanées en fonction de la contrainte jusqu'à rupture;
- la déformabilité rhéologique et thermo-hygrométrique du béton;
- l'allongement de rupture des aciers;
- la relaxation de l'acier de précontrainte;
- l'adhérence acier-béton;

auxquelles peuvent s'ajouter des propriétés particulières telles que : la soudabilité, la résistance à la fatigue, la résistance des soudures (pour les treillis soudés) et, parfois, le comportement sous contraintes multiaxiales. Une importance particulière doit être attribuée aux aspects donnant lieu à un comportement fragile.

Les prescriptions correspondantes figurent dans le chapitre 3.

P.5.2 Lois contraintes-déformations

Diverses idéalizations peuvent être adoptées suivant l'état-limite considéré.

Les indications correspondantes figurent dans les chapitres 2.2; 3; 4.1.1; 4.1.3.

2.1 Bases pour le projet

P.5.3 Valeurs caractéristiques

Les propriétés des matériaux sont représentées par leurs valeurs caractéristiques. Le plus souvent, une valeur caractéristique peut être définie comme un fractile de la distribution de la propriété prise en considération.

En général, pour les résistances, les valeurs caractéristiques spécifiées correspondent à un fractile 5 %. D'autres propriétés sont représentées par une valeur qui peut être interprétée comme une valeur moyenne (par exemple, module d'élasticité ou coefficient de Poisson du béton).

Le respect des valeurs caractéristiques spécifiées est assuré par un contrôle de qualité adéquat (voir P.8).

Pour certains états-limites, une augmentation de la résistance peut réduire la sécurité à cause de la diminution de déformabilité qui en résulte (par exemple, fissuration en présence de déformations imposées, chapitre 4.2.1). Dans ce cas il faut se référer à une valeur caractéristique supérieure (par exemple, fractile 95 %).

P.5.4 Coefficients partiels

Comme indiqué dans la Préface, des valeurs numériques des coefficients partiels sont données à titre d'exemple dans le cadre des conditions ci-après :

- accord commun sur les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux,
- fixation d'un certain niveau de qualité de la main d'oeuvre et des contrôles,
- adoption de formules de résistance généralement fondées sur des valeurs minimales conjointement acceptées.

Pour les vérifications à l'état-limite ultime, les valeurs des coefficients partiels sont données à titre indicatif dans le Tableau 2.3 ci-après. Sur ces valeurs sont implicitement fondées les valeurs de calcul qui figurent dans les formules du chapitre 4.

Combinaison	Béton γ_c	Acier (ordinaire ou de précontrainte) γ_s
fondamentale	1,5	1,15
accidentelle	1,3	1,0

Tableau 2.3 : Coefficients partiels de sécurité pour les états-limites ultimes

2.1 Bases pour le projet

Ces valeurs incluent le coefficient γ_{Rd} ainsi que les coefficients de conversion servant à passer des propriétés des éprouvettes de contrôle aux propriétés du matériau in situ (voir P.3.4.4).

Les réserves exprimées précédemment sur la validité de ces valeurs numériques s'appliquent également aux autres coefficients concernant les propriétés des matériaux qui figurent dans certains chapitres du présent Eurocode.

Les valeurs indiquées présupposent que le contrôle de qualité soit effectué suivant des prescriptions spécifiées en P.8 et dans le chapitre 6.4. Si le niveau de contrôle n'est pas atteint, γ_c doit être augmenté (par exemple, $\gamma_c = \boxed{1,6}$). En revanche, si le contrôle est plus poussé que le niveau indiqué en P.8 ou dans le chapitre 6.4, ce qui peut arriver pour les pièces préfabriquées, la valeur de γ_c peut être réduite (par exemple, $\gamma_c = \boxed{1,4}$).

Pour l'étude de la déformabilité en régime non linéaire des constructions hyperstatiques sans effets du second ordre, on prend généralement $\gamma_c = \boxed{1}$. En présence d'effets du second ordre, une valeur couramment admise est $\gamma_c = \boxed{1,2}$.

Dans les états-limites de service, les coefficients γ_c et γ_s sont pris égaux à 1. Dans certains cas spécifiques de fissuration (par exemple, structures étanches), γ_c est pris égal à $\boxed{1,3}$.

P.6 Durabilité

Pour garantir la durabilité des structures dans les conditions d'emploi prévues, il faut prendre en considération les aspects suivants :

- l'environnement,
- les conditions d'exposition,
- les conditions d'utilisation de la structure,
- la forme des éléments et les dispositions constructives,
- les mesures de protection éventuelles,
- la qualité de l'exécution.

Cette liste ne doit pas être considérée comme exhaustive.

Les conditions d'environnement internes et externes qui peuvent affecter la durabilité doivent être définies au stade du projet afin d'être en mesure de choisir à l'avance les dispositions appropriées. Les dispositions choisies pour la protection doivent aussi tenir compte de la durée de vie prévue et du programme de maintenance envisagé.

2.1 Bases pour le projet

P.7 Modèles pour le calcul et l'expérimentationP.7.1 Généralités

Le modèle choisi pour le traitement de chacun des états-limites doit représenter la structure et son comportement eu égard à toutes les variables significatives. Il faut toutefois éviter que le degré de raffinement des modèles aille au-delà des possibilités de réalisation compatibles avec les moyens dont on dispose. Ces considérations valent également à l'égard du niveau des connaissances se rapportant à la situation de projet considérée; ceci concerne en particulier les situations accidentelles (et les séismes). La modélisation doit cependant représenter correctement la réponse de l'ouvrage dans son ensemble et être suffisamment détaillée pour permettre une définition valable des conditions inhérentes à l'état-limite considéré.

Les procédures de modélisation couramment adoptées sont définies au chapitre 2.2.

P.7.2 Modèles de calcul

Le comportement structural est généralement étudié sur la base :

- i - d'une analyse structurale d'ensemble,
- ii - d'une analyse locale de sections spécifiques rapportée séparément aux divers états-limites.

L'analyse structurale d'ensemble (i) peut être fondée sur les modélisations suivantes des matériaux et des structures :

- élastique linéaire,
- linéaire avec redistribution,
- non linéaire,
- plastique.

Les conditions d'application des diverses approches sont définies au chapitre 2.2.

L'analyse locale des sections (ii) peut être :

- élastique,
- non linéaire,
- plastique.

Les conditions d'application des diverses approches sont définies dans le chapitre 4.

2.1 Bases pour le projet

P.7.3 Modèles expérimentauxP.7.3.1 Objet

Les modèles calcul peuvent être complétés par des modèles expérimentaux ayant pour but :

- i - de contribuer à l'analyse structurale en déterminant la réponse de la structure ou d'un de ses éléments par voie expérimentale;
- ii - de définir certains aspects du comportement des éléments structuraux (par exemple, capacité portante, déformations, etc.) dans des conditions d'essai spécifiées. Les essais sur modèles sont généralement utilisés lorsque les modèles de calcul ont un degré d'incertitude élevé et peuvent donc conduire à un dimensionnement non économique ou insuffisamment fiable.

P.7.3.2 Exigences

Un projet fondé sur des modèles expérimentaux doit conduire à un niveau de fiabilité comparable à celui que l'on obtiendrait en opérant sur la base de modèles de calcul appropriés.

Il s'ensuit que les prescriptions énoncées en P.3 sur la qualification du personnel s'appliquent par analogie aux responsables de la programmation, de l'exécution et de l'interprétation des essais.

On doit en particulier considérer les aspects suivants :

- simplifier le modèle expérimental pour l'adapter aux outils disponibles;
- prendre en compte les incertitudes concernant les effets différés;
- adopter des procédures de prélèvement appropriées pour garantir la représentativité des échantillons en cas d'essais sur prototypes;
- tenir compte des incertitudes statistiques liées au nombre limité de résultats d'essai;
- considérer le type de rupture (fragile ou ductile);
- respecter les exigences réglementaires sur les dispositions constructives;
- tenir compte de la combinaison des différents aspects du comportement mécanique.

Tous les aspects significatifs du modèle expérimental doivent être enregistrés pour avoir la possibilité de les reproduire.

2.1 Bases pour le projet

P.8 Compatibilité de la qualitéP.8.1 Exigences

La qualité du projet, ainsi que celles des matériaux et composants et du niveau d'exécution doivent être conformes aux prescriptions contenues dans les chapitres suivants et spécialement dans le chapitre 6.

Outre les conditions fondamentales énumérées en P.4, la compatibilité doit être vérifiée et garantie par l'adoption de contrôles appropriés.

Pour les constructions en béton, il faut en particulier accomplir les opérations ci-après énumérées :

- identification des matériaux,
- examen des certificats de conformité,
- vérification de la conformité des mesures, des prélèvements et des contrôles,
- essais des matériaux,
- vérification de la convenance du matériel et de la qualification du personnel,
- vérification du coffrage, du ferrailage, de la mise en oeuvre du béton, de la cure, etc.
- vérification de la conformité dimensionnelle du coffrage, du ferrailage, des éléments préfabriqués, etc.

P.8.2 Critères d'accomplissement

Les procédures permettant de satisfaire les exigences inhérentes à la garantie de qualité doivent être conformes aux normes internationales (ISO, Euronorm, C.E.N.) en vigueur énumérées dans l'annexe 1, éventuellement complétées par les prescriptions contenues dans le présent Eurocode.

P.8.3 Plan de contrôle

Dans certains cas, l'établissement d'un plan de contrôle détaillé spécifiant les aspects qui doivent comporter des contrôles spéciaux dans les diverses phases de l'exécution peut être requis.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

2.2 CONCEPTION ET METHODES D'ANALYSE GLOBALE

2.2.1 GENERALITES

P.1 But de l'analyse globale

Le présent chapitre concerne l'analyse globale des structures en vue de la détermination des valeurs des sollicitations agissantes dans les sections significatives de l'ouvrage sous l'effet des actions, compte tenu des données géométriques et des propriétés mécaniques de base, les résultats de cette analyse devant servir pour les vérifications locales des sections (chapitre 4).

P.2 Critères de base pour l'analyse

Les sollicitations et autres effets des actions sont généralement déterminés par une analyse basée sur une idéalisation de la structure (voir 2.2.2 - P.1) en considérant, pour chaque combinaison, le cas de charge le plus défavorable pour l'état-limite et la section étudiés.

Selon l'élément structural à vérifier et selon l'état-limite considéré, l'analyse globale peut être linéaire, non linéaire, ou plastique (voir 2.2.2 - P.2).

Dans certains cas, des analyses locales plus poussées sont nécessaires.

P.3 Données pour l'analyse

Pour effectuer l'analyse il faut disposer des données ci-après énumérées.

P.3.1 Dimensions nominales

Les dimensions nominales sont évaluées en fonction de l'idéalisation prise comme base pour les calculs, des tolérances et des incertitudes géométriques.

La largeur collaborante des poutres en T, généralement considérée comme constante le long des travées, est fixée sur la base d'une schématisation des résultats de calculs effectués au moyen de la théorie de l'élasticité (voir, par exemple, [3]).

P.3.2 Propriétés des matériaux

Elles concernent les résistances caractéristiques spécifiées et les lois de déformation. Il faut en outre définir les données de base concernant le fluage et le retrait.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

P.3.3 Intensité des actions

Pour l'état-limite étudié, il faut définir les combinaisons des valeurs représentatives des actions à prendre en compte, y compris, le cas échéant, la précontrainte, compte-tenu de leur durée d'application lorsque les déformations différées du béton ont un effet sur les résultats de l'analyse (chapitre 2.2.5).

P.3.4 Incertitudes particulières

Il s'agit d'incertitudes concernant certaines données telles que par exemple :

- imperfections géométriques dans les éléments élancés (excentricité d'une force axiale ou inclinaison involontaires) (chapitre 4.1.3),
- propriétés rhéologiques du béton ou relaxation des armatures prétendues (chapitres 2.2.5 - 3.1 - 3.2 - 3.3),
- déformation des fondations.

P.3.5 Situations de projet et phases de construction

Pour chaque situation ou phase intermédiaire, il faut définir les données géométriques, les propriétés des matériaux et les actions à prendre en compte et, en particulier, l'âge auquel le béton sera chargé et les redistributions des sollicitations éventuellement induites par le retrait et le fluage par suite des modifications des conditions de liaison.

A.1 But de l'analyse globale

L'analyse globale de la structure sert à la détermination des efforts normaux, moments de flexion, efforts tranchants, moments de torsion (dénommés : sollicitations agissantes) qui s'exercent dans les différentes sections de la structure et qui doivent être pris pour base dans les vérifications locales (voir chapitres 4.1.1, 4.1.2, 4.1.3).

A.2 Critères de base pour l'analyse

Dans l'analyse des effets des actions, on peut généralement négliger les déformations dues à l'effort tranchant et à l'effort normal.

Pour l'évaluation des effets hyperstatiques de la précontrainte, il faut tenir compte de la variation que la tension préalable subit le long de l'armature active. Sauf exception, ce calcul est effectué en tenant compte de toutes les pertes de précontrainte.

Pour les planchers des bâtiments, il suffit généralement de considérer les cas de charge par travées adjacentes et par travées alternées.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

Des analyses locales plus poussées sont nécessaires dans les zones particulières telles que : appuis, croisements de poutres, zones d'about et d'ancrage, irrégularités des sections ou de l'axe géométrique, etc.

A.3 Données pour l'analyse

A.3.1 Dimensions nominales

a) Portée effective

Pour un élément non continu, la portée effective est prise égale à la plus faible des distances suivantes :

- distance entre axes des appuis,
- distance entre nus des appuis, augmentée de la hauteur utile.

Pour un élément continu, la portée effective est normalement prise égale à la distance entre axes des appuis.

Pour une console, la portée effective est prise égale à sa longueur comptée :

- depuis le nu de la section d'encastrement augmentée de la moitié de la hauteur de la console dans cette section, s'il s'agit d'une console isolée;
- depuis l'axe de l'appui, s'il s'agit d'une console prolongeant la travée de rive d'une poutre continue.

b) Caractères géométriques des sections

La détermination des caractères géométriques d'une section est faite en tenant compte des dimensions de cette section dans la phase étudiée.

Dans une analyse globale linéaire avec ou sans redistribution (voir 2.2.2 - P.2), la détermination des sollicitations peut être rapportée soit aux sections brutes, c'est-à-dire sans prendre en compte ni les aires des armatures de béton armé ni celles des évidements (trous, encoches ou gaines) destinés à loger les armatures de précontrainte, soit aux sections homogénéisées.

Dans les cas courants, l'homogénéisation éventuelle peut être obtenue en multipliant l'aire des armatures adhérentes ou rendues adhérentes par une valeur forfaitaire du coefficient d'équivalence $n = \boxed{15}$

c) Largeur effective

A défaut d'une détermination plus précise, la largeur effective d'une poutre en T symétrique peut être prise égale à :

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

$$b_{ef} = b_w + \frac{1}{5} \ell_o \leq b \quad [1]$$

Pour les poutres de rive, la largeur effective peut être prise égale à :

$$b_{ef} = b_w + \frac{1}{10} \ell_o \leq b \quad [2]$$

avec :

- b_{ef} largeur effective
- b_w largeur de l'âme
- ℓ_o distance entre points de moment nul
- b largeur réelle de la table

Les valeurs indiquées conviennent pour les états-limites d'utilisation et pour les états-limites ultimes. L'adoption de ces valeurs dans le cas de poutres-caissons nécessite des justifications appropriées.

A.3.2 Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux à prendre en compte dans l'analyse globale sont définies dans les chapitres 3.1 et 3.2. Les facteurs de sécurité correspondants sont définis dans la préface et le chapitre 2.1. Les données concernant le fluage et le retrait figurent dans le chapitre 3.1.

A.3.3 Intensité des actions

Les intensités des actions, les combinaisons et les cas de charge, ainsi que les facteurs de sécurité qui doivent être considérés dans l'analyse globale sont indiqués dans le chapitre 2.1.

Les données pour la prise en compte de la précontrainte sont définies dans les chapitres 2.2.4 et 3.3.

A.3.4 Incertitudes particulières

Les imperfections géométriques à prendre en compte dans les éléments élancés sont définis dans le chapitre 4.1.3.

Les incertitudes particulières qui dérivent des propriétés rhéologiques, de la précontrainte et des tolérances dans les éléments préfabriqués sont définies respectivement en 3.1, 3.3 et dans l'Annexe n° 9 (qui sera rédigée ultérieurement).

Les déformations éventuelles des fondations à prendre en compte dans l'analyse globale sont à déduire de l'étude géotechnique préalable.

2.2. Conception et méthodes d'analyse globale

A.3.5 Situations de projet et phases de construction

Toutes les phases à prendre en compte dans l'analyse globale doivent être définies sur la base des règlements sur les actions, du cahier des charges et d'une description détaillée des méthodes de construction envisagées.

2.2.2 DEFINITION DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET METHODES D'ANALYSE GLOBALE

P.1 Idéalisation

Pour l'analyse globale, la structure doit généralement être idéalisée en la réduisant à des éléments linéaires (poutres, arcs, poteaux) ou à des éléments bi-dimensionnels (dalles, plaques, voiles). Les éléments tri-dimensionnels ne sont considérés que dans des cas spéciaux.

P.1.1 Eléments linéaires

Il s'agit d'éléments dans lesquels l'une des dimensions est relativement grande par rapport aux deux autres, celles-ci étant du même ordre de grandeur.

P.1.2 Eléments bi-dimensionnels

Il s'agit d'éléments dont l'épaisseur est faible par rapport à ses autres dimensions.

On appelle dalle un élément plan soumis principalement à des forces perpendiculaires à son feuillet moyen, qui donnent lieu à des sollicitations bi-axiales. Une dalle est dite "unidirectionnelle" si elle a deux bords libres sensiblement parallèles et si son moment résistant dans la direction de ces bords est nettement prédominant.

On appelle plaque un élément plan soumis principalement à des efforts contenus dans son feuillet moyen.

On appelle voile un élément bi-dimensionnel courbe.

P.2 Méthodes de l'analyse globale

P.2.1 Types d'analyse

On utilise les types d'analyse suivants :

- a) l'analyse linéaire, consistant à déterminer un champ de sollicitations satisfaisant l'équilibre et la compatibilité sur la base d'une relation moment-courbure linéaire. L'analyse linéaire peut être suivie d'une redistribution limitée satisfaisant les conditions de l'équilibre statique.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

- b) l'analyse non-linéaire, consistant à déterminer un champ de sollicitations satisfaisant l'équilibre et la compatibilité sur la base d'une relation moment-courbure non-linéaire.
- c) l'analyse plastique, dans le cas des dalles et des plaques; cette analyse peut être fondée soit sur les méthodes statiques, soit sur les méthodes cinématiques.

P.2.2 Méthodes simplifiées

Des simplifications consistant, soit à négliger certains termes, soit à réduire le nombre des cas de chargement, sont souvent possibles, en particulier dans le cas d'une analyse non-linéaire ou plastique.

A.1 Idéalisation

A.1.1 Eléments linéaires

On peut considérer comme linéaires les éléments dans lesquels la distance entre points de moment nul est au moins égale au double de la plus grande dimension transversale.

A.1.2 Eléments bi-dimensionnels

Une dalle est assimilée à un élément bi-dimensionnel plan lorsque le rapport entre la distance entre points de courbure nulle et l'épaisseur est au moins égale à quatre.

Si la largeur d'une dalle uni-directionnelle est inférieure à quatre fois l'épaisseur, on l'assimile à un élément linéaire.

A.2 Méthodes de l'analyse globale

A.2.1 Types d'analyse

a) Analyse linéaire

L'analyse linéaire, qui suppose que les sollicitations sont proportionnelles aux actions, demeure souvent possible même en présence de causes non négligeables de non-linéarité (fissuration, comportement des matériaux, effets du second ordre) mais une vérification de ductilité est alors nécessaire. Il en est de même si l'on procède à une redistribution des sollicitations consistant à réduire leurs valeurs dans certaines sections et à les majorer dans d'autres pour respecter les conditions d'équilibre.

L'analyse linéaire peut être généralement effectuée sans détermination préalable des armatures en se basant sur les sections brutes. Dans les dalles, on peut attribuer au coefficient de Poisson une valeur comprise entre 0 et 0,2.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

b) Analyse non-linéaire

L'analyse non-linéaire se fonde sur la connaissance des lois de déformation des éléments structuraux et n'est généralement applicable qu'à des sections déterminées d'avance.

c) Analyse plastique

L'analyse plastique repose sur les théorèmes fondamentaux de la théorie du corps élasto-plastique et consiste à chercher soit le plus grand multiplicateur des actions qui respecte les conditions d'équilibre sans violer en aucun point la condition de plasticité, soit le plus faible multiplicateur qui respecte les conditions de compatibilité sans violer en aucun point les conditions d'équilibre.

A.2.2 Méthodes simplifiées

Dans les structures courantes, les sollicitations des éléments linéaires ou plans peuvent être calculées à l'aide de méthodes simplifiées (formules ou facteurs forfaitaires) qui tiennent déjà compte de l'influence non-linéaire ou plastique sous condition que ces méthodes soient basées sur les principes du présent Eurocode et que les limites d'application soient indiquées et strictement respectées.

En général, quand on applique ces méthodes, une redistribution des sollicitations calculées n'est pas admise.

2.2.3 DETERMINATION DES EFFETS DES ACTIONS (SOLLICITATIONS)

2.2.3.1 Éléments linéaires (et structures composées d'éléments linéaires)

P.1 Critères d'analyse par le calcul

En général, l'hypothèse de la conservation des sections planes peut être admise.

Pour le calcul des sollicitations la largeur collaborante des poutres en T peut être considérée comme constante sur toute la longueur de la travée.

La prise en compte des effets du second ordre (chapitre 4.1.3) n'a généralement d'intérêt que pour les états-limites ultimes. Seule exception : les constructions très élancées à noeuds déplaçables.

P.2 Méthodes d'analyse par le calcul

P.2.1 Types d'analyse à utiliser

Dans le calcul des sollicitations des éléments linéaires, on utilise les types d'analyse ci-après (voir 2.2.2 - P.2) :

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

- a) linéaire avec ou sans redistribution,
- b) non-linéaire.

P.2.2 Analyse linéaire (avec ou sans redistribution)

Elle est surtout valable pour les états-limites d'utilisation, mais peut être utilisée pour la vérification à l'état-limite ultime des poutres continues et des ossatures à noeuds fixes. Elle peut l'être aussi, dans certaines limites, pour déterminer les sollicitations du premier ordre dans les ossatures à noeuds déplaçables (chapitre 4.1.3).

L'application de l'analyse linéaire à l'état-limite ultime exige que les poutres disposent d'une ductilité suffisante.

Pour les ossatures à noeuds déplaçables, la redistribution n'est admise que si l'élançement est compris entre certaines limites.

L'amplitude admise pour la redistribution est fonction des conditions de liaison, de la valeur du rapport x/d dans la section dans laquelle on réduit le moment (x calculé à l'état-limite ultime), de la qualité du béton et du rapport $l/h =$ portée/ hauteur de l'élément.

P.2.3 Analyse non-linéaire

Dans l'analyse non-linéaire, la compatibilité des déformations doit être vérifiée. Dans les calculs on adopte, sauf exceptions justifiées, les lois de déformation des matériaux associées aux valeurs caractéristiques et on tient compte de la collaboration du béton tendu entre les fissures. Dans les cas courants, une loi moment-courbure simplifiée peut être utilisée; en particulier, on peut admettre que l'influence des chargements antérieurs de la structure peut être négligée.

A.1 Critères d'analyse par le calcul

Pour un calcul approché de structures de bâtiments courants, une ossature à noeuds fixes peut être décomposée en structures élémentaires, obtenues en isolant les poutres d'un niveau et les poteaux situés immédiatement au-dessus et au-dessous, considérés comme fixes à leurs extrémités éloignées.

A.2 Méthodes d'analyse par le calcul

A.2.1 Types d'analyse à utiliser

L'analyse linéaire ne peut être utilisée pour déterminer les sollicitations du premier ordre dans les ossatures à noeuds déplaçables que si l'élançement des poteaux est au plus égal à 70.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

A.2.2 Analyse linéaire avec ou sans redistribution

L'analyse linéaire est effectuée en appliquant les méthodes de la théorie de l'élasticité. En raison de la non-validité des hypothèses de déformation correspondantes, il n'est pas toujours certain que les rotations plastiques disponibles permettent de disposer de la marge de sécurité présumée à l'égard de l'état-limite ultime; celle-ci peut en effet être réduite par l'intervention d'une rupture locale prématurée.

Pour les poutres continues et celles des ossatures à noeuds fixes, ayant des rapports $l/h \leq 20$, une ductilité suffisante peut être présumée lorsque, dans les sections critiques, la hauteur x à l'état-limite ultime de la zone comprimée est telle que :

- pour les bétons des classes C 12 à C 35 :

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad [3]$$

- pour les bétons des classes C 40 à C 50 :

$$\frac{x}{d} \leq 0,35 \quad [4]$$

La présence d'armatures transversales accroît la ductilité.

Il est possible de réduire la hauteur x au moyen d'une armature de compression convenable.

Une redistribution limitée des sollicitations déduites d'une analyse linéaire, consistant à appliquer un coefficient réducteur δ aux moments fléchissants dans les sections les plus sollicitées, tout en respectant les conditions d'équilibre, peut être effectuée lorsque les conditions suivantes sont remplies :

a) pour les poutres continues et celles des ossatures à noeuds fixes ayant des rapports $l/h \leq 20$:

$$\text{- bétons C 12 à C 35 : } \delta \leq 0,44 + 1,25 \frac{x}{d} \quad [5]$$

$$\text{- bétons C 40 à C 50 : } \delta \leq 0,56 + 1,25 \frac{x}{d} \quad [6]$$

la hauteur x étant calculée à l'état-limite ultime et le terme x/d se rapportant à la section dans laquelle on réduit le moment;

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

b) pour les poutres continues et les ossatures à noeuds fixes :

$$0,75 \leq \delta \leq 1 \quad [7]$$

c) pour les ossatures à noeuds déplaçables :

$$0,90 \leq \delta \leq 1 \quad [8]$$

Dans les ossatures à noeuds déplaçables, une redistribution ne peut être admise que si l'élançement des poteaux est au plus égal à $\boxed{25}$.

L'application des conditions de ductilité à des sections de type particulier, comme par exemple les sections en caisson, exige un contrôle.

La redistribution, qui ne se produit pas toujours dans le sens désiré, provoquée par la fissuration, peut atteindre 25 %.

Les conditions de ductilité indiquées sont valables pour le béton précontraint.

En général toutes les conséquences de la redistribution supposée et la dispersion possible doivent être prises en compte dans le calcul à toutes les étapes de la vérification. Ceci vaut, par exemple, pour l'effort tranchant, les ancrages et la fissuration. En particulier, les longueurs des armatures doivent être suffisantes pour qu'aucune section ne devienne critique.

A.2.3 Analyse non-linéaire

La compatibilité des déformations doit être vérifiée en attribuant à chaque section une relation moment-courbure correspondant aux lois de déformation des matériaux définies dans les chapitres 3.1 et 3.2 et en intégrant cette courbure pour obtenir la déformée.

En l'absence d'actions à caractère cyclique, une loi de déformation prévoyant une relation univoque entre les variables et négligeant les effets des chargements antérieurs peut être adoptée.

Pour la relation moment-courbure, il est souvent suffisant d'adopter une idéalisation bi-linéaire pour décrire :

- l'état I linéaire élastique, non fissuré,
- l'état II fissuré.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

Pour la relation moment-rotation, une idéalisation tri-linéaire peut être adoptée, qui décrit en plus l'état III de plastification caractérisé par la rotation plastique θ_{pl} .

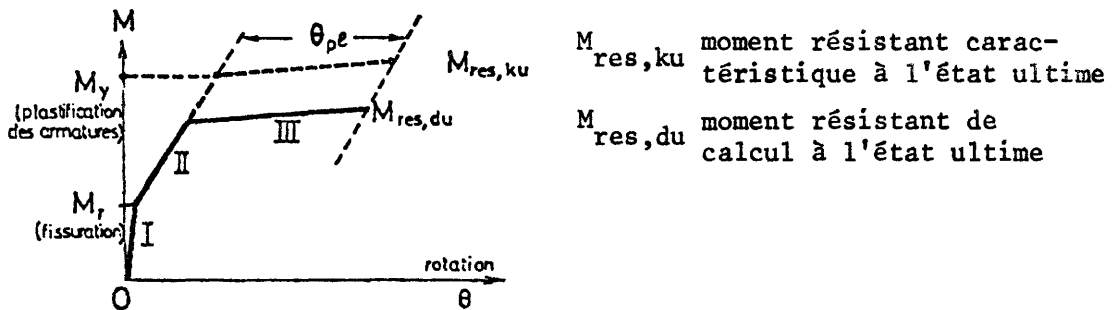


Fig (1) - Idéalisation tri-linéaire

Les rotations plastiques peuvent être supposées concentrées dans les sections critiques, la rotation plastique locale admissible est déduite du diagramme suivant, qui néglige l'influence favorable des armatures transversales (voir [4] et [5]).

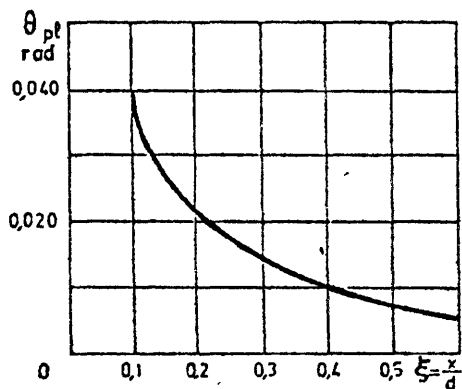


Fig (2) - Rotation plastique

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

2.2.3.2 Eléments plans (et structures composées d'éléments plans)2.2.3.2.1 DallesP.1 Domaine d'application

Les prescriptions qui suivent s'appliquent à des dalles pleines même si celles-ci sont soumises à des efforts normaux agissant parallèlement à leur plan moyen et dus, par exemple, à la précontrainte. Elles s'étendent à des dalles à section non pleine (dalles nervurées, élégies, à corps creux, etc.) à condition que le comportement d'ensemble soit comparable à celui d'une dalle pleine.

P.2 Méthodes d'analyse par le calcul

Les sollicitations peuvent être déterminées par les méthodes énumérées en 2.2.2-P.2 .

Le cas échéant, il faut tenir compte des effets du second ordre.

A.2 Méthodes d'analyse par le calculA.2.1 Analyse linéaire avec ou sans redistribution

L'analyse linéaire est valable pour les états-limites d'utilisation et les états-limites ultimes.

L'analyse linéaire avec redistribution est applicable dans les mêmes conditions que l'analyse linéaire et se trouve certainement du côté de la sécurité si les conditions de ductilité données pour les poutres en 2.2.3.1-A.2.2 sont vérifiées. En général, une variation de 25 % des moments sur une largeur appropriée peut être appliquée à condition que, sur cette même largeur, les conditions d'équilibre statique soient satisfaites.

A.2.2 Analyse plastique

L'analyse plastique n'est valable que pour les états-limites ultimes vis-à-vis des actions directes.

Dans les méthodes statiques, une distribution des moments satisfaisant aux conditions d'équilibre est déterminée. Une solution possible est celle qui résulte d'une analyse linéaire. Dans les méthodes cinématiques (par exemple : théorie des lignes de rupture) divers mécanismes possibles sont examinés.

Les conditions suivantes sont à satisfaire :

- 1) En aucun point et dans aucune direction, l'armature de traction ne doit excéder la moitié de celle correspondant à la section dont l'état-limite ultime de résistance en flexion serait caractérisé par les déformations suivantes (voir fig. (1) du chapitre 4.1.1) :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_y$$

et

$$\varepsilon_c = - 0,0035 \quad [9]$$

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

- 2 a) Lors de l'application d'une méthode statique, la distribution de moments choisie ne doit pas différer sensiblement d'un champ de moments élastique. Le rapport des moments sur appui à leurs valeurs élastiques doit être compris entre $0,5$ et $1,25$.
- 2 b) Lors de l'application d'une méthode cinématique, le rapport des moments sur appui aux moments en travée doit normalement être compris entre $0,5$ et 2 .

A.3 Méthodes d'analyse par coefficients forfaitaires

Des méthodes simplifiées selon 2.2.2 - A.2.2 peuvent être appliquées.

2.2.3.2.2 Plaques

P.1 Méthodes d'analyse

On peut appliquer les méthodes énumérées en 2.2.2 - P.2. Le cas échéant, il faut tenir compte des effets du second ordre.

A.1 Méthodes d'analyse

a) Analyse linéaire (voir 2.2.2 - A.2.1 a))

Elle est valable pour les états-limites d'utilisation et pour les états limites ultimes.

b) Analyse plastique

L'analyse plastique ne peut se faire que sous la forme de méthodes statiques.

En général, elle ne doit être utilisée que pour les vérifications d'état-limite ultime.

La distribution des efforts internes choisie doit résulter soit d'essais, soit d'une longue expérience ou différer peu de celle correspondant à l'analyse linéaire.

Généralement, des distributions simples peuvent être trouvées en assimilant la structure à un système statique formé d'éléments comprimés (bielles ou arcs de béton) et d'éléments tendus (tirants constitués par les armatures) et en évaluant les efforts internes dans ce système; une attention particulière doit être portée à la position des points d'application des charges par rapport aux appuis : des armatures de suspension peuvent être nécessaires.

Afin de minimiser la redistribution nécessaire des forces, il convient d'adopter un système dont la rigidité soit voisine de la valeur maximale possible.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

2.2.4 PRISE EN COMPTE DE LA PRECONTRAINTE DANS LE CALCUL

P.1 Effets de la précontrainte

La précontrainte donne lieu :

- a) au voisinage des ancrages et aux changements de direction des armatures de précontrainte, à des effets locaux;
- b) dans les structures isostatiques, à des effets isostatiques;
- c) dans les structures hyperstatiques, à des effets isostatiques et à des effets hyperstatiques.

P.2 Armatures de précontrainte non adhérentes

Cette situation se rencontre dans les poutres à câbles, soit temporairement, avant solidarisation des armatures et du béton, soit à titre permanent, si les armatures restent indépendantes. Dans ce cas la répartition des efforts entre les deux matériaux est régie par la compatibilité des déformations aux ancrages, compte tenu du frottement éventuel le long du câble.

Les effets d'armatures tendues non adhérentes sont généralement pris en compte en tant que sollicitations agissantes.

P.3 Armatures adhérentes

Dans les éléments précontraints à armatures adhérentes (acier pré-tendu ou câbles post-tendus rendus adhérents par injection) l'influence de la précontrainte change graduellement de caractère au fur et à mesure de l'accroissement des effets des actions. Cette évolution doit être prise en compte par une analyse correcte du comportement et par une application attentive des coefficients de sécurité.

Ainsi :

- a) les effets isostatiques de la précontrainte sont pris en compte :
 - comme élément des sollicitations résistantes, lorsque l'allongement des armatures est au moins égal à la valeur ϵ_{pk} , qui correspond à la contrainte $f_{p0,1k}/\gamma_m$ (car au-delà de cette valeur, la contrainte totale ne dépend pratiquement plus de la tension préalable);
 - comme élément des sollicitations agissantes lorsque l'allongement des armatures ne dépasse pas ϵ_{pk} et reste donc dans le domaine élastique;
- b) les effets hyperstatiques de la précontrainte, qui sont faiblement affectés par l'évolution des actions, sont toujours pris en compte comme élément des sollicitations agissantes.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

A.1 Effets de la précontrainteA.1.1 Introduction des forces de précontrainte (post-tension)

Dans le cas d'un élément massif, on admet que l'action d'une armature de précontrainte se diffuse uniformément, à partir de l'organe d'ancrage, dans un angle solide d'ouverture $\boxed{68^\circ}$.

Dans le cas d'une poutre en T, on peut admettre que la diffusion de la précontrainte se fait (voir fig (3)) :

- 1°) dans le plan moyen de l'âme, à partir du dispositif d'ancrage, à l'intérieur d'un angle d'ouverture $\boxed{68^\circ}$; (voir fig 3a);
- 2°) dans le plan moyen de la table, lorsque la diffusion dans l'âme y parvient, de part et d'autre de la nervure, suivant l'angle $\boxed{34^\circ}$ (voir fig. 3b).

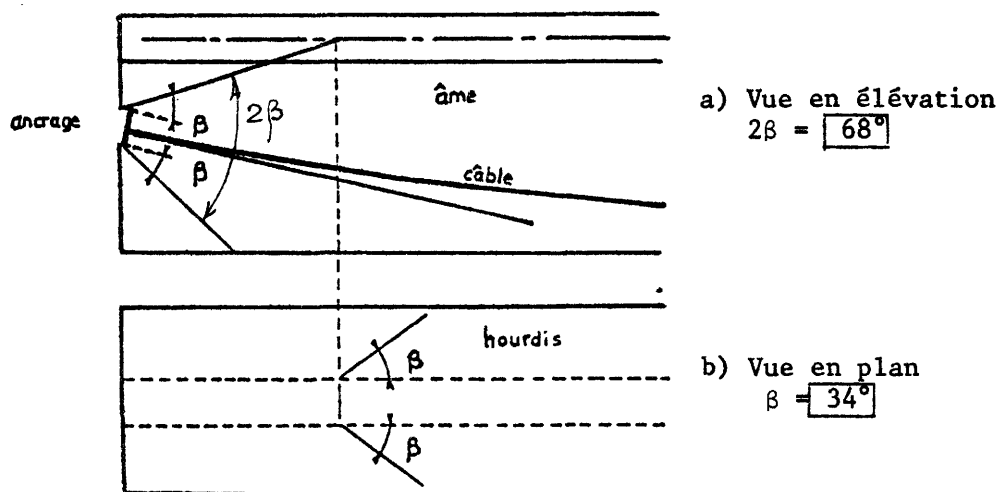


Fig (3) - Diffusion de la précontrainte

A.1.2 Introduction des forces de précontrainte (pré-tension)

La tension d'une armature pré-tendue est supposée atteindre sa valeur de calcul à une distance l_{bdp} de l'about égale à la plus défavorable, vis-à-vis de l'effet considéré, des deux valeurs $0,8 l_{bp}$ et $1,20 l_{bp}$ avec l_{bp} longueur d'ancrage définie au paragraphe A.4 du chapitre 3.2.2.2.

La valeur $0,8 l_{bdp}$ peut être défavorable pour les vérifications du bord supérieur de l'élément.

On peut admettre que sur la longueur l_{bdp} existent deux zones :

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

- a) au voisinage de l'about de la pièce, une zone neutralisée, dont la longueur l_{bpo} est égale à :
- 5 \emptyset si la mise en précontrainte est obtenue par diminution progressive des allongements des armatures,
 - 10 \emptyset si la mise en précontrainte est obtenue par tronçonnage (\emptyset , diamètre de l'armature);
- b) au-delà, une zone le long de laquelle la tension de l'armature pré-tendue varie linéairement de 0 à sa valeur de calcul.

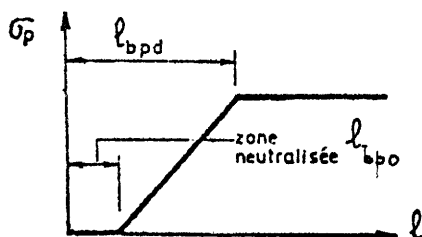


Fig (4) - Ancrage d'une armature pré-tendue

La longueur de régularisation de la précontrainte est définie comme la distance à l'extrémité de l'armature, de la section au-delà de laquelle la distribution des contraintes normales dues à la précontrainte peut être considérée comme linéaire.

Dans le cas d'une section rectangulaire et d'une armature rectiligne située au voisinage du bord inférieur de la section, on peut admettre que la longueur de régularisation de la précontrainte est :

$$l_{p,ef} = \sqrt{l_{bpd}^2 + d^2} \quad [10]$$

h désignant la hauteur totale de la section.

A.1.3 Effets locaux

La distribution des contraintes locales au voisinage des ancrages et aux changements de direction des armatures doit être étudiée dans chaque cas particulier sur la base de la bibliographie spécialisée.

A.2 Armatures de précontrainte non adhérentes

Pour le calcul des contraintes normales dans un élément précontraint par post-tension, avant solidarisation des armatures avec le béton, on prend en compte les sections nettes obtenues en déduisant des sections brutes les évidements longitudinaux et transversaux, qu'ils soient ou non ultérieurement remplis.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

Les évidements correspondant à des gaines transversales peuvent ne pas être déduits :

- si leur diamètre extérieur n'excède pas le quart de l'épaisseur de la table où ils se trouvent,
- si leur espacement est supérieur à huit fois ce diamètre,
- s'ils sont injectés au mortier de ciment.

Les règles d'application concernant le calcul des poutres comportant des câbles non adhérents sont données à l'Annexe 6 (*).

A.3 Armatures adhérentes

La distinction établie en P.3, suivant laquelle les effets de la précontrainte sont considérés, selon les cas, comme "solicitation agissante" ou "solicitation résistante", a pour but de guider le projeteur dans le choix des coefficients de sécurité qu'il y a lieu d'appliquer dans les diverses éventualités.

En application de P.3 la procédure à adopter et les facteurs de sécurité correspondants sont indiqués dans le tableau suivant (pour une justification détaillée, voir [2] , paragraphe 4.5)

(*) sera rédigée ultérieurement

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

Effets de la précontrainte P	Les effets sont considérés		
	Procédure pour l'état-limite		
		comme sollicitation agissante	comme sollicitation résistante
isostatiques	d'utilisation	dans tous les cas; introduction des facteurs γ_f , et ψ selon 2.1-P.4(*)	
	ultime	cas: $\epsilon_p < \epsilon_p(f_{p,0,1k}/\gamma_m)$ introduction de $\gamma_p = \boxed{1,2}$ (P défavorable) (**)	cas : $\epsilon_p \geq \epsilon_p(f_{p,0,1k}/\gamma_m)$ introduction de γ_m selon 2.1-P.5
hyperstatiques	d'utilisation	dans tous les cas; introduction de facteurs γ_f , et ψ selon 2.1-P.4(*)	
	ultime	valeur caractéristique (*) et application de $\gamma_p = \boxed{0,9}$ (P est favorable) $\gamma_p = \boxed{1,2}$ (P est défavorable)	

Notations : ϵ_p déformation de l'acier de précontrainte

$\epsilon_p(f_{p,0,1k}/\gamma_m)$ déformation qui correspond à $\sigma_p = f_{p,0,1k}/\gamma_m$

(*) le cas échéant, on doit distinguer deux valeurs représentatives de la précontrainte comme indiqué en 3.3.

(**) le cas échéant, valeur caractéristique maximale

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

2.2.5 EFFETS STRUCTURAUX DES DEFORMATIONS DIFFERENTES DU BETON

P.1 Prise en compte du retrait et du fluage

Les effets du retrait et du fluage du béton sur la déformation et sur le régime des contraintes doivent être évalués par des procédés de calcul dont le degré d'approximation soit conforme à la précision des données disponibles pour la description de ces phénomènes et à l'importance de leur influence sur le comportement dans les divers états-limites.

P.2 Bases de calcul

Lorsque les contraintes restent contenues dans les limites qui caractérisent le comportement en service normal il est possible de fonder les calculs sur les hypothèses suivantes :

- indépendance du retrait et du fluage ;
- applicabilité d'une loi linéaire de déformation en fonction d'une contrainte constante et du principe de superposition étendu à des actions intervenant à des âges différents ;
- extension de ces propriétés au béton en traction.

Ces hypothèses permettent d'exprimer comme suit la déformation totale d'un béton chargé initialement au temps t_0 avec une contrainte normale σ_0 subissant ensuite des variations de contrainte $\sigma(t_i)$ à l'instant t_i :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma_0 \Phi(t, t_0) + \sum \Phi(t, t_i) \Delta \sigma(t_i) \quad [11]$$

Dans cette expression :

$\varepsilon_n(t)$ représente une déformation imposée éventuelle indépendante de la contrainte (retrait, déformation thermique)

$\Phi(t, t_i)$ la fonction fluage pour une mise en charge au temps t_i .

Si la contrainte varie graduellement :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma_0 \Phi(t, t_0) + \int_{t_0}^t \Phi(t, \tau) d\sigma(\tau) \quad [12]$$

Pour faciliter l'emploi des expressions [11] et [12] qui prennent la forme d'une équation intégrale dans le cas fréquent où l'on connaît seulement l'histoire de la déformation, on peut recourir soit à des approximations algébriques, soit à des simplifications de la fonction fluage.

En général, sauf pour la vérification des pièces comprimées selon le chapitre 4.1.3, les effets du fluage et du retrait ne sont à considérer que pour les états-limites d'utilisation.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

Le calcul des pertes de précontrainte par déformations différées se fait généralement par des procédés simplifiés.

Doivent faire l'objet d'une étude spécifique les effets des déformations différées dans les cas suivants :

- bétons soumis à des températures extrêmes : hautes (réacteurs nucléaires, par exemple) ou basses (entrepôts frigorifiques, par exemple),
- bétons traités thermiquement.

A.1 Prise en compte du retrait et du fluage

Les données nécessaires pour la détermination de la fonction fluage

$$\bar{\Phi}(t, \tau) = \frac{1}{E_c(\tau)} + \frac{1}{E_{c28}} \varphi_{28}(t, \tau) \quad [13]$$

et du retrait sont indiquées dans l'Annexe 7. Dans les cas les plus simples, on pourra se contenter d'adopter les valeurs forfaitaires de φ et ε_s données dans le chapitre 3.1.

A.2 Bases de calcul

A.2.1 Expressions algébriques simplifiées

Toutes les expressions algébriques simplifiées de l'équation intégrale [12] du paragraphe 2.2.5-P.2 peuvent être déduites de la formulation suivante :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = & \varepsilon_n(t) + \sigma(t_0) \bar{\Phi}(t, t_0) + \\ & + [\sigma(t) - \sigma(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] \end{aligned} \quad [14]$$

où le coefficient correcteur χ dépend de l'histoire de la contrainte. Dans un grand nombre de cas, on peut cependant obtenir des résultats suffisamment approchés en adoptant les valeurs de χ correspondant aux problèmes de relaxation pure (voir annexe 7 et document [6]).

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

Lorsque la variation de contrainte n'excède pas 30 % dans l'intervalle de temps $(t - t_0)$ (par exemple : évaluation des pertes de précontrainte) et si l'on peut négliger la variation du module du béton, on peut adopter la formule dite de la contrainte moyenne, soit :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \frac{\sigma(t)}{E_{c28}} + \frac{\sigma(t) + \sigma(t_0)}{2E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad [15]$$

qui revient à poser $\chi = 1/2$. Si la variation de contrainte excède 30 % l'intervalle $(t - t_0)$ doit être subdivisé en un nombre convenable d'intervalles.

Lorsque la variation de contrainte est faible ou nulle (par exemple, calcul de la déformation sous contrainte constante, perte de précontrainte dans les pièces à faible pourcentage d'acier ordinaire) on peut utiliser la formule dite du module effectif, soit :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \frac{\sigma(t)}{E_{c28}} [1 + \varphi(t, t_0)] \quad [16]$$

qui néglige la variation du module du béton et admet que la contrainte reste constante et égale à sa valeur finale. L'expression [16] équivaut à poser $\chi = 1$ dans la formule [14] et revient à admettre que la somme de la déformation du fluage et de la déformation élastique puisse être évaluée avec un module :

$$E_c = \frac{E_{c28}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad [17]$$

A.2.2 Loi simplifiée du fluage (voir Annexe 7)

Lorsque l'on cherche l'influence du fluage au-delà de 3 mois, on peut utiliser l'expression approchée suivante du coefficient de fluage :

$$\varphi(t, t_0) = 0,4 + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad [18]$$

En négligeant la variabilité du module de déformation longitudinale avec l'âge de la mise en charge, la fonction fluage prend la forme simplifiée :

$$\Phi(t, t_0) = \frac{1}{E_{c28}} [1,4 + \varphi_f (\beta_f(t) - \beta_f(t_0))] \quad [19]$$

La formule [19] permet d'utiliser dans les calculs pratiques les résultats de la théorie du vieillissement (méthode de Dischinger). Ce procédé est valable aussi dans le cas où l'on prévoit une grande variation de contrainte.

Par exemple, pour la variation de contrainte sous déformation imposée ε_n constante

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

(relaxation du béton), la solution de l'équation différentielle de Dischinger conduit à :

$$\sigma_c(t, t_0) = \epsilon_n \cdot r(t, t_0) \quad [20]$$

où $r(t,)$ représente la fonction relaxation du béton :

$$r(t, t_0) = E_{cf} \cdot \exp[-\varphi_{ff}[\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]] \quad [21]$$

L'utilisation de l'équation [21] est avantageuse pour le calcul de la déformation de fluage à prendre en compte dans les problèmes du second ordre (chapitre 4.1.3) et dans l'étude des effets du fluage en présence de phénomènes thermiques saisonniers.

A.3 Pertes de précontrainte

Une évaluation des pertes totales de précontrainte dues au retrait, au fluage et à la relaxation, compte tenu de l'interaction entre ces divers phénomènes, peut se faire au moyen de la formule suivante, dérivant de l'application de la méthode de la contrainte moyenne :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_s(t, t_0)E_s + \Delta\sigma_{pr} + \alpha\varphi(t, t_0)(\sigma_{cg} + \sigma_{cpo})}{1 + \alpha \frac{\sigma_{cpo}}{\sigma_{spo}} \left[1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2} \right]} \quad [22]$$

avec :

$$\alpha = E_s / E_c$$

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ variation de la contrainte dans l'acier de précontrainte due au fluage, au retrait, à la relaxation

$\sigma_{spo}, \sigma_{cpo}$ contraintes initiales dans l'acier de précontrainte et dans le béton adjacent sous la précontrainte seule

σ_{cg} contrainte dans le béton adjacent à l'acier de précontrainte due au poids propre et aux autres actions permanentes

$\Delta\sigma_{pr}$ variation de tension dans l'acier de précontrainte due à la seule relaxation (négative) évaluée pour une tension initiale :

$$\sigma_p = \sigma_{pgo} - 0,3 \Delta\sigma_{p,c+s+r} \quad [23]$$

σ_{pgo} contrainte initiale de l'acier de précontrainte due à la précontrainte et aux actions permanentes.

2.2 Conception et méthodes d'analyse globale

On voit que l'utilisation de la formule [22] exige une estimation a priori de la perte totale. Cette estimation est à contrôler au moyen du résultat donné par la formule [22] et doit être éventuellement corrigée par itération. La formule [22] étend la méthode de la contrainte moyenne à la prise en compte de la précontrainte. Toutefois $\Delta\sigma_{pr}$ est calculée par une contrainte supérieure à la moyenne pour tenir compte du fait que la relaxation n'est pas une fonction linéaire de la contrainte. La formule [22] a été établie pour le cas où l'on peut supposer que les armatures de précontrainte sont concentrées en un point. Si cette hypothèse ne peut être admise, il faut recourir aux formules dérivant de l'application de la méthode des déformations, compte tenu de la conservation des sections planes (voir document [6]).

3. MATERIAUX

3.1.1 Béton de granulats normaux

3.1 BETON3.1.1 BETON DE GRANULATS NORMAUX

3.1.1.1 GENERALITES

P.1 Objet

Le présent chapitre est applicable aux bétons à structure fermée, confectionnés avec des granulats normaux, composés et compactés de manière à ne pas contenir une quantité appréciable d'air occlus, et qui sont utilisés pour les structures ou les éléments structuraux en béton non armé, armé ou précontraint.

En général, le présent chapitre n'est pas applicable aux bétons soumis à un traitement thermique durant leur durcissement. Pour ces bétons, des règles additionnelles sont données à l'annexe 3*.

3.1.1.2 MASSE VOLUMIQUE

P.1 Détermination de la masse volumique

La masse volumique doit être déterminée directement conformément à la norme ISO 6275 ou estimée sur la base des valeurs connues pour les constituants.

3.1.1.3 RESISTANCE ET DEFORMATIONS DU BETON

P.1 Détermination de la résistance et des caractères de déformation du béton

La résistance du béton doit être déterminée au moyen d'essais normalisés sur des éprouvettes âgées de 28 jours.

Les caractères permettant le calcul des déformations instantanées et différées du béton doivent également être soit déterminés par des essais normalisés soit estimés à partir de données connues.

Toute augmentation de cette résistance contractuelle due à l'âge doit être négligée dans les calculs.

P.2 Classes de béton

Les calculs doivent être basés sur une classe de béton correspondant à une valeur spécifiée de la résistance caractéristique à la compression.

*sera rédigée ultérieurement.

3.1.1 Béton de granulats normaux

A.1 Détermination de la résistance et des caractères de déformation du bétonA.1.1 Résistance à la compression

Le présent Eurocode est basé sur la résistance à la compression mesurée sur des cylindres de 150 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur, à l'âge de 28 jours, conservés dans l'eau à $20 \pm 2^\circ \text{C}$ conformément aux normes ISO 1920, 2736 et 4012.

Des âges différents de 28 jours ne peuvent être adoptés que sous réserve de justifications spéciales.

La résistance caractéristique à la compression f_{ck} est définie comme la valeur de la résistance au-dessous de laquelle on peut s'attendre à trouver 5 % de la population de toutes les mesures possibles de résistance du béton spécifié.

En pratique, on peut admettre que le béton a la résistance prévue au projet lorsque les résultats des essais vérifient le critère de conformité défini à l'article A2 du chapitre 6.4.

Pour des besoins particuliers, des coefficients de conversion entre les résistances obtenues à partir d'éprouvettes de dimensions différentes ou conservées dans d'autres conditions, de même que des coefficients liant la maturité à la résistance à la compression, doivent être déterminés au moyen d'essais directs.

Les valeurs indiquées dans les tableaux de la norme ISO 3893 doivent être considérés comme fournissant une relation approximative entre la résistance de cylindres de 150 x 300 mm et celle de cubes de 150 mm d'arête pour des bétons identiques et conservés dans les mêmes conditions, selon document ISO/DIS 2736.

A.1.2 Résistance à la traction

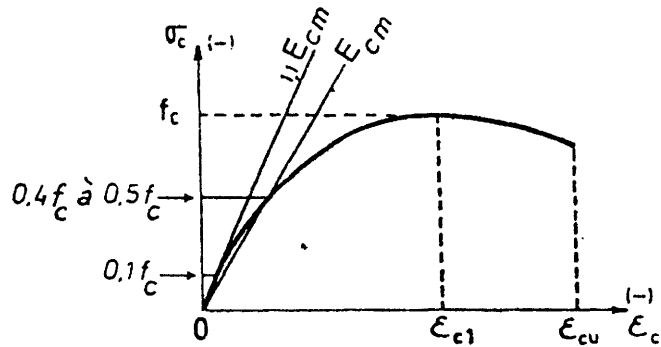
Dans le présent Eurocode, le terme "résistance à la traction" se rapporte à la traction axiale définie par la RILEM. En l'absence de données plus précises, les valeurs numériques rapportées à f_{ck} qui sont indiquées à l'article A2 (tableau 3.4) peuvent être utilisées.

Pour des besoins particuliers, des coefficients de conversion entre la résistance à la traction axiale et la résistance à la traction par fendage doivent être déterminés au moyen d'essais directs.

A.1.3 Diagramme contraintes-déformations

Le diagramme contraintes-déformations sous charges de courte durée affecte la forme générale schématiquement représentée sur la figure (1).

3.1.1 Béton de granulats normaux



ϵ_{ci} abscisse du pic de contrainte
 ϵ_{cu} déformation ultime.

Figure(1) - Diagramme contraintes-déformations schématique

Pour les besoins du calcul, il est loisible d'utiliser des diagrammes idéalisés. Pour certains problèmes, de telles idéalizations sont indiquées dans le chapitre 4.1.1.

La loi $\sigma_c - \epsilon_c$ représentée figure (1) pour les charges de courte durée peut être exprimée approximativement par la fonction :

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{\kappa\eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta} \quad [1]$$

avec

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$$

$$\epsilon_{c1} = -0,0022 \text{ (déformation maximale en compression centrée)}$$

$$\kappa = (1,1 E_{cm}) \cdot \epsilon_{c1} / f_c$$

E_{cm} valeur moyenne du module de déformation longitudinale (tableau 3.2).

La formule [1] est valable pour $0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{cu}$

avec ϵ_{cu} raccourcissement maximal de la fibre de béton la plus comprimée.

Pour une zone comprimée rectangulaire, les valeurs moyennes de ϵ_{cu} sont données par le tableau 3.1.

3.1.1 Béton de granulats normaux

f_c	12	16	20	25	30	35	40	45	50	MPa
ϵ_{cu}	-3,8	-3,7	-3,6	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0	%

Tableau 3.1 - Valeurs moyennes de ϵ_{cu} (zones rectangulaires)A.1.4 Module sécant de déformation longitudinale

Pour une résistance caractéristique à la compression f_{ck} donnée, une estimation de la valeur moyenne du module sécant E_{cm} (voir figure(1)) peut être obtenue au moyen du tableau 3.2.

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
E_{cm}	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Tableau 3.2 - Module sécant de déformation longitudinale (en GPa).

Ces valeurs correspondent à la formule :

$$E_{cm} = 9,5 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (E_{cm} \text{ en GPa, } f_{ck} \text{ en MPa}) \quad [2]$$

Normalement, f_{ck} étant rapporté à l'âge de 28 jours, le tableau 3.2 donne les valeurs de E_{c28} correspondant à cet âge. Toutefois, il peut être également utilisé pour déduire E_{cm} d'une résistance $f_{ck}(t_0)$ présumée à un âge t_0 donné.

A.1.5 Coefficient de Poisson

Lorsqu'il intervient dans le calcul, le coefficient de Poisson relatif aux déformations élastiques est pris égal à 0,2. Il peut être pris égal à 0 lorsque la fissuration du béton tendu est admise.

A.1.6 Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique peut être pris égal à $10 \cdot 10^{-6}$ par degré centigrade.

A.1.7 Fluage et retrait

Dans le cas où une grande précision n'est pas recherchée, les valeurs moyennes du tableau 3.3 considérées comme représentatives peuvent être admises pour le retrait final et pour le coefficient final

3.1.1 Béton de granulats normaux

de fluage d'un béton confectionné avec un ciment à durcissement rapide et soumis à une contrainte au plus égale à $0,4 f_{cjk}$ à l'âge j de la mise en charge (pour des dimensions intermédiaires entre 200 et 600 mm, interpoler linéairement).

Les données du tableau 3.3 sont valables pour des conditions thermo-hygro-métriques constantes (température moyenne du béton 20°C et humidité relative indiquée).

Pour des informations plus détaillées voir l'annexe 7.

u : périmètre en contact avec l'atmosphère dimension fictive de la membrure $\frac{2A_c}{u}$	atmosphère humide, à l'extérieur (hum. rel. $\approx 75\%$)		atmosphère sèche, à l'intérieur (hum. rel. $\approx 55\%$)	
	petite ≤ 200 mm	grande ≥ 600 mm	petite ≤ 200 mm	grande ≥ 600 mm
<u>COEFFICIENT DE FLUAGE</u> $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ âge du béton t_0 lors de la mise en charge :				
jeune (3 - 7 jours)	2,7	2,1	3,8	2,9
moyen (7 - 60 jours)	2,2	1,9	3,0	2,5
élevé (> 60 jours)	1,4	1,7	1,7	2,0
<u>RETRAIT :</u> $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) \cdot 10^3$ âge du béton au moment t_0 à partir duquel l'influence du retrait est considérée :				
jeune (1 - 7 jours)	0,26	0,21	0,43	0,31
moyen (7 - 60 jours)	0,23	0,21	0,32	0,30
élevé (> 60 jours)	0,16	0,20	0,19	0,28

Tableau 3.3 - Valeurs finales du coefficient de fluage $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ et valeurs de base du retrait $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$.

Dans le cas où une plus grande précision est nécessaire, les influences d'une température ambiante différant notablement de 20°C et/ou de conditions climatiques différant de celles indiquées dans le tableau 3.3 et/ou d'autres types de ciment (à durcissement lent ou normal) doivent être prises en compte conformément à l'annexe 7.

3.1.1 Béton de granulats normaux

A.2 Classes de béton

La classe du béton peut être choisie dans le tableau 3.4 en fonction de la résistance caractéristique à la compression et de la résistance caractéristique à la traction.

Classe	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk 0,05}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	3,1	3,4	3,7	4,0
$f_{ctk 0,95}$	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	4,8	5,2

Tableau 3.4 - Classes, résistances caractéristiques f_{ck} et résistance à la traction f_{ct} du béton en MPa .

Dans le cas du béton précontraint, en règle générale, seules les classes C25 et supérieures sont admises.

Le choix de la valeur f_{ct} à introduire dans le calcul dépend du type de problème. A titre d'exemple, on prend en compte :

$f_{ctk 0,05}$ pour la vérification de l'état-limite de formation des fissures (art. 4.2.1-A 3),

f_{ctm} pour le calcul des contreflèches (art. 4.2.2-A 1.1),

$f_{ctk 0,95}$ pour le calcul des effets des actions indirectes (avant fissuration du béton).

$f_{ctk 0,95}$ est également pris en compte pour le calcul de l'armature minimale des éléments structuraux.

Sauf indication contraire, il est supposé que toutes les formules du présent Eurocode demeurent valables pour des valeurs de f_{ck} qui diffèreraient de celles de la série normalisée du tableau 3.4.

Les bétons de classe C12 ou de classes inférieures, ou de classes supérieures à C50 ne peuvent être admis pour le béton armé à moins que leur emploi ne soit convenablement justifié. Pour de tels bétons, à moins de preuve contraire, les règles du présent Eurocode ne sont pas applicables.

3.1.2 Béton de granulats légers

3.1.2 BETON DE GRANULATS LEGRS

3.1.2.1 GENERALITES

P.1 Objet

Le présent article est applicable aux bétons à structure fermée confectionnés avec des granulats appartenant aux catégories I et II de la classification RILEM, composés et compactés de manière à ne pas contenir une quantité appréciable d'air occlus et utilisés pour les structures ou les éléments de structures en béton non armé, armé ou précontraint.

A.1 Objet

Un béton de granulats légers est défini comme un béton dont le poids volumique après séchage au four n'excède pas 20 kN/m³. Il est totalement ou partiellement fabriqué en utilisant des granulats ayant une structure poreuse (granulats légers).

Cet article s'applique en outre à tous les bétons confectionnés avec des granulats légers ou artificiels, à moins que des expériences fiables combinées avec des preuves expérimentales n'indiquent que des prescriptions différentes de celles données dans le présent article peuvent être adoptées en toute sécurité.

3.1.2.2 POIDS VOLUMIQUE

P.1 Détermination du poids volumique

Le poids volumique ρ pris comme référence est le poids volumique après séchage au four.

Pour la détermination de la masse volumique, l'article 3.1.1.2-P 1 est applicable.

3.1.2.3 RESISTANCE ET DEFORMATIONS DU BETON DE GRANULATS LEGRS

P.1 Détermination de la résistance et des caractères de déformation du béton de granulats légers

L'article 3.1.1.3-P 1 est applicable.

P.2 Classes de béton

L'article 3.1.1.3-P 2 est applicable.

3.1.2 Béton de granulats légers

A.1 Détermination de la résistance et des caractères de déformation du béton de granulats légersA.1.1 Résistance à la compressionA.1.1.1 Détermination de la résistance à la compression

La résistance à la compression du béton de granulats légers doit être déterminée conformément aux normes ISO 1920, 2736 et 4012.

A.1.1.2 Résistance caractéristique à la compression

L'article 3.1.1.3-A 1.1 est applicable.

A.1.2 Résistance à la traction

Une valeur approchée de la résistance à la traction moyenne peut être obtenue en multipliant les valeurs de f_{ct} tirées du tableau 3.4 de l'article 3.1.1.3-A 2 par le coefficient :

$$\eta_1 = 0,30 + 0,70 \frac{\rho}{24} \quad [1]$$

où ρ désigne le poids volumique après séchage au four, en kN/m^3 .

A.1.3 Diagrammes contraintes-déformations

Les diagrammes contraintes-déformations des bétons de granulats légers ont à peu près la même allure que ceux des bétons normaux, mais à l'égalité de résistance à la compression, la déformation ultime est normalement plus faible.

Pour les calculs, les diagrammes idéalisés donnés dans l'annexe 4 * peuvent être utilisés.

A.1.4 Module sécant de déformation longitudinale

Une estimation de la valeur moyenne du module sécant E_{lcm} pour les bétons de granulats légers peut être obtenue au moyen de l'équation:

$$E_{lcm} = 9,5 \cdot \left(\frac{\rho}{24} \right)^2 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} \quad [2]$$

avec

f_{ck} résistance volumique caractéristique à la compression, en MPa

ρ poids volumique après séchage au four, en kN/m^3 .

Les valeurs données par l'équation [2] correspondent aux valeurs du tableau 3.2 de l'article 3.1.1.3-A 1.4, multipliées par $(\rho/24)^2$.

* sera rédigée ultérieurement.

3.1.2 Béton de granulats légers

Normalement, le module de déformation longitudinale d'un béton de granulats légers est la moitié ou les trois quarts de celui du béton de granulats normaux de même résistance à la compression.

Les valeurs données par l'équation [2] sont approchées. Lorsqu'il est nécessaire de disposer de données précises, les valeurs de $E_{\ell cm}$ doivent être déterminées au moyen d'essais effectués conformément aux Recommandations de la RILEM.

A.1.5 Coefficient de Poisson

- . L'article 3.1.1.3-A 1.5 est applicable.

A.1.6 Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique peut être pris égal à $8 \cdot 10^{-6}$ par degré centigrade.

A.1.7 Fluage et retrait

En l'absence de résultats d'essais, le tableau 3.3 de l'article 3.1.1.3-A 1.7 peut être adopté comme base des calculs, en lui apportant les modifications suivantes :

- les valeurs finales du coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ peuvent être réduites dans le rapport $\eta_2 = \frac{E_{\ell cm}}{E_{cm}}$; la déformation de fluage ainsi obtenue doit cependant être multipliée par un coefficient qui peut varier de 1,0 à 1,2 selon le type de granulat léger utilisé ;
- les valeurs de base du retrait doivent être multipliées par un coefficient qui peut varier de 1,0 à 1,5 selon le type de granulat léger utilisé.

A.2 Classes de béton

La classe appropriée d'un béton de granulats légers peut être choisie par référence à la résistance caractéristique à la compression f_{ck} en utilisant le tableau 4 de l'article 3.1.1.3-A 2.

Le tableau 3.5 suivant donne le domaine d'application des classes de bétons de granulats légers :

3.1.2 Béton de granulats légers

Classe du béton				
Inférieure à LC 12	LC 12	LC 25	LC 50	Supérieure à LC 50
Uniquement pour les structures en béton non armé et pour les éléments armés de peu d'importance	Eléments en béton armé et non armé			Uniquement avec une justification appropriée et avec des précautions spéciales
		Eléments précontraints		

Tableau 3.5 - Domaine d'application des bétons légers de structure.

3.2.1 Aciers pour béton armé

3.2 ACIER3.2.1 ACIERS POUR BETON ARME

3.2.1.1 OBJET

P.1 Types et classification des aciers

Les caractères mécaniques et physiques des aciers pour béton armé sont définis par des documents de certification (par exemple, normes et/ou agréments ou certificats de conformité).

Les aciers considérés dans le présent Eurocode peuvent être subdivisés comme suit :

- du point de vue de leur mode de production
- du point de vue de la forme de leur surface
- du point de vue de leur aptitude au soudage.

A.1 Types et classification des aciers

Du point de vue de leur mode de production, les aciers peuvent être classés en :

- aciers laminés à chaud (aciers naturels)
- aciers écrouis à froid (soit par torsion et/ou par traction, soit par tréfilage et/ou laminage)
- aciers spéciaux (par exemple, trempés et revenus).

Selon la forme de leur surface latérale, les aciers peuvent être des :

- barres ou fils lisses
(éventuellement assemblés en treillis soudés)
- barres ou fils à haute adhérence
(éventuellement assemblés en treillis soudés).

Du point de vue de leur aptitude au soudage les aciers peuvent être classés en :

- aciers non soudables
- aciers soudables sous certaines réserves
- aciers soudables.

3.2.1.2 CARACTERES MECANIQUES DES ACIERS POUR BETON ARME

P.1 Résistance et déformations

La résistance d'un acier doit être déterminée au moyen d'essais normalisés, effectués conformément aux normes ISO ou aux Euronorms.

3.2.1 Aciers pour béton armé

Les caractères de l'acier dont dépendent ses déformations instantanées et à long terme doivent être déterminés au moyen d'essais normalisés.

P.2 Section à prendre en compte dans les calculs de résistance

Les calculs doivent être basés sur la section nominale, déterminée à partir du diamètre nominal.

P.3 Capacité d'allongement

Il doit être prouvé que l'acier possède une capacité d'allongement convenable.

P.4 Aptitude au soudage

Lorsque le soudage est nécessaire, il doit être prouvé que l'acier utilisé présente une soudabilité satisfaisante.

A.1 Résistance et déformationA.1.1 Résistance caractéristique

La résistance caractéristique f_{yk} est définie comme le fractile 5 % de la limite d'élasticité en traction apparente, notée f_y , ou conventionnelle à 0,2 %, notée $f_{0,2}$.

L'Euronorm 80 définit trois classes :

S220 S400 S500

où les nombres représentent la valeur minimale de la limite d'élasticité en MPa. D'après la classification de l'Euronorm 80, la classe S220 comprend les ronds lisses laminés à chaud, tandis que les classes S400 et S500 comprennent les barres à haute adhérence et les fils.

La résistance à la traction f_{st} mesurée lors de l'essai d'une barre doit vérifier simultanément :

$$f_{st} \geq 1,1 f_{yk} \quad [1]$$

$$f_{st} \geq 1,05 f_{y,obs} \quad [2]$$

où $f_{y,obs}$ désigne la valeur de la limite d'élasticité mesurée lors de cet essai.

3.2.1 Aciers pour béton armé

A.1.2 Treillis soudés

Les équations [1] et [2] s'appliquent également aux fils constitutifs des treillis soudés.

Lorsque les soudures sont prises en compte dans la résistance des ancrages, chaque noeud soudé doit pouvoir résister à un effort de cisaillement au moins égal à $0,3 f_{yk} \cdot A_s$, où A_s désigne la section de la plus grosse barre de l'assemblage.

A.1.3 Diagrammes contraintes-déformations

Pour simplifier, on peut substituer aux diagrammes réels contraintes-déformations des diagrammes bilinéaires ou trinéaires choisis de manière à donner des approximations dans le sens de la sécurité.

Les deux figures (1) et (2) ci-après sont valables jusqu'à une température de 200°C.

En l'absence de données plus précises, pour les aciers naturels et les aciers écrouis par tréfilage ou laminage à froid, le diagramme bilinéaire de la figure (1) peut être utilisé :

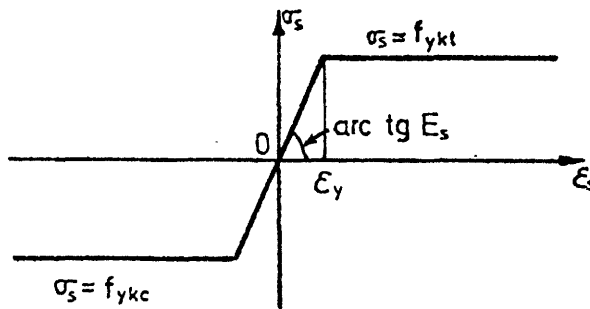


Figure (1) - Diagramme contraintes-déformations idéalisé

Pour les aciers écrouis par torsion et/ou traction, on peut admettre qu'en général :

$$f_{ykt} = | f_{ykc} | \quad [3]$$

sauf dans le cas des aciers pour lesquels l'écrouissage est essentiellement obtenu par traction axiale, où il peut arriver que :

$$| f_{ykc} | < f_{ykt} \quad [4]$$

Pour de tels aciers, le document de certification doit préciser la valeur de f_{ykc} à prendre en compte dans les calculs.

Pour les aciers écrouis par torsion et/ou traction, on peut utiliser un diagramme idéalisé comportant une partie droite de pente E_s et

3.2.1 Aciers pour béton armé

des parties courbes définies en fonction des limites d'élasticité en traction f_{ykt} et en compression f_{ykc} (figure(2) où σ_s , f_{ykt} et f_{ykc} sont exprimés en MPa ; signes : $f_{ykt} > 0$, $f_{ykc} < 0$).

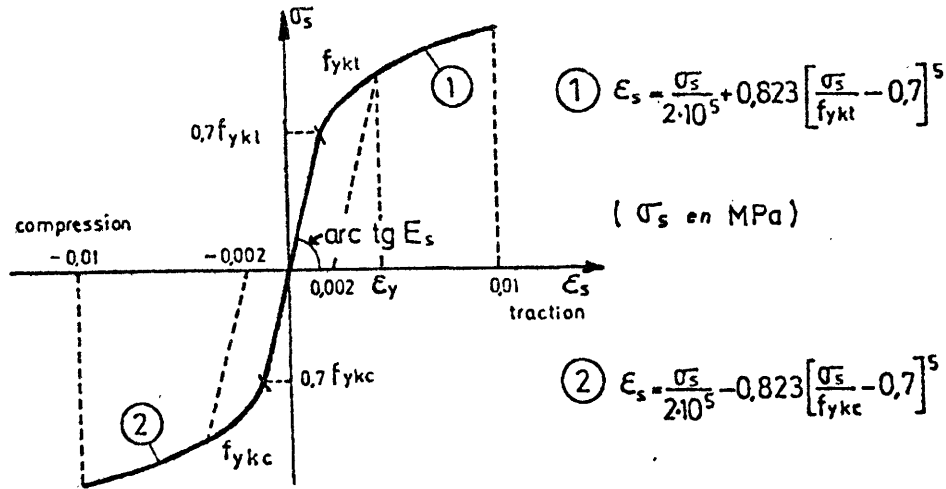


Figure (2) - Diagramme contraintes-déformations idéalisé

A.1.4 Module de déformation longitudinale

Pour toutes les armatures de béton armé, le module de déformation longitudinale E_s peut être pris égal à 200 GPa .

A.1.5 Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique des aciers est pris égal à $10 \cdot 10^{-6}$ par degré centigrade.

A.2 Section à prendre en compte dans les calculs de résistance

Pour les barres, la gamme des diamètres nominaux préférentiels est la suivante :

6 - 8 - 10 - 12 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40 - 50 [mm]

Pour les détails et les tolérances, voir Euronorms 80, 81 et 82.

Pour les fils constitutifs de treillis, les diamètres préférentiels s'échelonnent entre 4 et 12 mm par pas de 0,5 mm.

Le principe énoncé en P2 est en contradiction avec l'Euronorm 80. Selon cet Euronorm, les calculs doivent être basés sur la section réelle de l'armature. Dans le présent Eurocode, l'écart entre les diamètres nominal et réel a été pris en compte dans les coefficients de sécurité.

3.2.1 Aciers pour béton armé

A.3 Capacité d'allongement

L'exigence concernant la capacité d'allongement peut être considérée comme satisfaite lorsque l'allongement de rupture de l'acier, mesuré sur une longueur de $10 \varnothing$ ou $5 \varnothing$, est au moins égal à $\varepsilon_{10} = 8\%$ ou $\varepsilon_5 = 12\%$ respectivement.

Pour le critère de capacité d'allongement, il existe différentes propositions aussi bien en ce qui concerne la longueur de la base de mesure qu'en ce qui concerne l'allongement unitaire de l'acier après rupture (par exemple : $\varepsilon_{40} = 2,5\%$ mesuré sur une base de longueur $40 \varnothing$).

Plus généralement, il n'a pas encore été établi s'il était admissible de fixer ce critère en partant d'un allongement mesuré après striction.

A.4 Soudabilité

La soudabilité d'un acier pour armature dépend principalement de son mode de fabrication (laminage à chaud ou écrouissage à froid), de sa composition chimique et de son diamètre. Du point de vue de leur soudabilité, les aciers sont classés comme suit :

- Classe a (non soudable) : acier qui ne peut être soudé par aucune méthode pratique en donnant un résultat acceptable ;
- classe b (soudable sous certaines conditions) : acier qui peut être soudé en donnant un résultat acceptable au moyen de méthodes spéciales ou par les méthodes usuelles assorties de certaines précautions de sécurité ;
- classe c (soudable) : acier qui peut être soudé par les méthodes usuelles en donnant un résultat acceptable.

Pour de plus amples informations sur la soudabilité de l'acier, voir Euronorm 80.

3.2.2 ACIERS DE PRECONTRAINTE

3.2.2.1 OBJET

P.1 Types et classification des aciers

Les caractères mécaniques et physiques des aciers de précontrainte sont définis par des documents de certification.

Les aciers considérés par le présent Eurocode peuvent être subdivisés comme suit :

- du point de vue de leurs traitements
- du point de vue du genre de produit
- du point de vue de leur forme.

A.1 Types et classification des aciers (voir [7] et [8])*

Pour estimer les caractères des aciers de précontrainte, le projeteur peut choisir entre :

- utiliser les valeurs générales moyennes données dans les documents de certification, ou bien
- utiliser les données résultant d'essais étendus et fiables, effectués par le producteur ou par des laboratoires d'essais agréés sur le lot particulier ou sur la commande correspondant à l'acier de précontrainte qui sera utilisé.

Du point de vue de leur fabrication, les aciers de précontrainte peuvent être classés en :

a) aciers ayant subi un traitement thermique :

- aciers patentés
- aciers trempés et revenus

b) aciers ayant subi un traitement mécanique :

- aciers tréfilés ou laminés à froid
- aciers écrouis par traction ou torsion à froid,

ces traitements pouvant éventuellement être complétés par des traitements de vieillissement ou de stabilisation.

* Il convient également de se référer aux normes nationales.

3.2.2 Aciers de précontrainte

En ce qui concerne leur forme, les aciers de précontrainte peuvent être :

- des fils ou des barres
- des torons ou des câbles.

Du point de vue de la forme de leur surface latérale, les aciers de précontrainte sont classés en :

- fils ou barres ronds et lisses
(les fils pouvant être droits ou ondulés)
- fils ou barres non ronds et/ou non lisses.

3.2.2.2 CARACTERES DES ACIERS DE PRECONTRAINTTE

P.1 Résistance et déformations

La résistance d'un acier de précontrainte doit être déterminée au moyen d'essais normalisés, effectués conformément aux normes ISO ou aux Euronorms.

Les caractères de l'acier de précontrainte dont dépendent ses déformations instantanées et à long terme, doivent être déterminés au moyen d'essais normalisés.

P.2 Résistance caractéristique

La résistance de calcul de l'acier doit être basée sur une valeur caractéristique spécifiée de la limite d'élasticité ou de la résistance à la traction.

P.3 Section à prendre en compte dans les calculs de résistance

Les calculs doivent être basés sur la section nominale.

P.4 Longueur de transmission

L'adhérence entre les armatures de précontrainte et le béton doit être capable d'assurer la transmission de la précontrainte au béton jusqu'à ce que l'état-limite ultime soit atteint.

P.5 Ductilité

Il doit être prouvé que l'acier possède une ductilité convenable.

3.2.2 Aciers de précontrainte

A.1 Résistance et déformationsA.1.1 Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale E_s peut être pris égal à 200 GPa.

A.1.2 Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique est pris égal à $10 \cdot 10^{-6}$ par degré centigrade.

A.1.3 Relaxation

Les valeurs de la relaxation d'une armature nue, à introduire dans le calcul de la précontrainte finale, peuvent être déduites :

- (i) des données des documents de certification ou
- (ii) de valeurs approchées ou
- (iii) de résultats d'essais fiables de relaxation.

En l'absence d'information plus précise, les valeurs données dans la figure (3) ci-après, où le groupe 2 représente les aciers soumis à un traitement de stabilisation, peuvent être adoptées comme valeurs moyennes.

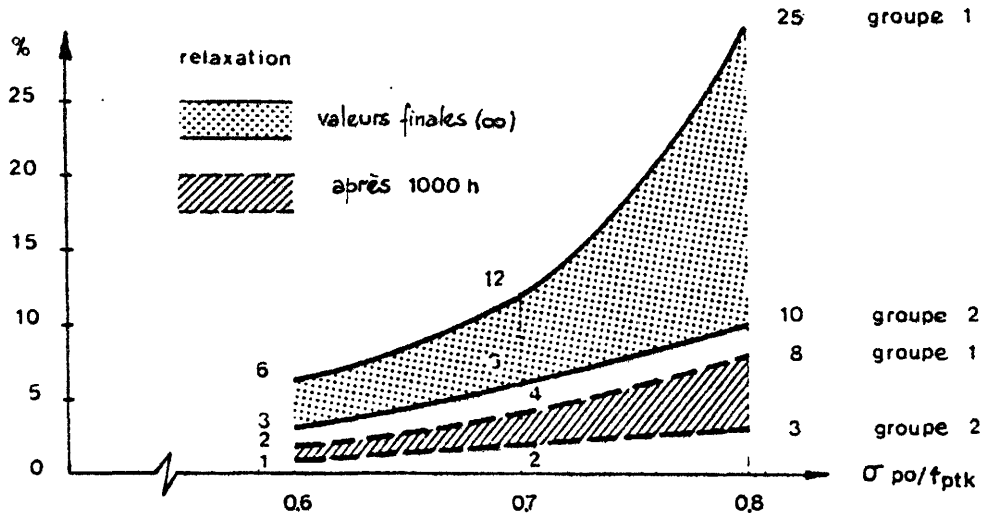


Figure (3) - Valeurs moyennes de la relaxation (%)

A.1.4 Effets des hautes températures

Pour des températures supérieures à 200°C, la résistance diminue à une allure de plus en plus rapide (à 400°C, la résistance n'est plus que la moitié environ de celle à la température ambiante) tandis que la limite de proportionnalité est nettement plus affectée (à 400°C, elle n'est plus que les 30 % environ de celle à la température ambiante).

3.2.2 Aciers de précontrainte

Voir figure (7) du document [8]. Ces propriétés ont une importance particulière pour le comportement des structures à l'incendie.

Pour tous les aciers de précontrainte, la relaxation aux températures élevées est beaucoup plus importante qu'à la température ambiante : à 50°C, elle est environ le double.

Lorsque les aciers de précontrainte peuvent se trouver exposés à des températures pouvant dépasser notablement 20°C, ceux qui appartiennent au groupe 2 sont mieux appropriés que ceux qui appartiennent au groupe 1 (pour la définition des groupes 1 et 2, voir [8]).

A.2 Résistance caractéristique

Pour la définition de la résistance caractéristique, voir l'article 3.2.1.2-A1.1.

La limite d'élasticité $f_{0,1}$ à 0,1 % ou la limite d'élasticité $f_{0,01}$ à 0,01 % peuvent être utilisées à la place de $f_{0,2}$ sous réserve que les conditions :

$$f_{st} \geq 1,1 f_{yk} \quad [5]$$

$$f_{st} \geq 1,05 f_{y,obs} \quad [6]$$

soient vérifiées avec $f_y = f_{0,2}$ et $f_{yk} = f_{0,2k}$.

Dans ces expressions :

f_{st} désigne la résistance à la traction obtenue par des essais

f_{yk} la résistance caractéristique

$f_{y,obs}$ la limite d'élasticité déterminée durant l'essai de traction

f_y la limite d'élasticité conventionnelle.

En principe, la nuance d'un acier de précontrainte doit être spécifiée par sa résistance caractéristique ($f_{p0,2k}$ ou $f_{p0,1k}$ ou $f_{p0,01k}$) et la valeur caractéristique de sa résistance à la traction f_{ptk} .

A.3 Section à prendre en compte dans les calculs de résistance

Pour les fils ou barres, la section nominale est déterminée à partir de leur diamètre nominal et pour les torons, à partir des sections nominales de leurs fils constitutifs.

3.2.2 Aciers de précontrainte

Pour les détails, il convient de se référer aux documents de certification ; pour les tolérances, voir Euronorm 138 et norme ISO 6934.

A.4 Longueur de transmission [voir [8] et Euronorm 138]

Les conditions d'utilisation concernent particulièrement :

- la contrainte initiale de l'armature,
- les caractères du béton au moment de la mise en précontrainte,
- la position et l'enrobage de l'armature ainsi que l'état de contrainte du béton.

A défaut de valeurs définies par un document de certification, on peut admettre pour le rapport de la longueur d'ancrage l_{bp} au diamètre nominal de l'armature des valeurs comprises entre :

100 et 140

 pour un fil non lisse

45 à 90

 pour un toron de 7 fils.

Ces valeurs supposent que la précontrainte est appliquée à l'élément considéré par diminution progressive de la tension des armatures ; elles doivent être majorées de

25 %

 dans le cas où la mise en précontrainte est obtenue par tronçonnage de la partie libre des armatures.

En ce qui concerne les valeurs numériques pour la longueur de transmission nécessaire, de grandes divergences d'opinion se manifestent encore. La longueur réelle de transmission doit faire l'objet d'un agrément.

Des précautions spéciales peuvent être nécessaires dans les cas où la précontrainte varie graduellement (par exemple, dans les dalles évidées).

3.3 Données concernant la précontrainte

3.3 DONNEES CONCERNANT LA PRECONTRAINTEP.1 Objet

Ce chapitre concerne le béton précontraint réalisé soit par pré-tension, soit par post-tension. Les conditions d'utilisation des procédés de précontrainte par post-tension sont définies par des documents de certification. Le cas d'armatures extérieures n'est pas envisagé. Les prescriptions qui suivent ne s'appliquent pas aux constructions précontraintes par d'autres moyens (par exemple, vérins). Le cas des armatures non adhérentes fait l'objet de l'annexe 6* et n'est considéré ici que pour ce qui concerne les phases de construction.

P.2 Solidarisation des armatures et du béton

L'adhérence entre le béton et les armatures de précontrainte doit être suffisante pour permettre d'assurer, avec la sécurité requise, la transmission des forces de précontrainte et un comportement composite de la section en présence des effets des actions.

Dans les éléments réalisés par post-tension, des précautions particulières doivent être prises avant l'injection des câbles pour assurer la résistance à la corrosion et, le cas échéant, la résistance au feu. Dans cette phase, le calcul des sections vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant, du poinçonnement et de la fissuration requiert des considérations spéciales (voir annexe 6* et [9]).

P.3 Précontrainte initiale

La précontrainte initiale dans l'armature après relâchement du vérin et réalisation de l'ancrage ne doit pas dépasser une proportion fixée et agréée de la résistance caractéristique de l'armature.

La résistance minimale atteinte par le béton lors de sa mise en précontrainte doit garantir une marge adéquate de sécurité vis-à-vis du comportement local et d'ensemble de l'élément précontraint. Le cas échéant, elle est fixée dans le document de certification du procédé utilisé.

P.4 Pertes de précontrainte

La perte de précontrainte dans une section donnée et à une époque donnée par rapport à la contrainte maximale au vérin correspond à la somme des pertes suivantes qui doivent être prises en compte :

- pertes préliminaires, qui se produisent lors de la mise en tension de l'acier mais avant la mise en précontrainte du béton (pré-tension)
- pertes instantanées
- pertes différées.

* sera rédigée ultérieurement.

3.3 Données concernant la précontrainte

L'évaluation des pertes se fait généralement en adoptant pour les données de base des valeurs moyennes. Le cas échéant, des indications pour le calcul de certaines pertes sont données par les documents de certification du procédé utilisé.

Les pertes différées par retrait et fluage du béton et relaxation de l'acier doivent être évaluées en tenant compte de l'interdépendance de ces phénomènes.

P.5 Valeur représentative de la précontrainte

Dans la plupart des cas, il suffit de prendre en compte les valeurs des pertes à deux époques :

- au moment de l'application de la précontrainte au béton ($t = 0$)
- à long terme (symboliquement, $t = + \infty$).

Dans les cas les plus courants, on peut considérer une seule valeur représentative moyenne de la précontrainte, fonction de l'abscisse x de la section étudiée et du temps t .

Dans certains cas spécifiques il faut cependant distinguer deux valeurs représentatives assimilées à des valeurs caractéristiques maximale et minimale.

P.6 Diffusion des forces de précontrainte

La diffusion des forces de précontrainte le long de l'élément à partir des zones d'ancrage doit être prise en compte.

A.3 Précontrainte initiale

La précontrainte initiale dans l'armature ne doit pas dépasser la plus faible des deux contraintes suivantes :

$$\sigma_{po} = 0,75 f_{ptk} \quad [1]$$

$$\sigma_{po} = 0,85 f_{p0,1k} \quad [2]$$

(pour la définition de f_{ptk} et $f_{p0,1k}$ voir 3.2.2.2-A 2).

3.3 Données concernant la précontrainte

La contrainte maximale atteinte dans l'armature lors de la mise en tension (c'est-à-dire la contrainte au vérin, $x = 0$) doit être telle que :

$$\sigma_{po,max} = 0,80 f_{ptk} \quad [3]$$

$$\sigma_{po,max} = 0,90 f_{p0,1k} \quad [4]$$

Ces valeurs limites sont généralement valables dans le cas le plus courant ; elles peuvent être modifiées en plus ou en moins en fonction de facteurs assez nombreux tels que :

- la possibilité ou non de remplacer une armature endommagée,
- les conséquences possibles, notamment pour la vie des personnes, d'une rupture de l'armature,
- la nature de la précontrainte : pré-tension ou post-tension,
- le degré de précontrainte,
- la qualité de l'acier, et le type de l'armature,
- le délai d'injection des gaines.

En tout état de cause, l'attention est attirée sur les inconvénients que peut présenter une mise en tension à une contrainte supérieure à $f_{p0,1k}$.

A.4 Pertes de précontrainteA.4.1 Pertes préliminaires

Sont à considérer dans le cas d'armatures pré-tendues :

- a) la perte par frottement dans les déviateurs (en cas d'armatures relevées) ;
- b) la perte par glissement dans les organes d'ancrage (culées) ;
- c) la perte par relaxation de l'armature pré-tendue (supposée libre) durant le temps qui s'écoule entre la mise en tension de l'armature et l'application de la précontrainte au béton.

A.4.2 Pertes instantanées

- a) Pertes par déformation instantanée du béton

Il doit être tenu compte de la perte de tension qui résulte :

- pour les armatures post-tendues, de leur ordre de mise en tension ;
- pour les armatures pré-tendues, de leur action lorsqu'on les libère de leurs ancrages sur banc.

3.3 Données concernant la précontrainte

b) Pertes par frottement (armatures de post-tension)

Il doit être tenu compte de la perte de tension due au frottement de l'armature sur la paroi de son logement, au cours de sa mise en tension.

c) Pertes par recul d'ancrage (armatures de post-tension)

Il doit être tenu compte de la perte qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage lors du blocage de celui-ci ou de la déformation de l'ancrage.

Les valeurs à prendre en compte sont définies par les documents de certification du procédé de précontrainte ou mesurées in situ.

d) Autres pertes instantanées

Il doit être tenu compte de toutes les autres causes possibles de pertes de tension instantanées dues au procédé d'exécution ou au matériel de mise en tension, par exemple pertes dues à l'étuvage.

A.4.3 Pertes différées. Ensemble des pertes

Les figures (1) et (2) donnent la séquence des pertes, respectivement pour la précontrainte par pré-tension (sans étuvage) ou par post-tension ; elles constituent un guide pour l'évaluation de l'influence des divers phénomènes énumérés en A 4.1 et A 4.2 et de l'interdépendance entre les effets du retrait et du fluage du béton et la relaxation de l'acier.

A.5 Valeur représentative de la précontrainteA.5.1 - Pertes par frottement (armatures de post-tension)

Le frottement d'une armature sur la paroi de son logement résulte de la forme courbe des câbles et/ou de courbures parasites. Les valeurs du coefficient de frottement dépendent non seulement des états de surface respectifs de l'armature et de la paroi du logement, mais aussi de la régularité du tracé et de l'étanchéité des canaux de passage des câbles.

Dans une section située à la distance x d'un organe d'ancrage actif où la contrainte maximale est égale à $\sigma_{po,max}$ ($x = 0$), la contrainte $\sigma_{po}(x)$ d'une armature post-tendue est, compte tenu des pertes par frottement :

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po,max}(x = 0) \cdot [\exp - \mu (\alpha + kx)] \quad [5]$$

avec :

- μ coefficient de frottement de l'armature,
- α somme des déviations angulaires sur la distance x (sans tenir compte de leur direction ni de leur signe),

article A.4

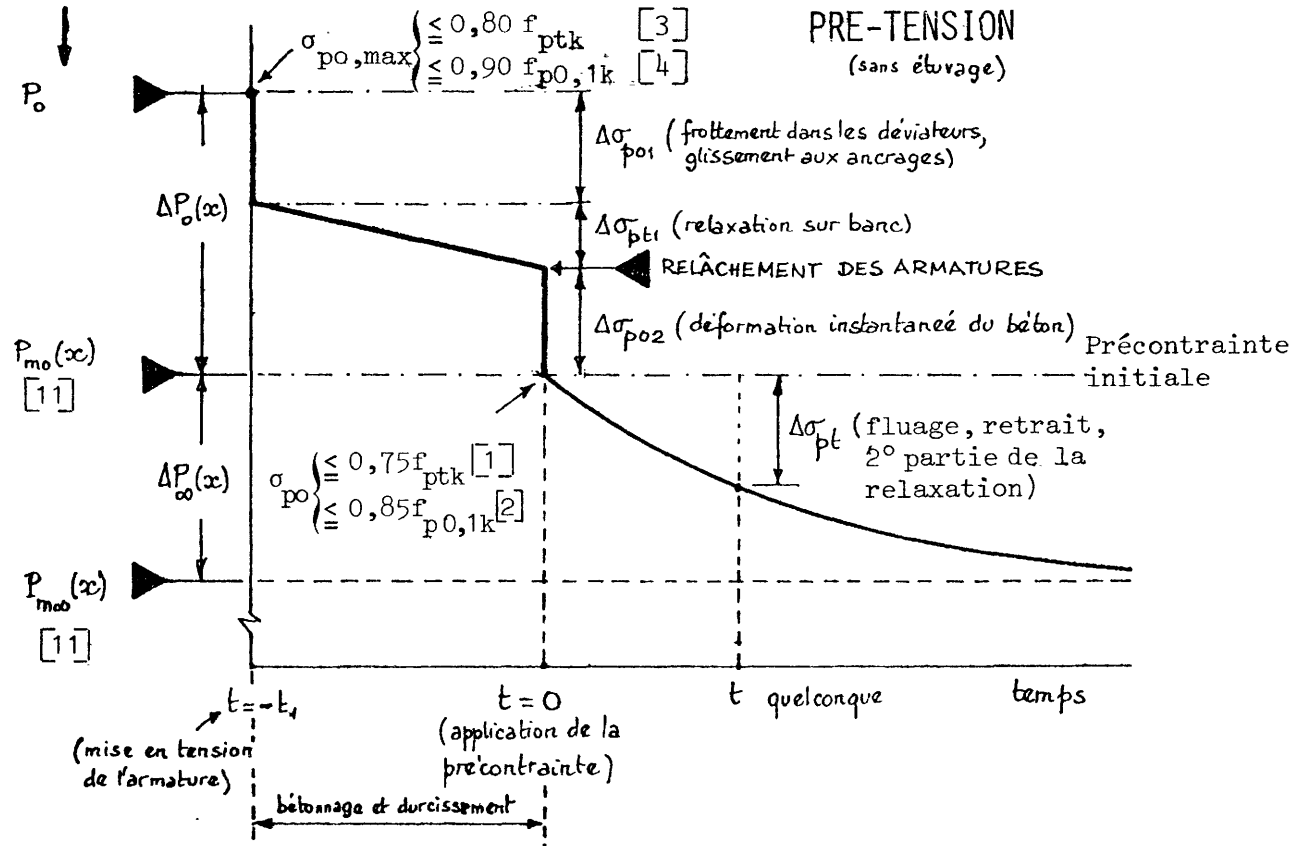
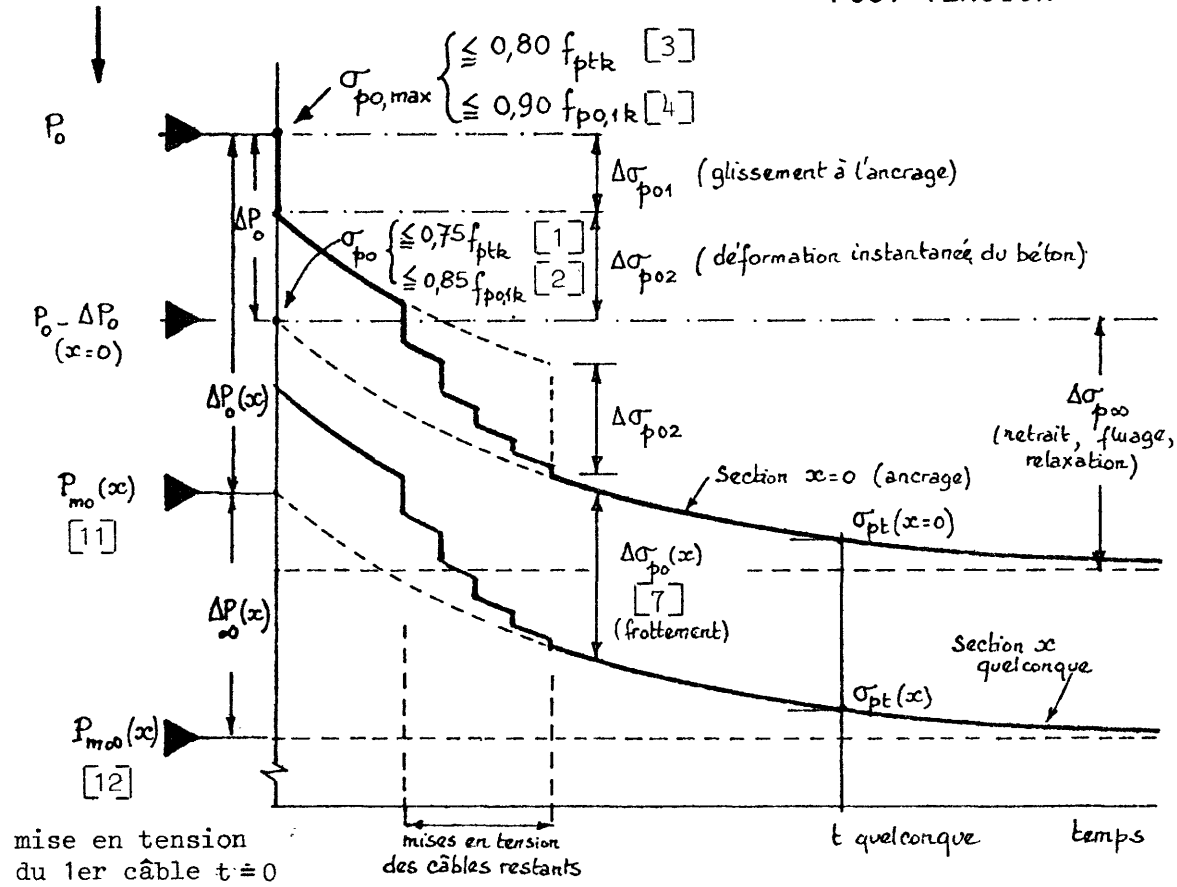


Fig (1) - Séquence des pertes de précontrainte dans le cas de la pré-tension

POST-TENSION



Fig(2) - Séquence des pertes de précontrainte dans le cas de la post-tension

3.3 Données concernant la précontrainte

k déviation angulaire involontaire (par unité de longueur) par rapport au tracé résultant du calcul.

Des valeurs de μ et k sont données dans les documents de certification des procédés de précontrainte.

Lorsque $\mu (\alpha + kx) \leq \boxed{0,2}$, on peut admettre :

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po,max}(x=0) \cdot [1 - \mu (\alpha + kx)] \quad [6]$$

et

$$\Delta\sigma_{po}(x) = \sigma_{po,max}(x=0) \cdot \mu (\alpha + kx) \quad [7]$$

En l'absence de valeurs plus précises, on peut admettre comme valeurs représentatives pour des armatures non lubrifiées, présentant un rayon de courbure au moins égal à 6 m :

- $\mu = \boxed{0,50}$ pour les câbles dans des alvéoles de béton,
 - $\mu = \boxed{0,20}$ pour les câbles composés de fils tréfilés ou de torons, à l'intérieur de gaines métalliques,
 - $\mu = \boxed{0,25}$ pour des fils laminés lisses
 - $\mu = \boxed{0,30}$ pour des fils non lissés
- } à l'intérieur de gaines métalliques

les écarts pouvant atteindre : $\boxed{-10\% \text{ ou } +20\%}$.

En cas de lubrification légère, telle que celle obtenue par des huiles solubles, les valeurs précédentes peuvent être multipliées par $\boxed{0,9}$.

Pour les fils lisses (laminés et tréfilés) et torons avec un rayon de courbure égal à $\boxed{2\text{ m}}$, on peut admettre en première approximation : $\mu = \boxed{0,30}$.

Le coefficient k dépend essentiellement de la précision avec laquelle le tracé prévu par le calcul est réalisé, précision d'autant plus facile à obtenir que les gaines sont plus rigides et que le tracé des câbles est plus simple.

En général, on peut prendre pour valeur moyenne $\boxed{k = 0,01\text{ m}^{-1}}$; cette valeur doit être adaptée en fonction du diamètre des gaines, de la distance entre leurs appuis et de la qualité d'exécution.

Les formules [6] et [7], ainsi que les valeurs de μ , sont données à titre d'exemple. Les valeurs du coefficient de frottement à prendre en compte dépendent de la qualité de l'exécution, des contrôles effectués et de la possibilité de mettre en oeuvre des câbles supplémentaires en cas de frottements excessifs.

3.3 Données concernant la précontrainte

Il n'est pas recommandé d'adopter des rayons de courbure inférieurs à [3] mètres.

En présence de nombreux joints ou surfaces de reprise, la valeur de k doit être augmentée.

A.5.2 Pertes différées par retrait et fluage du béton et relaxation de l'acier

Pour les données de base et pour la formulation de solutions approchées convenables, voir article 2.2.5.

La formule empirique [8] permet d'obtenir par itération une évaluation approchée de la valeur finale des pertes différées dans une section x donnée.

$$\Delta\sigma_{p,\infty} = \Delta\sigma_{p,s+c,\infty} + \Delta\sigma_{p,rel,\infty} \left(1 - [2] \frac{\Delta\sigma_{p,s+c,\infty}}{\sigma_{po}}\right) \quad [8]$$

avec

$$\Delta\sigma_{p,s+c,\infty} = E_s (\varepsilon_{c,\infty} + \varepsilon_{s,\infty}) \quad [9]$$

$\varepsilon_{c,\infty}$ raccourcissement du béton dû au fluage (à partir de l'époque de la mise en précontrainte) conventionnellement évalué selon la formule :

$$\varepsilon_{c,\infty}(t_\infty, t_0) = \frac{\sigma_{co}}{E_{c28}} (t_\infty, t_0)$$

pour une contrainte constante σ_{co} égale à la contrainte finale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les effets de la précontrainte, des actions permanentes et des actions variables avec leur valeur quasi-permanente ;

$\varepsilon_{s,\infty}$ raccourcissement du béton dû au retrait non gêné se produisant après la mise en tension, évalué au même niveau que $\varepsilon_{c,\infty}$;

$\Delta\sigma_{p,rel,\infty}$ relaxation pure de l'acier sous une contrainte égale à la contrainte initiale σ_{po} dans l'acier de précontrainte.

La formule [8] n'est pas applicable pour les phases de construction. Par ailleurs, elle ne fait aucune distinction entre les effets des phénomènes en présence et ne peut donc être utilisée pour comparer leurs influences respectives. Une évaluation plus précise peut se faire par la procédure indiquée en 2.2.5-A3 .

3.3 Données concernant la précontrainte

A.5.3 Précontrainte résiduelle

La valeur moyenne de la précontrainte dans une section x donnée, à une époque t donnée pour les cas courants peut être prise égale à :

$$P_{mt}(x) = P_o - [\Delta P_o(x) + \Delta P_t(x)] \quad [10]$$

P_o précontrainte initiale ($t = 0$) à l'origine ($x = 0$)

$\Delta P_t(x)$ pertes différées à l'époque t dans la section x .

La notation P_o est une notation simplifiée pour $P_{t=0}(x=0)$.

L'application de l'équation [10] fournit :

- pour $t = 0$, la valeur représentative instantanée :

$$P_{mo}(x) = P_o - \Delta P_o(x) \quad [11]$$

- pour $t = \infty$, la valeur représentative finale :

$$P_{m\infty}(x) = P_o - [\Delta P_o(x) + \Delta P_\infty(x)] \quad [12]$$

L'adoption de la valeur moyenne de la précontrainte exige que des précautions convenables soient prises au niveau de la conception et de l'exécution.

Dans des cas spécifiques, on doit distinguer deux valeurs représentatives de la précontrainte dans une section x , à une époque t donnée. Ces deux valeurs sont appelées valeurs caractéristiques :

$$P_{kt,max}(x) = P_o - \boxed{0,7} [\Delta P_o(x) + \Delta P_t(x)] \quad [13]$$

$$P_{kt,min}(x) = P_o - \boxed{1,3} [\Delta P_o(x) + \Delta P_t(x)] \quad [14]$$

La prise en compte des valeurs caractéristiques (ou tout au moins de la valeur la plus défavorable) est surtout nécessaire quand les pertes de précontrainte sont grandes (armatures de précontrainte très longues et/ou très courbes ...). En pratique, les valeurs de la précontrainte à introduire dans le calcul des sollicitations sont contenues entre les deux limites suivantes :

- une valeur maximale au temps $t = 0$:

$$P_{ko}(x) = P_o - \boxed{0,7} \Delta P_o(x) \quad [15]$$

3.3 Données concernant la précontrainte

- une valeur minimale au temps $t = \infty$:

$$P_{k\infty}(x) = P_o - \boxed{1,3} \left[\Delta P_o(x) + \Delta P_{\infty}(x) \right] \quad \boxed{16}$$

A.6 Diffusion des forces de précontrainteA.6.1 Post-tension

Les indications correspondantes sont données en 2.2.4-A 1.1 .

A.6.2 Pré-tension

Les indications correspondantes sont données en 2.2.4-A 1.2 .

4. VERIFICATION DES ETATS-LIMITES

4.1.1 Sollicitations normales

4.1.1 ETATS-LIMITES ULTIMES DE RESISTANCE SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

4.1.1.1 GENERALITES

P.1 Domaine d'application

Le présent chapitre est applicable aux éléments en béton armé ou en béton précontraint avec armatures adhérentes, qu'il s'agisse d'éléments linéaires ou de dalles, sous réserve, dans ce dernier cas, que l'armature principale présente une déviation nulle ou négligeable par rapport aux directions principales des contraintes normales.

P.2 Principe du calcul

Le dimensionnement et la vérification des sections sont effectués par application des conditions d'équilibre et de compatibilité, sur la base des hypothèses énoncées en 4.1.1.4.

P.3 Définition du domaine de sécurité

Pour chaque sollicitation agissante de calcul correspondant à l'état-limite ultime, l'extrémité du vecteur résultant définissant cette sollicitation doit se trouver à l'intérieur d'un domaine de sécurité dont la frontière correspond à la sollicitation résistante ultime, déterminée selon les règles du présent chapitre.

A.3 Définition du domaine de sécurité

Le domaine de sécurité est délimité par une courbe (en cas de flexion droite) ou par une surface (en cas de flexion déviée), dite "courbe ou surface d'interaction moment-effort normal".

4.1.1.2 SOLLICITATIONS AGISSANTES DE CALCUL

P.1 Détermination

Les sollicitations agissantes de calcul sont déterminées conformément aux principes énoncés aux chapitres 2.1 et 2.2.

P.2 Sécurité additive

Pour les faibles excentricités, la sollicitation agissante de calcul doit être déterminée en prenant une sécurité additive, pour tenir compte de l'incertitude sur la position du point de passage de la force extérieure.

4.1.1 Sollicitations normales

A.2 Sécurité additive

Un des moyens possibles de prendre une sécurité additive consiste à introduire successivement suivant l'un et l'autre des axes principaux de la section, une excentricité minimale e_{\min} :

$$e_{\min} \text{ IV } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{30} \text{ et } \frac{b}{30} \text{ successivement} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right. \quad [1]$$

h et b étant les dimensions de la section mesurées suivant ces axes.

L'excentricité minimale pourrait également être définie en fonction de la longueur de la pièce.

Un procédé sensiblement équivalent consiste à prendre en compte pour le calcul de la sollicitation résistante des coefficients γ_c (et éventuellement γ_s) majorés en les multipliant par

$$\gamma_n = \frac{b + 60}{b} \leq 1,10$$

avec b dimension minimale de la section exprimée en mm. Cette sollicitation résistante est ensuite comparée à la sollicitation agissante déterminée sans tenir compte d'une excentricité minimale. Enfin il est possible, dans le cas d'éléments faiblement ou moyennement élancés, de tenir compte forfaitairement des déformations du deuxième ordre, et d'effectuer les vérifications par les méthodes du présent chapitre.

4.1.1.3 CALCUL DE LA SOLLICITATION RESISTANTE

P.1 Sections à prendre en compte

Il y a lieu de faire intervenir la partie de la section sur laquelle se concentrent les contraintes normales résistantes.

4.1.1 Sollicitations normales

P.2 Largeur collaborante de la table de compression d'une poutre en T

Pour une poutre en T, la largeur effective de la table de compression, symétrique ou non, doit être basée sur une interprétation théorique accompagnée d'une approximation convenable.

A.1 Sections à prendre en compte

Dans les zones sur appui des poutres continues, seules peuvent être prises en compte dans le calcul de la sollicitation résistante les armatures tendues contenues dans une largeur totale de table au plus égale à la largeur transversale de l'appui augmentée du cinquième de la distance longitudinale entre les points de moment nul encadrant l'appui considéré.

A.2 Largeur collaborante de la table de compression d'une poutre en T

Des exemples d'application peuvent être trouvés dans [3] .

4.1.1.4 SOLLICITATION RESISTANTE ULTIME

P.1 Hypothèses de calcul

Le calcul de la sollicitation résistante ultime d'une section doit être conduit à partir des hypothèses suivantes :

- a) les sections droites demeurent planes ;
- b) les armatures adhérentes subissent les mêmes variations de déformation que le béton adjacent ;
- c) la résistance à la traction du béton est négligée ;
- d) les valeurs maximales du raccourcissement unitaire du béton d'une part en flexion simple ou composée, droite ou déviée, d'autre part en compression simple sont des valeurs conventionnelles tirées de l'expérience. Si elles sont différentes, la loi de raccordement est précisée ;
- e) une limite peut être imposée à l'allongement unitaire maximal d'une armature tendue ;
- f) la déformation totale de toute armature de précontrainte est évaluée en tenant compte de l'allongement préalable qui correspond à la valeur représentative de la force de précontrainte prise en compte.

Une limite peut être imposée à la variation d'allongement au-delà de l'allongement préalable.

4.1.1 Sollicitations normales

A.1 Hypothèses de calcul

Dans les situations provisoires où il peut exister des armatures non adhérentes, il convient de tenir compte du déplacement relatif entre l'acier et le béton. L'hypothèse b cesse alors d'être applicable.

Les hypothèses d, e et f peuvent être explicitées comme suit :

- d) Le raccourcissement maximal unitaire du béton est pris égal à $-0,0035$ en flexion simple ou composée, droite ou déviée ; lorsque la section est entièrement comprimée, le raccourcissement du béton est supposé atteindre $-0,0020$ à un niveau situé à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur de la section.
En compression centrée, le raccourcissement de $-0,0020$ est atteint en tout point de la section.
- e) L'allongement maximal unitaire d'une armature est pris égal à $0,010$.
- f) La variation d'allongement maximal unitaire d'une armature de précontrainte ($\Delta \epsilon_p$) au-delà de l'allongement préalable (ϵ_{pt}) est limitée à $0,010$.

En adoptant ces valeurs numériques, les hypothèses énoncées en P1 ci-dessus conduisent à considérer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme de déformations passant par l'un des trois points A, B et C définis sur la figure (1) ci-dessous. Dans cette figure, on peut distinguer cinq régions :

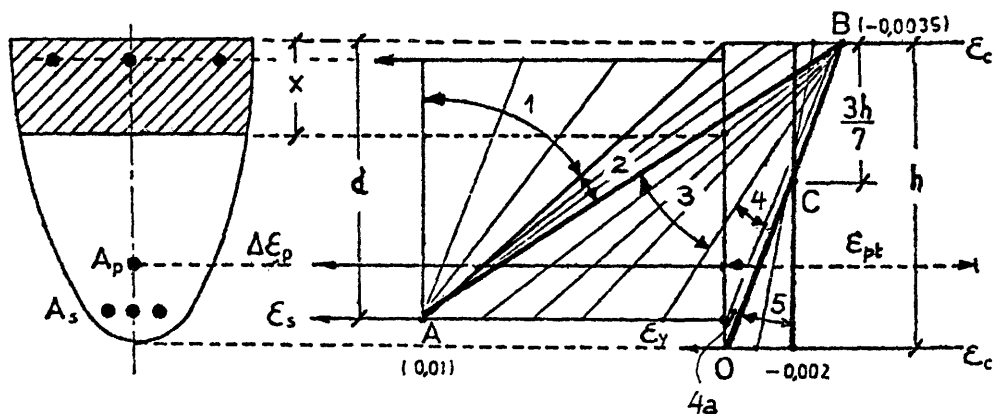


Figure (1) - Diagramme des déformations

- Région 1 : Traction avec faible excentricité (axe neutre extérieur à la section) ; la verticale du point A correspond à la traction simple.
- Région 2 : Flexion simple ou composée, avec épuisement de la résistance en traction de l'armature principale, mais sans

4.1.1 Sollicitations normales

épuisement de la résistance du béton (axe neutre intérieur à la section).

- Région 3 : Flexion simple ou composée, avec épuisements concomitants de la résistance en traction de l'armature principale et de la résistance du béton (axe neutre intérieur à la section).
- Région 4 : Flexion composée avec épuisement de la résistance du béton, mais du fait que $\epsilon_s < \epsilon_y$, avec une contrainte de l'armature principale inférieure à la résistance de calcul en traction (axe neutre intérieur à la section).
- Région 4a : Flexion composée, avec épuisement de la résistance du béton, mais avec mise en compression de l'armature principale (axe neutre intérieur à la section).
- Région 5 : Compression avec faible excentricité (axe neutre extérieur à la section) ; la verticale du point C correspond à la compression simple.

4.1.1.5 CONTRAINTES DU BETON DANS LA ZONE COMPRIMEE

P.1 Diagramme contraintes-déformations du béton

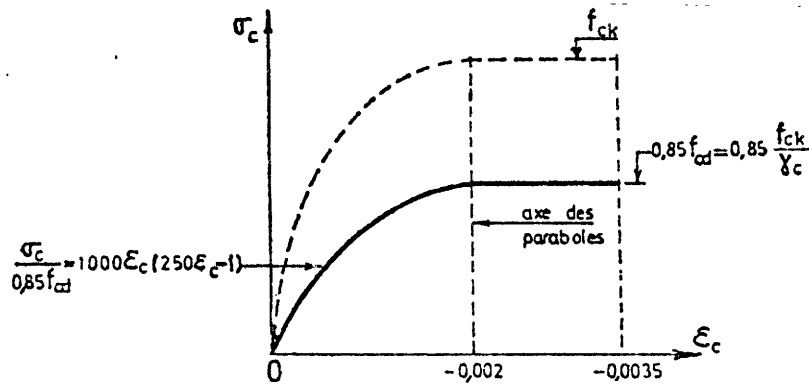
Le diagramme contraintes-déformations expérimental est remplacé par un diagramme conventionnel simplifié représentatif du comportement élasto-plastique du béton jusqu'à rupture.

Pour le calcul de la sollicitation résistante ultime, on utilise un diagramme de calcul déduit de ce diagramme conventionnel par une affinité parallèle à l'axe des contraintes, de rapport α/γ_c , où γ_c est le coefficient de sécurité partiel affecté au béton selon 2.1-P 5.4 dont la valeur doit être fixée en fonction du degré de fiabilité requis, et α un coefficient prenant en compte la diminution de la résistance du béton à la compression en fonction du mode et de la durée d'application de la charge.

A.1 Diagramme contraintes-déformations du béton

Le diagramme de calcul idéalisé couramment admis est le diagramme dit "parabole-rectangle"(figure (2) ci-après) :

4.1.1 Sollicitations normales



Figure(2) - Diagramme parabole-rectangle

Dans le diagramme représenté figure (2), le coefficient α (voir P1 ci-dessus) a été pris égal à 0,85.

Les valeurs de γ_c sont fixées en 2.1-P 5.4 .

A.2 Simplifications admises

L'emploi d'autres diagrammes idéalisés peut être admis, s'ils sont équivalents au diagramme parabole-rectangle.

Il est possible, par exemple, d'adopter pour la parabole une tangente à l'origine de pente égale à E_{cm} , selon 3.1.1.3-A 1.4 , en faisant alors abstraction de la valeur 0,002, ou d'adopter un diagramme bilinéaire, obtenu en remplaçant la parabole par une droite de pente E_{cm} .

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée (c'est-à-dire dans les régions 1 à 4 a inclus, à l'exclusion de la région 5), une distribution simplifiée, rectangulaire, des contraintes de compression du béton peut être admise. Cette distribution, qui conduit à des résultats équivalents à ceux obtenus avec le diagramme parabole-rectangle, est définie comme suit (avec x , distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée de la section) :

4.1.1 Sollicitations normales

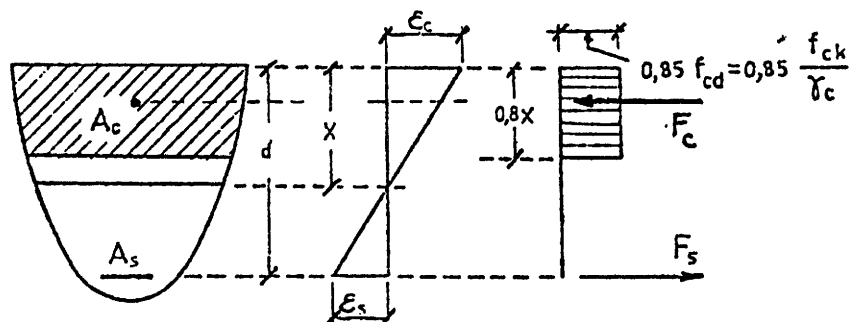


Figure (3) - Diagramme rectangulaire

- 1) sur une distance $0,2 x$ à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle.
- 2) sur la distance $0,8 x$ restante, la contrainte est constante et égale à :
 - $0,85 f_{cd}$ pour les zones comprimées de largeur constante ou pour celles dont la largeur croît vers les fibres les plus comprimées ;
 - $0,80 f_{cd}$ pour les zones comprimées dont la largeur décroît vers les mêmes fibres. Cette valeur $0,80 f_{cd}$ concerne par exemple, les zones de forme circulaire, triangulaire avec pointe du côté le plus comprimé, ou trapézoïdale (cas rencontrés notamment pour une section rectangulaire en flexion déviée).

4.1.1.6 CONTRAINTES DE L'ACIER

P.1 Diagrammes contraintes-déformations de calcul de l'acier

De façon générale, quelles que soient la nature et la forme du diagramme contraintes-déformations, le diagramme de calcul d'un acier de béton armé ou de précontrainte est conventionnellement déduit du diagramme caractéristique (voir article A 1.3 du chapitre 3.2.1.2) en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$. La valeur de γ_s doit être fixée en fonction du degré de fiabilité requis.

A.1 Diagrammes contraintes-déformations de calcul de l'acier

A titre d'exemple, pour le calcul de la sollicitation résistante ultime, le diagramme de calcul d'un acier de béton armé est, selon le cas, défini par l'une ou l'autre des figures ci-après :

4.1.1 Sollicitations normales

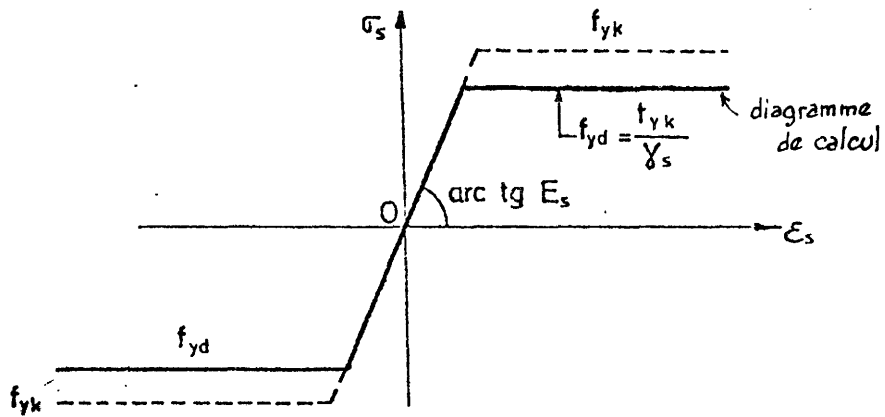


Figure (4) - Diagramme de calcul d'un acier naturel ou d'un acier écroui par tréfilage ou laminage à froid.

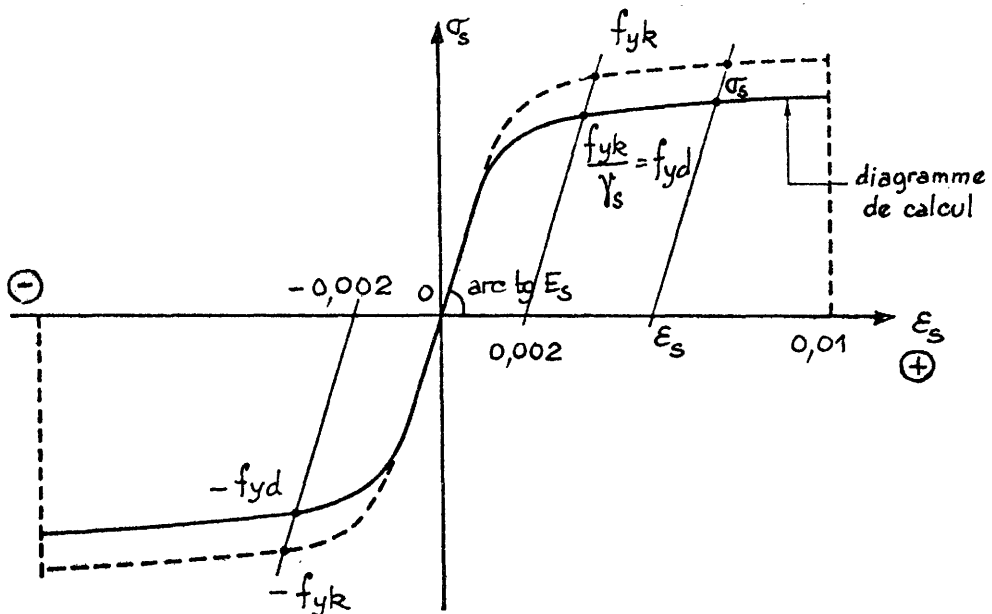


Figure (5) - Diagramme de calcul d'un acier écroui par torsion et/ou traction.

On opère de même pour les aciers de précontrainte. Les valeurs à adopter pour γ_s sont fixées en 2.1-P 5.4.

4.1.1. Sollicitations normales

4.1.1.7 NON-FRAGILITE

P.1 Armature minimale

En toutes circonstances, doivent être évitées par un pourcentage minimal d'armatures adhérentes dans les zones tendues, d'une part les ruptures fragiles par l'acier, d'autre part une rupture à la première fissuration (voir 4.2.1.4-P 1).

A.1 Armature minimale

L'armature adhérente minimale dans les zones tendues est généralement déterminée par la condition que la sollicitation résistante ultime d'une section munie de cette armature soit égale à celle correspondant à la fissuration du béton seul, non armé (voir 4.1.2.4-P 1).

4.1.2.1 Effort tranchant

4.1.2 ETATS-LIMITES ULTIMES DE RESISTANCE SOUS SOLLICITATIONS TANGENTES4.1.2.1 ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANTP.1 Domaine d'application

Ce chapitre s'applique aux âmes des poutres et aux dalles, dont les armatures longitudinales ont été déterminées selon le chapitre 4.1.1, ainsi qu'aux éléments comprimés soumis à des forces transversales appréciables et dont la vérification sous l'effet des efforts normaux a été faite conformément au chapitre 4.1.3 ; il ne s'applique ni aux poutres-cloisons, ni aux consoles courtes, ni aux dalles évidées*.

P.2 Eléments sans armatures d'effort tranchant

Ne peuvent être dépourvus d'armatures d'effort tranchant que les éléments de faible importance ou ceux qui ont une capacité suffisante de distribution transversale des charges et qui ne sont pas soumis à des efforts normaux de traction appréciables.

Les ancrages de l'armature longitudinale doivent être conçus de manière à éviter tout risque de rupture prématurée.

L'effet favorable d'un effort normal de compression et les phénomènes de transmission directe qui se produisent pour les charges voisines des appuis peuvent être pris en compte.

P.3 Eléments avec armatures d'effort tranchant

Pour tous les éléments ne remplissant pas les conditions fixées ci-dessus en P.2 et, en particulier, pour les éléments porteurs isolés et ceux dans lesquels l'entraînement latéral n'est pas assuré, des armatures d'effort tranchant doivent être prévues. Les efforts tranchants résistants correspondants, relatifs au béton de l'âme d'une part et aux armatures d'effort tranchant d'autre part doivent être déterminés sur la base d'un treillis - compression dans les bielles découpées par les fissures inclinées et traction dans les armatures d'effort tranchant.

Les phénomènes d'engrènement des granulats dans les fissures obliques peuvent être pris en compte, ainsi que, le cas échéant, l'influence des efforts normaux, les phénomènes de transmission directe qui se produisent pour les charges voisines des appuis, et les conditions d'application des charges à l'élément porteur.

Les dimensions de l'âme et la quantité d'armature d'effort tranchant doivent être telles que l'état-limite ultime ne soit atteint, ni par l'effet de la compression inclinée du béton de l'âme, ni par celui de la traction des armatures d'âme.

* Pour les poutres-cloisons et les consoles courtes, voir articles 18.17 et 18.18 dans [1]. Pour les dalles évidées, voir par exemple [10].

4.1.2.1 Effort tranchant

Les barres relevées ne peuvent être utilisées qu'associées à des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne, en s'arrangeant pour que les parts d'effort tranchant équilibrées par chacun des deux systèmes d'armatures soient sensiblement du même ordre.

Les attaches des éléments du treillis entre eux doivent être conçues de manière à éviter tout risque de rupture prématurée.

Dans tous les cas, indépendamment des résultats du calcul, un minimum d'armatures d'effort tranchant doit être prévu.

P.4 Règles particulièresP.4.1 Eléments de hauteur utile variable

Si elles ont un effet défavorable, les composantes parallèles à l'effort tranchant des forces qui s'exercent dans les zones comprimées et tendues, et de la force de précontrainte éventuelle, doivent être prises en compte.

P.4.2 Zones d'application des efforts

Les zones d'application des efforts à un élément doivent être organisées de manière que ces efforts puissent être effectivement transmis aux parties de l'élément capable de les équilibrer. Si cette transmission entraîne la mise en traction transversale de l'âme de l'élément, comme c'est par exemple le cas lorsque des charges sont appliquées de manière indirecte ou à la partie "inférieure" de l'élément considéré, il est nécessaire d'équilibrer cette traction au moyen d'aciers spécialement prévus à cet effet, en supplément de l'armature d'effort tranchant.

P.4.3 Plans internes soumis à un effort de glissement longitudinal

Lorsqu'un effort de glissement longitudinal s'exerce sur un plan interne d'un élément de structure, il est nécessaire d'associer au béton des aciers traversant ce plan et ancrés dans les régions de béton dont la fissuration ne compromet pas l'efficacité de l'ancrage.

A.2 Eléments sans armatures d'effort tranchant

Les éléments porteurs isolés de faible importance sont, par exemple, les linteaux de portée inférieure à 2 m.

Dans les dalles, pleines ou nervurées, la distribution transversale des charges peut être assurée par les armatures de répartition, par entraînement latéral entre les poutrelles, etc.. Une attention particulière doit être portée aux reprises de bétonnage.

4.1.2.1 Effort tranchant

L'effort tranchant agissant de calcul doit satisfaire à la condition :

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad [1]$$

Cette vérification n'est pas nécessaire pour les efforts tranchants s'exerçant sur une distance d comptée depuis le nu d'un appui direct, où d est la hauteur utile de l'élément considéré.

L'effort tranchant résistant de calcul peut être pris égal à :

$$V_{Rd1} = \beta_1 \beta_2 \tau_{Rd} \kappa (1 + 50 \rho_\ell) b_w \cdot d \quad [2]$$

avec :

β_1, β_2 coefficients tenant compte respectivement de l'importance des efforts normaux et des charges concentrées au voisinage des appuis, dont les valeurs sont données plus loin ;

$$\kappa = \boxed{1,6 - d \leq 1} \quad (\text{avec } d \text{ en mètres})$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w d} \leq \boxed{0,02}$$

$A_{s\ell}$ représente l'aire de l'armature de traction ancrée sur la longueur $l_{b,net}$ comptée depuis l'intersection de l'axe de l'armature et d'une éventuelle fissure à 45° aboutissant au bord de la section considérée, selon la figure (1) ci-dessous (pour $l_{b,net}$, voir 5.1.2.3-A 1)

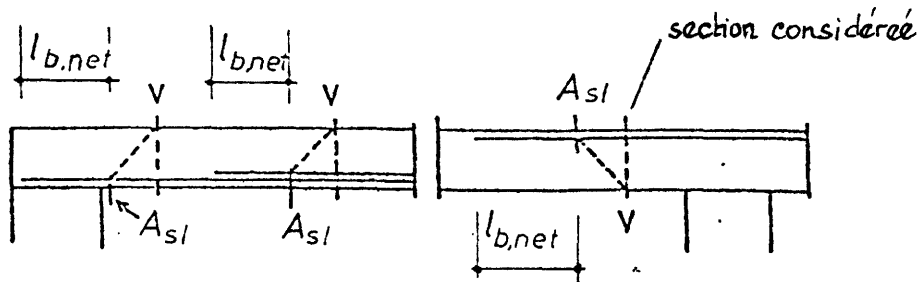


Figure (1) - $A_{s\ell}$ à introduire dans l'équation [1]

b_w représente la largeur minimale de l'élément sur la hauteur utile d .

Les valeurs de τ_{Rd} (en MPa) peuvent être lues dans le tableau 4.1 ci-après :

4.1.2.1 Effort tranchant

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50

Tableau 4.1. Valeurs de τ_{Rd} en fonction de f_{ck} (MPa).

Le coefficient β_1 prend les valeurs suivantes :

1° - pour les éléments non soumis à des efforts normaux appréciables :

$$\beta_1 = 1$$

2° - pour les éléments soumis à un effort normal de compression appréciable, y compris la précontrainte :

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_o}{M_{Sdu}} \leq 2 \quad [3]$$

avec :

M_{Sdu} moment agissant de calcul maximal dans la région d'effort tranchant considérée,

M_o moment de décompression rapporté à la fibre extrême tendue pour la section où agit M_{Sdu} : ce moment est celui qui annule la contrainte sous la précontrainte de calcul ($N_{pd} + M_{pd}$) et sous les efforts normaux de calcul d'autres origines, les moments fléchissants concomitants étant négligés. Ces efforts normaux sont pris en compte avec leur valeur de calcul correspondant à l'effet favorable.

Le coefficient β_2 , dans le cas général de plusieurs charges concentrées compatibles avec la condition de répartition transversale, est pris égal à :

$$\beta_2 = \frac{V_{Sd}}{V_{Sd,red}} \quad [4]$$

où

$V_{Sd,red}$ est l'effort tranchant correspondant à un système de charges fictif, dans lequel toute charge agissant à une distance $a_v < 2d$ de l'axe de l'appui le plus voisin aurait été réduite dans le rapport $\frac{a_v}{2d}$.

S'il n'existe qu'une seule charge concentrée agissant à une distance a_v de l'axe d'un appui telle que $a_v < 2d$:

$$\beta_2 = \frac{2d}{a_v} \quad [5]$$

La prise en compte du coefficient β_2 suppose que les conditions

4.1.2.1 Effort tranchant

suivantes sont satisfaites :

- a) la charge concentrée et la réaction d'appui sont telles qu'elles provoquent dans l'élément un effort de compression diagonal (appui direct) ;
- b) . à un appui d'about : l'armature de traction requise au droit de la charge est prolongée jusqu'à l'appui et ancrée au-delà du nu de cet appui,
 - . sur un appui intermédiaire : l'armature de traction requise au droit de l'appui est prolongée jusqu'à la charge et ancrée au-delà du bord de la zone d'application de celle-ci ;
- c) au nu de l'appui considéré, V_{Rd1} n'excède pas la valeur limite de V_{Rd2} selon l'équation [9] .

A.3 Eléments avec armatures d'effort tranchant

A.3.1 Principes de vérification

Dans l'état fissuré, les éléments avec armatures d'effort tranchant résistent par fonctionnement de l'âme en treillis.

En appliquant ce modèle, une part de l'effort tranchant est transmise directement à l'appui par inclinaison de la résultante des compressions dans la zone comprimée, le complément est équilibré par des éléments de l'âme, où les tractions dépendent de l'inclinaison des bielles, elle-même influencée par la quantité d'armatures d'effort tranchant.

Dans la méthode indiquée en A.3.4, on a supposé que les bielles étaient inclinées sur la ligne moyenne d'un angle $\theta = 45^\circ$. Il existe d'autres méthodes, dans lesquelles cet angle θ peut s'écarter, dans certaines limites, en plus ou en moins, de la valeur 45° . Voir par exemple art. 11.2.4 dans [1] .

A.3.2 Critère de vérification du béton de l'âme

Les dimensions de l'âme sont déterminées par la condition suivante, à vérifier pour les sections des nus d'appuis :

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad [6]$$

où V_{Rd2} est l'effort tranchant résistant de calcul vis-à-vis de la compression de l'âme, évalué en admettant que la contrainte de compression des bielles de béton comprimées ne peut atteindre qu'une fraction de f_{cd} par suite de la présence de tractions transversales.

4.1.2.1 Effort tranchant

A.3.3 Conditions relatives aux armatures d'effort tranchanta) Conditions générales

Sauf dans le cas des dalles, l'inclinaison des armatures d'effort tranchant sur la ligne moyenne ne doit pas être inférieure à 45°.

Pour les armatures d'effort tranchant, les résistances caractéristiques qui peuvent être prises en compte dans le calcul sont limitées à :

$$f_{yw} = \begin{cases} 500 \text{ MPa} & \text{pour les barres à haute adhérence,} \\ 360 \text{ MPa} & \text{pour les barres lisses.} \end{cases}$$

A cette limitation s'ajoute, pour les barres relevées, une limitation de leur contrainte à $0,7 f_{yd}$, pour tenir compte des concentrations de contrainte qui se produisent dans le béton aux changements de direction de l'armature.

b) Critères de vérification des armatures d'effort tranchant

Pour les sections situées à une distance du nu d'un appui direct au moins égale à la hauteur utile d , les armatures d'effort tranchant doivent être déterminées par la condition

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} \quad [7]$$

avec

$$V_{Rd3} \leq V_{wd} + V_{cd} \quad [8]$$

V_{wd} correspond à l'effort tranchant équilibré dans le fonctionnement de l'âme en treillis (bielles de béton inclinées et armatures d'effort tranchant), calculé en admettant que la hauteur du treillis est $0,9 d$ et que la contrainte des armatures est égale à leur résistance de calcul $f_{ywd} = f_{yw} / \gamma_s$.

V_{cd} correspond à l'effort tranchant équilibré par la zone comprimée et par la mise en jeu d'autres effets. Ce terme peut éventuellement être majoré, lorsqu'une charge est appliquée au voisinage d'un appui, pour tenir compte des phénomènes de transmission directe.

L'armature d'effort tranchant calculée à la distance d d'un appui direct peut être conservée sans changement jusqu'à l'appui.

A.3.4 Méthode de calcul

La figure (2) ci-après explicite les notations utilisées :

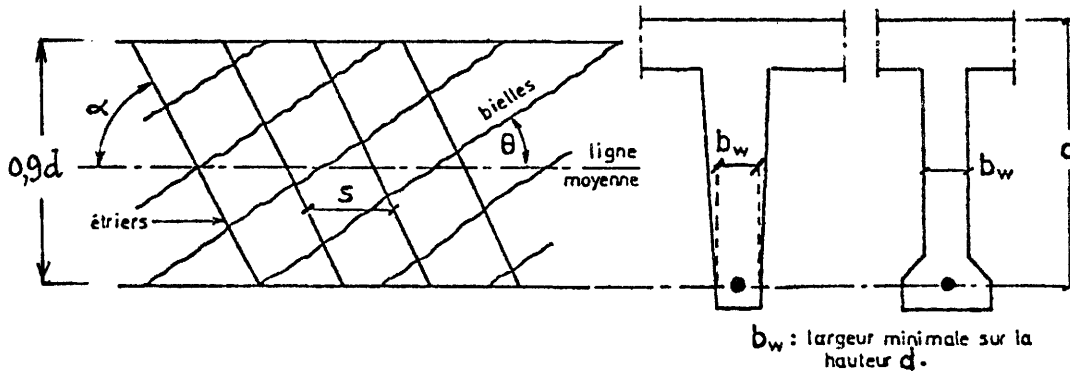


Figure (2) - Notations de l'article A.3.4

La méthode est applicable aux éléments avec ou sans efforts normaux, y compris la précontrainte, même pour des sollicitations relativement élevées. Comme elle peut conduire à des pourcentages d'armature assez faibles, il convient de respecter par ailleurs les règles fixant :

- le pourcentage minimal des armatures d'effort tranchant (5.2-A 2.2),
- la limitation de l'ouverture des fissures de l'âme (4.2.1.5-A 2),
- les dispositions des armatures d'effort tranchant (5.2-A 2).

La méthode ne s'applique pas aux éléments comportant des armatures de précontrainte non adhérentes.

a) Effort tranchant résistant de calcul vis-à-vis de la compression de l'âme :

. Calcul usuel ($\alpha = 90^\circ$) :

$$V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} b_{w,nom} \cdot d \quad [9]$$

avec $b_{w,nom} = b_w$, à moins que l'âme ne contienne des barres ou des câbles de diamètre $\phi > b_w/8$, auquel cas il faut prendre :

$$b_{w,nom} = b_w - \frac{1}{2} \Sigma \phi \quad [10]$$

où $\Sigma \phi$ correspond au niveau le plus défavorable.

L'équation donnant V_{Rd2} tient compte de l'influence défavorable d'un effort normal de compression éventuel (par exemple, dû à la précontrainte) ;

4.1.2.1 Effort tranchant

. Etriers inclinés ($45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$) :

$$V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} b_{w,nom} \cdot d (1 + \cotg \alpha) \quad [11]$$

pourvu que :

$$V_{Rd2} \leq 0,45 f_{cd} b_{w,nom} \cdot d \quad [12]$$

Pour des barres relevées, la majoration par $(1 + \cotg \alpha)$ n'est pas applicable.

b) Effort tranchant résistant de calcul vis-à-vis de l'armature d'effort tranchant :

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

1°) Terme V_{wd} :

. Cas usuel ($\alpha = 90^\circ$) :

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} \quad [13]$$

. Armatures inclinées ($45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$)

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} (1 + \cotg \alpha) \sin \alpha \quad [14]$$

2°) Terme V_{cd} :

Pour simplifier les calculs, on admet dans la méthode standard une valeur constante pour le terme V_{cd} ; cette valeur tient compte de la réduction de la traction dans l'âme due à des bielles inclinées à moins de 45° ($\theta < 45^\circ$) :

$$V_{cd} = 2,5 \beta \tau_{Rd} b_w d \quad [15]$$

où β prend les valeurs indiquées dans le tableau 4.2 ci-après et où τ_{Rd} est déterminé selon le tableau 4.1.

Effort normal agissant de calcul		Valeurs de β
$N_{Sd} = 0$		$\beta = 1$
$N_{Sd} < 0$ compression, y compris précontrainte		$\beta = \beta_1$ (β_1 selon A.2)
$N_{Sd} > 0$	si l'axe neutre est à l'extérieur de la section	$\beta = 0$
	si l'axe neutre est à l'intérieur de la section	$\beta = 1$

Tableau 4.2 - Valeurs du coefficient β de la formule [15] .

4.1.2.1 Effort tranchant

3°) "Décalage"

Pour simplifier, le décalage a_ℓ à prendre en compte pour les arrêts des barres de l'armature longitudinale (voir A 1 du chapitre 5.1.2.8) peut être supposé constant et égal à :

$$a_\ell = \frac{V_{sd,max} \cdot s}{2 A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha} - d \cot \alpha \quad [16]$$

Pour les notations, voir figure (2).

Lorsqu'une grande précision n'est pas recherchée, on peut même prendre forfaitairement $a_\ell = \boxed{0,9 d}$.

A.4 Règles particulièresA.4.1 Eléments de hauteur utile variablea) Evaluation de l'effort tranchant agissant de calcul

L'effort tranchant agissant de calcul doit être déterminé en tenant compte des composantes parallèles à l'effort tranchant des forces qui s'exercent dans les membrures inclinées.

Dans le cas où les armatures de précontrainte longitudinales sont inclinées sur la ligne moyenne, l'effort tranchant peut être réduit :

$$V_{Sd,red} = V_{Sd} - V_{Spd} \quad [17]$$

V_{Spd} étant la valeur de calcul favorable de l'effort tranchant dû à la précontrainte initiale (pour tenir compte des augmentations de tension à l'état-limite ultime).

b) Evaluation de l'effort tranchant résistant de calcul

Dans les éléments de hauteur totale constante avec armatures de précontrainte inclinées, V_{Rd2} et V_{Rd3} peuvent être déterminés en considérant une valeur de d constante et égale à sa valeur maximale, pourvu que des armatures longitudinales complémentaires (non précontraintes) soient disposées au voisinage de la face tendue.

A.4.2 Zones d'application des effortsa) Charge appliquée de matière indirecte

Dans le modèle du treillis, la transmission des charges d'un élément porté à un élément porteur exige dans ce dernier une armature "de suspension" qui reporte dans la zone comprimée la composante verticale des bielles comprimées aboutissant à la partie inférieure de l'élément porteur.

4.1.2.1 Effort tranchant

Cette armature dont la section est calculée pour équilibrer la réaction mutuelle d'appui doit être disposée dans le volume commun aux deux éléments ou dans son voisinage immédiat (voir 5.2-A 4.4).

Elle s'ajoute à l'armature d'effort tranchant déterminée selon les règles générales.

b) Charge appliquée à la partie inférieure d'un élément

Lorsqu'une charge est appliquée à un élément dans la zone tendue par la flexion, la section des armatures "de suspension" est à calculer pour équilibrer la totalité de cette charge.

A.4.3 Plans internes soumis à un effort de glissement longitudinala) Liaison des membrures à l'âme

La résistance est déterminée par un fonctionnement en treillis dans le plan de la table et il y a lieu de considérer que l'état-limite ultime peut être atteint par compression des bielles ou par traction des armatures assurant la liaison. Une armature minimale est toujours à prévoir (voir 5.2-A 2.2.2 b).

L'effort de glissement longitudinal moyen agissant par unité de longueur est défini par :

$$v_{Sd} = \frac{F_{d,max}}{a_v} \quad [18]$$

avec :

- $F_{d,max}$ valeur maximale de la force longitudinale dans une saillie de la membrure (comprimée ou tendue),
 a_v distance entre les points de moment nul et de moment maximal.

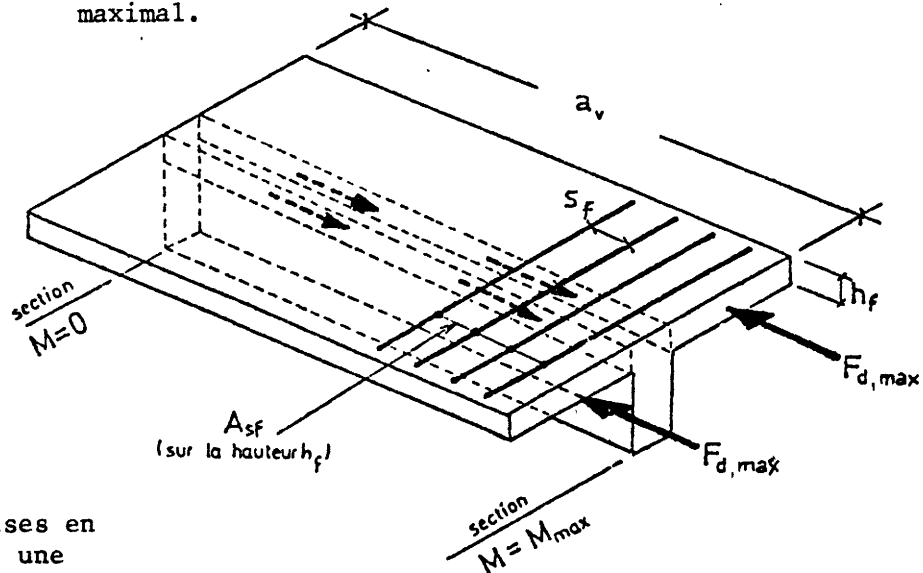


Figure (3) -
Notations prises en
compte pour une
membrure.

4.1.2.1 Effort tranchant

$$\text{On doit avoir : } v_{Sd} \leq v_{Rd2} + v_{Rd3} \quad [19]$$

$$\text{avec : } v_{Rd2} = 0,2 f_{cd} h_f \quad [20]$$

$$v_{Rd3} = \frac{A_{sf}}{s_f} f_{yd} + 2,5 \tau_{Rd} h_f \quad [21]$$

τ_{Rd} selon tableau 4.1.

Si des armatures longitudinales (barres ou câbles) sont ancrées dans la saillie latérale d'une membrure tendue, l'armature transversale doit être convenablement augmentée pour en tenir compte.

Pour les membrures soumises à une flexion transversale, A_{sf} doit être évalué en tenant compte des armatures qui assurent la résistance à cette flexion et traversent le plan de la jonction.

b) Autres cas

Les plans internes du béton, sur lesquels s'exerce un effort de glissement longitudinal et pour lesquels il n'est pas prévu par ailleurs de justification spécifique (comme cela est le cas par exemple pour les surfaces de reprise de bétonnage), doivent être traversés par des armatures convenablement ancrées de part et d'autre, faisant, avec le plan considéré, un angle compris entre 45° et 90° et inclinées en sens inverse de la direction probable des fissures.

Ces armatures sont déterminées pour équilibrer l'effort de glissement de calcul s'exerçant sur le plan considéré, c'est-à-dire par la condition :

$$v_{Sd} \leq \frac{A_s}{s} f_{yd} (1 + \cotg \alpha) \sin \alpha \quad [22]$$

avec :

v_{Sd} effort de glissement de calcul par unité de longueur du plan considéré

A_s somme des aires des sections droites des aciers constitutifs d'un cours d'armatures de couture

s espacement de ces armatures parallèlement au plan considéré

f_{yd} résistance de calcul de ces armatures

α angle de ces armatures avec le plan considéré.

L'effet favorable d'une compression s'exerçant sur ce plan peut être pris en compte.

4.1.2.2 Torsion

4.1.2.2 ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE A LA TORSION

4.1.2.2.1 Torsion de compatibilitéP.1 Définition et domaine

Lorsque la torsion n'est pas nécessaire pour l'équilibre et que les déformations angulaires sont limitées par les dispositions de la construction, elle est négligée pour les vérifications à l'état-limite ultime.

Les déformations des éléments adjacents devant demeurer compatibles, des rotations et des couples de torsion d'encastrement peuvent se produire et donner naissance à des effets secondaires qui doivent être considérés dans les états-limites de service (chapitres 4.2.1 et 4.2.2) et dans les dispositions constructives (chapitre 5.2).

4.1.2.2.2 Torsion circulaire d'équilibreP.1 Section résistante

Pour une section creuse, la section résistante est définie par le contour polygonal dont les armatures longitudinales constituent les sommets et par :

- l'épaisseur réelle des parois si la section considérée est à parois minces,
- une épaisseur fictive, au plus égale à l'épaisseur réelle, si la section considérée est à parois épaisses.

Une section pleine à contour convexe est assimilée à une section creuse fictive, dont l'épaisseur des parois est fixée de manière conventionnelle, en accord avec l'expérience.

Pour les sections pleines en T ou en L, la forme de la section creuse équivalente est déduite d'une application des règles de base aux différents rectangles en lesquels la section peut être décomposée.

P.2 Principe du calcul sous l'effet de la torsion seule

La résistance à la torsion d'un élément en béton armé ou précontraint (à section, creuse ou pleine, de forme convexe), dont la fissuration est suffisamment développée, est celle d'un treillis spatial dans lequel les forces sont équilibrées par des armatures tendues (transversales et longitudinales) et par des bielles de béton comprimées dont l'inclinaison peut être influencée, dans certaines limites, par le choix des armatures transversales et longitudinales.

L'état-limite ultime ne doit être atteint ni par l'effet de la compression inclinée dans le béton des parois (réelles ou fictives), ni par l'effet de la traction dans les cadres transversaux et les

4.1.2.2 Torsion

barres longitudinales constituant l'armature de torsion.

Les attaches des éléments du treillis entre eux doivent en outre être conçues de manière à éviter tout risque de rupture prématurée.

Dans tous les cas, indépendamment des résultats du calcul, un minimum d'armature de torsion doit être prévu, conformément à l'article 5.2-A 2.2.3.

P.3 Sollicitations combinées

En cas de torsion accompagnée de flexion et/ou d'efforts normaux, les exigences vis-à-vis de la torsion et des sollicitations normales doivent être respectées, en considérant la somme algébrique des contraintes.

En cas de torsion et d'effort tranchant, le domaine de sécurité est défini en tenant compte de l'interaction entre ces deux sollicitations.

A.1 Section résistante

La section résistante "effective" est définie par :

- le contour polygonal moyen u_{ef} dont les armatures longitudinales constituent les sommets, qui définit la ligne moyenne des parois et qui entoure une aire A_{ef} ;
- l'épaisseur h_{ef} des parois prise égale :
 - a) dans le cas d'une section creuse, à :
 - l'épaisseur réelle si celle-ci est au plus égale à $d_{ef}/6$, avec d_{ef} diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour u_{ef} ,
 - $d_{ef}/6$ dans le cas contraire ;
 - b) dans le cas d'une section pleine à contour convexe, à $d_{ef}/6$.

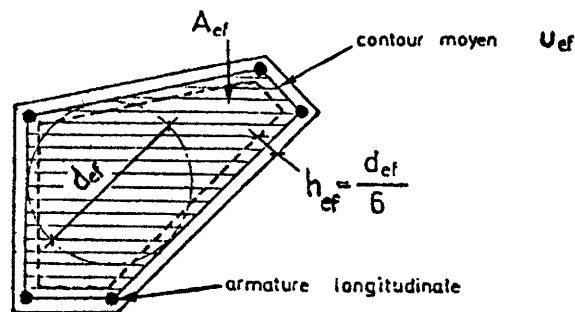


Figure (4) - Section résistante effective

A.2 Principe du calcul sous l'effet de la torsion seule

Dans l'état fissuré, les éléments sollicités en torsion résistent par fonctionnement en treillis spatial. Dans le calcul, on peut prendre en compte des bielles inclinées sur la ligne moyenne d'un angle θ tel que $\boxed{3/5 \leq \cotg \theta \leq 5/3}$.

A.2.1 Vérification du béton des parois

Les dimensions des parois de la section résistante, et par conséquent celles de la section réelle, sont déterminées par la condition :

$$T_{Sd} \leq T_{Rd1} \quad [23]$$

avec :

T_{Sd} couple de torsion agissant de calcul

T_{Rd1} couple de torsion résistant de calcul vis-à-vis de la compression inclinée dans les parois :

$$T_{Rd1} = 0,50 f_{cd} A_{ef} \cdot h_{ef} \sin 2\theta \quad [24]$$

A.2.2 Vérification de l'armature de torsion

L'armature de torsion est formée de barres longitudinales et de cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

Pour cette armature, les limites des résistances caractéristiques données à l'article 4.1.2.1-A3.3, sont applicables.

a) Cadres de torsion

Les cadres de torsion sont déterminés par la condition :

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2} \quad [25]$$

avec

$$T_{Rd2} = T_{ef,d} + T_{cd} \quad [26]$$

$T_{ef,d}$ correspond au couple de torsion transmis par le treillis spatial dans la section effective, calculé en admettant que la contrainte des armatures est égale à leur résistance de calcul f_{yd} :

$$T_{ef,d} = \frac{A_s}{s} \cdot 2 A_{ef} f_{yd} \cotg \theta \quad [27]$$

4.1.2.2 "Torsion"

avec

A_s aire de la section d'un ou des brins d'un cadre contenus dans la paroi de la section résistante (paroi réelle ou fictive),

θ inclinaison sur la ligne moyenne des bielles de béton comprimées,

T_{cd} correspond à un couple de torsion résistant additionnel dû à la participation du béton, qui ne peut être pris en compte que dans un domaine de transition limité :

$$\text{- pour } T_{Sd} \leq 5 \tau_{Rd} A_{ef} h_{ef} : T_{cd} = 5 \tau_{Rd} A_{ef} h_{ef} \quad [28]$$

$$\text{- pour } T_{Sd} \geq 15 \tau_{Rd} A_{ef} h_{ef} : T_{cd} = 0 \quad [29]$$

- pour des valeurs intermédiaires, T_{cd} est déterminé par interpolation linéaire (τ_{Rd} , voir tableau 4.1 en 4.1.2.1-A 2) (figure (5)):

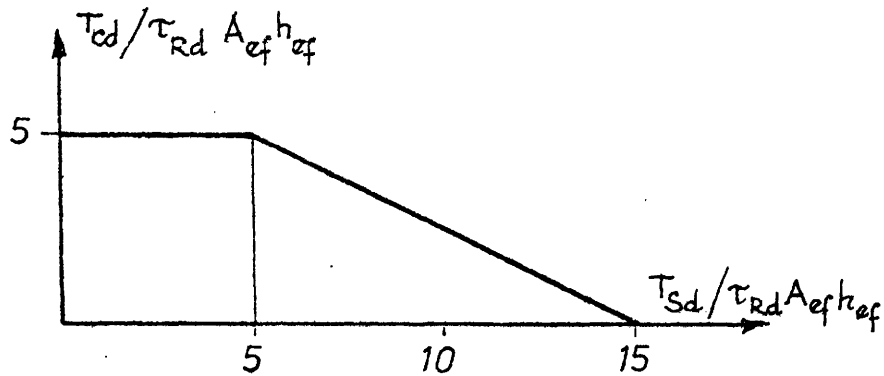


Figure (5) -Variation de T_{cd} en fonction de T_{Sd}

T_{cd} ne doit pas être pris en compte si des charges d'intensité élevée peuvent être répétées.

b) Armature longitudinale de torsion

L'armature longitudinale de torsion est déterminée par la condition :

$$T_{Sd} \leq T_{Rd3} \quad [30]$$

$$T_{Rd3} = \frac{A_\ell}{u_{ef}} 2 A_{ef} f_{yld} \operatorname{tg} \theta \quad [31]$$

avec A_ℓ somme des aires des sections des barres longitudinales.

La résultante des efforts de traction $A_\ell \cdot f_{yld}$ se trouve au centre de gravité de la section creuse équivalente ; une partie

4.1.2.2 Torsion

de l'armature longitudinale (par exemple, de précontrainte) peut donc être disposée selon la ligne moyenne de l'élément ; mais, pour assurer la transmission aux cadres des poussées au vide des bielles, il est indispensable de disposer au moins une barre longitudinale à chaque angle de la section.

Pour une armature de précontrainte d'aire $A_{p\ell}$, l'aire A_ℓ à prendre en compte dans la formule [31] est la plus faible des deux valeurs :

$$A_\ell = \frac{f_{p\ell k}}{f_{y\ell k}} A_{p\ell} \quad [32]$$

$$\text{et} \quad A_\ell = \frac{\sigma_{p\ell} + f_{y\ell k}}{f_{y\ell k}} A_{p\ell} \quad [33]$$

avec $\sigma_{p\ell}$ contrainte permanente de l'armature de précontrainte.

A.3 Sollicitations combinéesA.3.1 Torsion et flexion et/ou efforts normaux

L'armature longitudinale doit être déterminée séparément pour la torsion (selon l'article A.2.2 ci-dessus) et pour les sollicitations normales (selon le chapitre 4.1.1) :

- dans la zone tendue par flexion, l'armature longitudinale de torsion s'ajoute à celle nécessaire pour les sollicitations normales ;
- dans la zone comprimée par flexion, cette armature peut être réduite en fonction des efforts de compression dus à la flexion.

Lorsque la torsion est combinée avec un moment de flexion élevé, cette combinaison peut donner lieu à une contrainte principale critique dans la zone comprimée, particulièrement dans les poutres-caissons. Dans de tels cas, la contrainte principale de compression, calculée à partir de la compression longitudinale moyenne due à la flexion et de la contrainte tangente due à la torsion prise égale à $\tau_{Sd} = T_{Sd}/2 A_{ef} h_{ef}$, ne doit pas excéder $0,85 f_{cd}$.

A.3.2 Torsion et effort tranchant

Le couple de torsion et l'effort tranchant agissant de calcul T_{Sd} et V_{Sd} doivent satisfaire à la condition :

$$\frac{T_{Sd}}{T_{Rd1}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \leq 1 \quad [34]$$

avec :

T_{Rd1} couple de torsion résistant de calcul, selon équation [24]

4.1.2.2 Torsion

V_{Rd2} effort tranchant résistant de calcul correspondant à une bielle inclinée de θ_v :

$$V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} b_{w,nom} d \sin \theta_v \quad (\text{voir } 4.1.2.1-A\ 3.4).$$

Le calcul des cadres peut être fait séparément :

- d'une part pour la torsion seule selon l'article A 2.2- a) ci-dessus, avec $T_{cd} = 0$;
- d'autre part, pour l'effort tranchant seul en prenant :

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) \sin \alpha$$

$$\text{et } V_{cd} = 0$$

Les aires correspondantes (rapportées à l'unité de longueur moyenne) sont ensuite ajoutées.

Lorsque le couple de torsion agit toujours dans le même sens, il peut être tenu compte du fait que d'un côté de l'élément, les effets dus à l'effort tranchant et ceux dus à la torsion ont des signes opposés. Pour ce côté, l'aire des cadres nécessaire peut alors être déterminée par différence des aires calculées comme indiqué ci-dessus.

4.1.2.2.3 Torsion gauche combinéeP.1 Principe du calcul

Pour les éléments dans lesquels la torsion gauche produit des effets significatifs, il faut en tenir compte en considérant les contraintes normales et tangentes dues au gauchissement des parois.

Ces contraintes sont ajoutées, s'il y a lieu, à celles provenant d'autres sollicitations.

A.1 Principe du calcul

Pour le calcul, on peut admettre que la section droite de l'élément est indéformable dans son plan, mais on doit prendre en compte ses déformations dans le sens perpendiculaire à celui-ci (gauchissement). La gêne apportée à ces déformations engendre des contraintes normales.

Dans chaque section droite, les forces appliquées et les contraintes sont en équilibre statique, mais non directement opposées. Il en résulte une flexion transversale dont il y a lieu de tenir compte.

4.1.2.2 Torsion

Les différentes contraintes peuvent être calculées par la théorie de l'élasticité, et vérifiées de façon indépendante.

Pour les éléments comportant trois parois non concourantes, la procédure suivante peut être appliquée :

Les composantes d'effort tangent dues à l'effort tranchant et à la torsion dans chacune des trois parois doivent être déterminées à partir des conditions d'équilibre statique. Ces composantes et les composantes axiales dues au moment fléchissant et à l'effort normal caractérisent les sollicitations dans chaque paroi.

L'état-limite ultime de l'ensemble de la section est caractérisé par l'état-limite ultime de l'une des parois, et peut survenir :

- soit par flexion (armatures longitudinales ou zone comprimée),
- soit par effort tranchant (armatures tendues ou bielles comprimées).

Chaque paroi peut être traitée comme une poutre indépendante. Le calcul doit être basé sur les règles données dans les chapitres 4.1.1 et 4.1.2.1.

4.1.2.3 ETAT-LIMITE DE RESISTANCE AU POINÇONNEMENT

P.1 Domaine d'application

Les règles ci-après complètent celles du chapitre 4.1.2.1. Elles concernent le poinçonnement des dalles d'épaisseur constante munies d'armatures de flexion déterminées par application des chapitres 2.2.3.2-1 et 4.1.1 ; elles concernent également le poinçonnement des semelles de fondation.

P.2 Définitions

Le poinçonnement peut être dû à une charge ou à une réaction concentrée sur une faible aire, appelée "aire chargée", d'une dalle ou d'une semelle.

L'état-limite ultime est caractérisé par la formation d'un cône tronqué de poinçonnement dont la directrice est le contour de l'aire chargée et dont les génératrices forment un certain angle avec le plan de la dalle ou la face inférieure de la semelle, selon le cas considéré.

P.3 Principes de vérification

Les efforts tranchants agissant et résistant sont déterminés le long d'une section critique définie conventionnellement.

Les efforts tranchants agissant et résistant par unité de longueur du contour de la section critique doivent satisfaire à la condition :

$$v_{Sd} \leq v_{Rd} \quad [35]$$

Lorsque l'épaisseur d'une dalle ou d'une semelle est insuffisante pour assurer par le béton seul et par les armatures de flexion la résistance au poinçonnement, une armature de poinçonnement doit être prévue.

A.2 Définitions

Ce qui suit est applicable au cas d'aires chargées :

a) de forme (d = hauteur utile) :

- circulaire, et de diamètre au plus égal à $3,5 d$
- rectangulaire, et de périmètre au plus égal à $11 d$ avec un rapport de la longueur à la largeur au plus égal à 2
- quelconque, les dimensions limites étant alors fixées par analogie avec celles des formes précédentes ;

4.1.2.3 Poinçonnement

b) non situées dans le voisinage d'autres forces concentrées ni dans des zones d'efforts tranchants importants provenant d'autres origines.

Si l'aire chargée ne satisfait pas aux conditions a ou b ci-dessus, la charge ultime s'obtient soit par superposition des parts résistantes (voir figure(8)) soit en appliquant exclusivement les règles relatives à l'effort tranchant (chapitre 4.1.2.1).

Les génératrices du cône tronqué de poinçonnement sont inclinées sur le plan de la dalle d'un angle normalement compris entre 30° et 35° ; pour les semelles, l'angle d'inclinaison est de 45° (voir figure (6) ci-dessous).

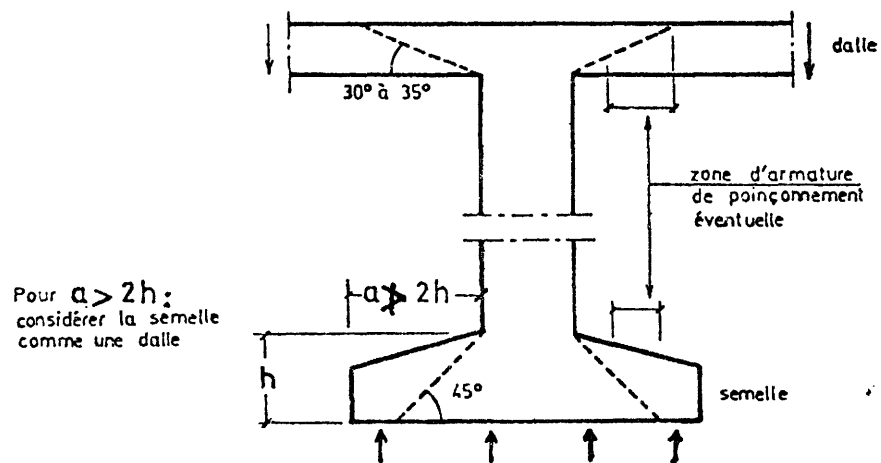


Figure (6) - Cônes tronqués de poinçonnement

A.3 Principes de vérification

A.3.1 Section critique

La section critique est définie comme suit :

- elle est perpendiculaire au plan moyen de la dalle
- elle s'étend sur la hauteur utile d
- son contour entoure totalement ou partiellement l'aire chargée à une distance nulle part inférieure à $d/2$.

A.3.1.1 Aire chargée éloignée d'une ouverture ou d'un bord libre

Le contour de la section critique est le contour fermé de périmètre minimal entourant l'aire chargée à une distance qui ne soit nulle part inférieure à $d/2$.

4.1.2.3 Poinçonnement

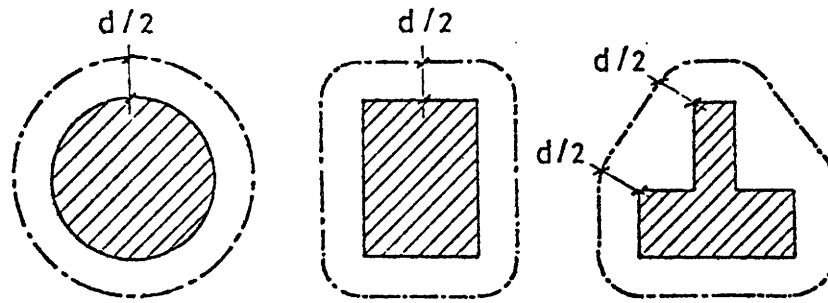


Figure (7) - Sections critiques loin d'un bord libre

Si l'aire chargée est de forme allongée on ne prend en compte dans les calculs qu'une fraction du contour ainsi défini (par exemple pour une aire rectangulaire, on ne tient compte que des parties voisines des angles (figure 8 ci-dessous). Pour les parties restantes, les règles du chapitre 4.1.2.1 sont applicables.

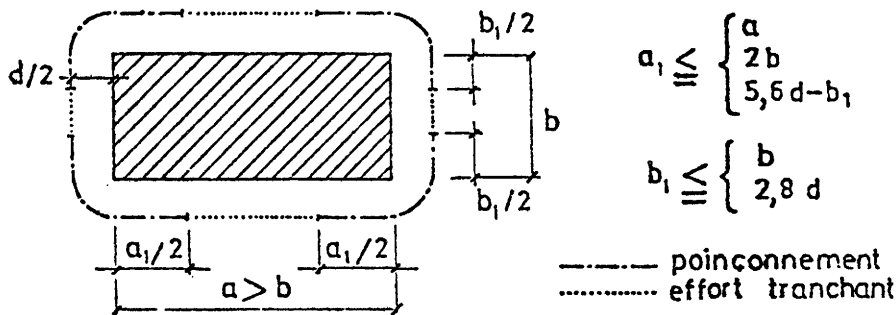


Figure (8) - Section critique pour une aire allongée. Superposition des parties résistantes pour le poinçonnement et pour l'effort tranchant.

A.3.1.2 Aire chargée proche d'une ouverture

Si la plus faible distance entre le contour de l'aire chargée et celui de l'ouverture est au plus égale à $5d$, on déduit normalement du contour déterminé selon A3.1.1 la partie contenue entre les deux tangentes au contour de l'ouverture issues du centre de gravité de l'aire chargée.

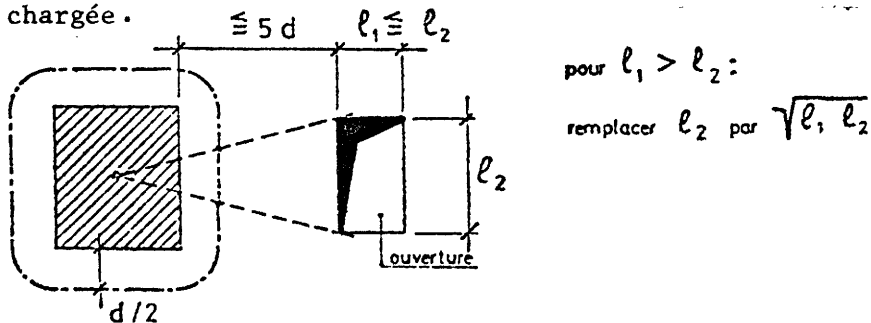
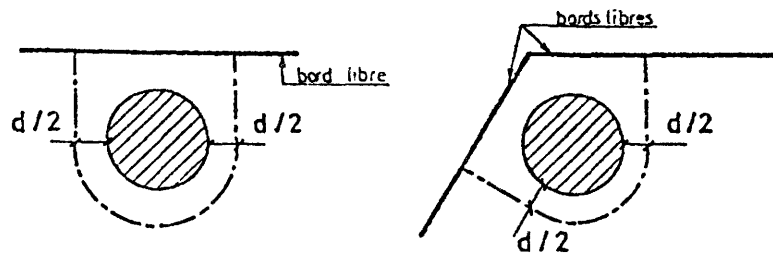


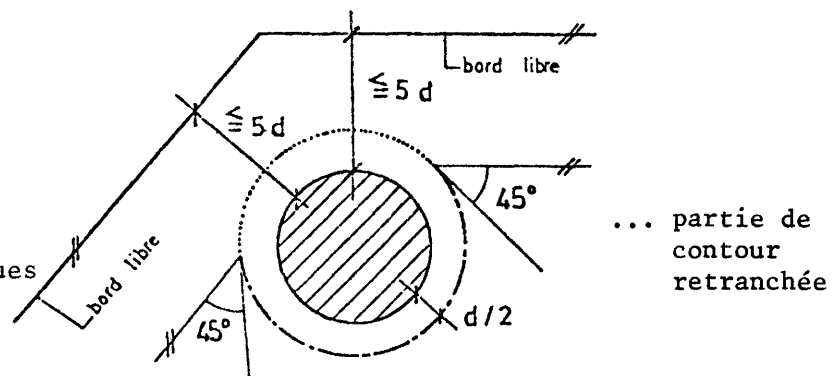
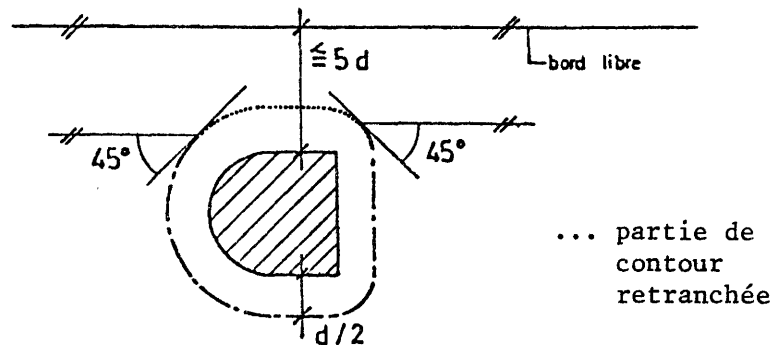
Figure (9) - Section critique au voisinage d'une ouverture

A.3.1.3 Aire chargée proche de bords libres

- a) Au voisinage soit d'un bord libre rectiligne, soit d'un angle formé par deux bords libres rectilignes, certaines parties du contour défini en A 3.1.1 doivent être remplacées par des perpendiculaires à ces bords, si la longueur développée qui en résulte (bords libres exclus) est inférieure à celle du contour fermé défini en A 3.1.1 (voir figure (9)).
- b) Si la plus faible distance entre le contour de l'aire chargée et un bord libre est au plus égale à $5d$, on retient, comme contour de la section critique, le plus défavorable des deux contours suivants (figure (10)) :
- contour déterminé selon le paragraphe a) précédent,
 - contour déterminé selon l'article A 3.1.1, dont on retranche la partie voisine du bord libre et délimitée par deux tangentes faisant un angle de 45° avec ce bord (voir figure (11)).



Figure(10) - Sections critiques au voisinage de bords libres (cas a)

Figure (11) -
Sections critiques
au voisinage de
bords libres
(cas b)

A.3.2 Effort tranchant agissant

- a) Dans le cas d'une charge ou réaction centrée, l'effort tranchant agissant par unité de longueur est :

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} \quad [36]$$

avec V_{Sd} effort tranchant s'exerçant, pour une dalle, le long du périmètre u , et pour une semelle, le long du périmètre de la grande base du tronc de cône de poinçonnement ;

u périmètre de la section critique.

- b) Dans le cas d'une charge excentrée, v_{Sd} est déterminé en admettant une distribution plane des contraintes tangentes.

Cette hypothèse conduit à :

$$v_{Sd,max} = \frac{V_{Sd}}{u} + \eta \frac{V_{Sd} \cdot |e|}{W} d \quad [37]$$

avec e excentricité de la charge ou réaction par rapport au centre de gravité de la section critique ;

W module de résistance de la section critique, correspondant à la direction réelle de e ;

$$\eta = \frac{1}{1 + \sqrt{b_2/b_1}} \quad [38]$$

où b_1 et b_2 sont les côtés du rectangle circonscrit au contour u , b_1 étant parallèle à la direction de l'excentricité e .

L'équation [37] n'est valable que pour $b_2 \geq 0,7 b_1$.

Pour des aires chargées situées ni au voisinage d'un bord libre ni au voisinage d'un angle, l'équation [37] peut être simplifiée comme suit :

- cas d'aires chargées circulaires (figure (12)) :

$$v_{Sd,max} = \frac{V_{Sd}}{u} \left(1 + \frac{2 \cdot |e|}{d + d_0} \right) \quad [39]$$

avec d_0 diamètre de l'aire chargée.

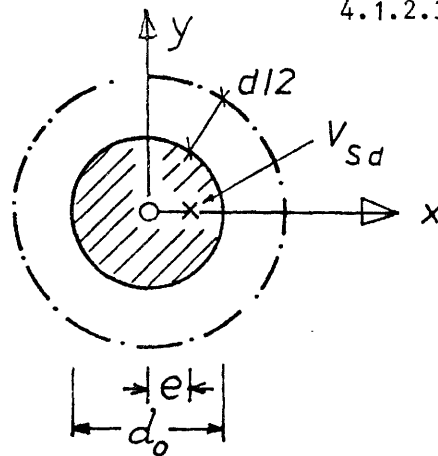


Fig (12) - Quantités entrant dans l'équation [39]

- cas d'aires chargées rectangulaires (figure (13)) :

$$v_{Sd,max} = \frac{V_{Sd}}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}} \right) \quad [40]$$

où b_x et b_y sont les dimensions du contour u mesurées dans les directions x et y parallèles aux côtés de l'aire chargée.

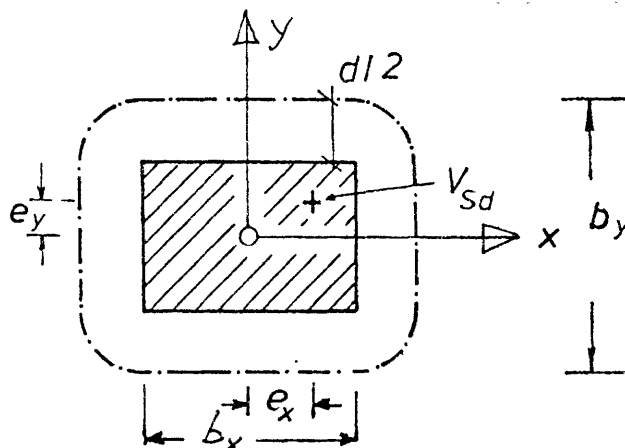


Fig (13) Quantités entrant dans l'équation [40]

L'équation [40] peut également être appliquée :

- au voisinage d'un bord libre, si celui-ci est parallèle à l'une des directions x ou y ,
- au voisinage d'un angle, si les bords sont parallèles aux directions x et y .

A.3.3 Effort tranchant résistanta) Dalles ou semelles sans armature de poinçonnement

L'effort tranchant résistant par unité de longueur peut être pris égal à :

$$v_{Rd1} = 1,6 \tau_{Rd}^{\kappa} (1 + 50 \rho_{\ell}) d \quad [41]$$

avec :

τ_{Rd} selon le tableau 4.1 (voir 4.1.2.1-A 2)

$$\kappa = 1,6 - d \leq 1,0 \text{ (avec } d \text{ mètres)}$$

$$\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell x} \rho_{\ell y}} \leq 0,008$$

$\rho_{\ell x}$ et $\rho_{\ell y}$ correspondant aux armatures longitudinales parallèles aux directions x et y

$$d = \frac{1}{2} (d_x + d_y)$$

d_x et d_y étant les hauteurs utiles pour les directions x et y .

Pour les semelles de fondation, la formule [41] est applicable, mais conduit, si $\rho_{\ell} > 0,002$, à une marge supplémentaire de sécurité (qui, pour des valeurs élevées de ρ_{ℓ} , peut atteindre 50 %).

b) Dalles avec armature de poinçonnement

L'effort tranchant résistant, noté ici v_{Rd2} , peut dans ce cas, être pris égal à :

$$v_{Rd2} = 1,6 v_{Rd1} \quad [42]$$

L'armature d'effort tranchant dans la zone comprise entre le contour de l'aire chargée et un contour situé à $1,5 d$ de celui de l'aire chargée doit être calculée pour équilibrer $0,75 * v_{sd}$ par unité de longueur et la résistance utile de calcul de l'armature d'effort tranchant ne peut être prise supérieure à 300 MPa.

Cette armature doit être placée dans les zones définies à la figure (6).

4.1.3 ETATS-LIMITES ULTIMES ATTEINTS PAR FLAMBEMENT

4.1.3.1 GENERALITES

P.1 Définition

Traditionnellement l'expression "états-limites par flambement" désigne les états-limites d'instabilité des éléments monoaxiaux comprimés et des cadres plans formés de poteaux et de poutres dont l'atteinte est influencée par les effets des déformations sur les sollicitations (sollicitations du second ordre).

P.2 Domaine d'application

Le présent chapitre se rapporte au cas des éléments monoaxiaux comprimés et des cadres plans dans lesquels les effets de torsion dans les membrures peuvent être négligés. En général toutes les directions dans lesquelles les effets du second ordre ont une influence significative doivent être considérées.

P.3 Procédure de calcul

La vérification en présence de sollicitations du second ordre consiste à contrôler que, dans l'ensemble du système porteur, sous les combinaisons d'actions de calcul les plus défavorables, en attribuant aux matériaux leurs propriétés de calcul et en considérant les incertitudes sur les données géométriques et les liaisons, les limites de divergence d'équilibre locale ou d'ensemble ou de résistance locale des sections ne sont pas atteintes.

P.4 Classification des structures

Pour l'étude des phénomènes du second ordre, les structures sont classées comme suit :

- cadres à noeuds déplaçables, dans lesquels les noeuds présentent, sous les sollicitations de calcul, des déplacements transversaux importants ;
- cadres contreventés, dans lesquels, grâce à la présence de noyaux de contreventement, l'influence des déplacements transversaux des noeuds sous les sollicitations de calcul peut être négligée ;
- poteaux (ou éléments comprimés) isostatiques de section constante, pour lesquels on peut valablement admettre que la position des points d'inflexion ne varie pas au cours du chargement ;
- grandes membrures comprimées, constructions monoaxiales de grandes dimensions et/ou de section variable dans lesquelles l'effort normal peut varier suivant l'axe.

A.4 Classification des structures

Dans les cadres, la réduction des déplacements des noeuds peut être obtenue par des murs ou des noyaux de contreventement rigides. Peuvent être considérés comme cadres contreventés ceux dans lesquels :

$$\text{pour } n \leq 3 : h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E_{\text{cm}} I}} \leq 0,2 + 0,1 n \quad [1]$$

$$\text{pour } n \geq 4 : h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E_{\text{cm}} I}} \leq 0,6 \quad [2]$$

avec n nombre d'étages

h_{tot} hauteur totale de la structure en mètres comptée depuis la face supérieure de la fondation ou d'un sous-sol indéformable ;

$E_{\text{cm}} I$ somme des rigidités de flexion dans l'état non fissuré des éléments de contreventement verticaux intervenant dans la direction considérée (pour E_{cm} , voir 3.1.1. 3-A 1.4) ; en cas de variation E_{cm} de la rigidité sur la hauteur de l'élément de contreventement, il convient d'utiliser une rigidité équivalente ;

F_v somme de toutes les charges verticales dans l'état d'utilisation ($G + Q_k$).

Ces conditions supposent que les éléments de contreventement demeurent dans l'état non fissuré sous les sollicitations de calcul prises en compte et contribuent à assurer une rigidité suffisante à la torsion de l'ossature.

Elles n'excluent pas la vérification éventuelle de certains éléments de contreventement (tels que des voiles de faible épaisseur) vis-à-vis d'une instabilité locale.

4.1.3.2 BASES DE CALCUL

P.1 Critères de sécurité

Les sollicitations agissantes et les sollicitations résistantes sont évaluées soit en attribuant aux facteurs γ_f les valeurs globales données en 2.1-P.3.4.3 (équation [4]), soit en adoptant la procédure de linéarisation prévue en 2.1-P.3.4.3 (équation [5]). La recherche des combinaisons de calcul les plus défavorables peut être facilitée par l'application de formules simplifiées se plaçant du côté de la sécurité.

P.2 Sécurité additive

Pour augmenter la marge de sécurité et, en particulier, pour couvrir les imperfections géométriques et les incertitudes sur la position des charges, on prend en compte :

4.1.3 Flambement

- pour les poteaux et les grandes membrures comprimées, une excentricité additionnelle de l'effort normal appliqué, prise dans la direction la plus défavorable vis-à-vis du flambement ;
- pour les cadres une inclinaison involontaire par rapport à la verticale, qui remplace l'excentricité additionnelle.

P.3 Prise en compte du retrait et du fluage

Les effets du retrait peuvent être négligés. Ceux du fluage doivent être pris en compte chaque fois qu'ils ont une influence non négligeable sur la stabilité et évalués en majorant les actions qui les provoquent par application d'un facteur de comportement γ_n .

P.4 Interactions avec la fondation

Les interactions entre sol, fondation, structure doivent être appréciées et introduites, le cas échéant, dans les calculs.

A.1 Critères de sécurité

Les structures élancées sont calculées sur les bases suivantes :

- l'influence des déplacements sur l'équilibre est prise en compte ;
- les rigidités supposées dans l'analyse (EI , EA , GI_t , etc.) doivent correspondre aux propriétés non linéaires des matériaux dans l'état de contrainte considéré ;
- les déformations sont évaluées sur la base des propriétés de calcul de l'acier et du béton, mais en négligeant la contribution du béton tendu entre les fissures ;
- pour les combinaisons d'actions, on applique en général les formules indiquées en 2.1-P.4.4.2 (équation [10]). Des combinaisons simplifiées peuvent généralement être adoptées pourvu qu'elles restent du côté de la sécurité (voir Préface) ;
- les diagrammes de calcul du béton et de l'acier sont ceux définis respectivement en 4.1.1.5-A.1 et 4.1.1.6-A.1. Toutefois, pour une évaluation plus précise des déformations, des diagrammes $\sigma_c - \epsilon_c$ du type de celui indiqué en 3.1.1.3-A.1.3 doivent, de préférence, être utilisés. Ceci est fortement conseillé pour les bétons des classes C45 et C50.
Le diagramme de calcul est déduit du diagramme caractéristique en multipliant les ordonnées (σ_c) par le rapport $1/\gamma_c$ (voir 2.1-P.5.4).
Pour la vérification des sections, le diagramme $\sigma_c - \epsilon_c$ à utiliser est celui donné en 4.1.1.5-A.1 ;
- dans les cas courants, on applique les valeurs de γ_c et γ_s qui figurent en 2.1-P.5.4 (tableau 2.3). Si on utilise la procédure de linéarisation (voir 2.1-P.3.4.3), l'étude de la déformation

4.1.3 Flambement

d'ensemble est effectuée avec $\gamma_c = 1,2$ et les vérifications locales avec γ_c tiré du tableau 2.3 de 2.1-P.5.4 ;

- la capacité portante de chaque élément calculée par les méthodes applicables aux sections individuelles ne doit pas être dépassée. La quantité d'armature prescrite dans le projet ne doit pas être inférieure à celle prise en compte dans le calcul des effets du deuxième ordre.

Les procédures indiquées sont souvent susceptibles de simplifications substantielles.

A.3 Prise en compte du fluage

Les déformations de fluage à considérer sont celles qui se produisent, après prise en compte des imperfections géométriques, sous les sollicitations d'utilisation permanentes et quasi-permanentes (voir 2.1-P.4.4.4 équation [15]), majorées par un facteur de comportement γ_n compris entre [1,10] et [1,25] en fonction du rapport des charges permanentes et quasi-permanentes à la charge variable.

A.4 Interaction avec la fondation

L'interaction sol-fondation-structure est particulièrement importante pour les cadres à noeuds déplaçables, les noyaux de contreventement, les grandes membrures comprimées (piles, pylônes, tours).

Pour en tenir compte, on peut procéder comme suit :

- en cas de sol avec des propriétés de déformation élastique, en estimant le degré d'encastrement de la fondation dans le sol ;
- en cas de sol cohérent, avec des propriétés de déformation plastique, en ajoutant à l'inclinaison involontaire une estimation de l'inclinaison susceptible de se produire sous les sollicitations permanentes et quasi-permanentes majorées par le facteur γ_n défini en A.3 ci-dessus.

4.1.3.3 DONNEES POUR LES DIVERS ELEMENTS STRUCTURELS

4.1.3.3.1 Cadres à noeuds déplaçablesP.1 Critères de sécurité

On adopte en général la procédure de linéarisation (2.1-P.3.4.3). Dans ce cas l'étude du comportement global de la structure, qui permet de contrôler la stabilité d'ensemble, doit être suivie par une vérification de tous les éléments structuraux, poutres et fondations

4.1.3 Flambement

comprises, en tenant compte des sollicitations additionnelles dues à la déformation de la structure et en appliquant les facteurs de sécurité globaux.

A.1 Critères de sécurité

L'analyse doit prendre en compte les rigidités de flexion correspondant à l'état de sollicitation réel.

Des redistributions forfaitaires des sollicitations, selon 2.2.2-P.2, ne sont pas admises.

A.2 Sécurité additive

Pour les ossatures à noeuds déplaçables, au lieu de l'excentricité additionnelle, une inclinaison involontaire par rapport à la verticale doit être prise en compte avec :

- pour les ossatures à un seul étage ou pour les structures chargées principalement en tête :

$$\text{tg } \alpha = \boxed{1/150}$$

- pour les autres types d'ossatures :

$$\text{tg } \alpha = \boxed{1/200}$$

L'effet d'une inclinaison involontaire sur le comportement de la structure est équivalent à celui de forces horizontales agissant à chaque étage et provoquant les mêmes moments de flexion.

Pour les ossatures à un seul étage, il est prudent d'adopter une inclinaison accrue jusqu'à $\text{tg } \alpha = \boxed{1/100}$.

A.3 Prise en compte du fluage

Les déformations du fluage sont évaluées en attribuant à l'ossature l'inclinaison involontaire et en la soumettant à la combinaison la plus défavorable des actions permanentes et quasi-permanentes horizontales et des actions verticales concomitantes après application du coefficient γ_n .

On peut alors opérer comme suit : en premier lieu, on détermine par la théorie du premier ordre la flèche élastique de l'ensemble du système sous l'effet des actions produisant le fluage. On calcule ensuite approximativement la flèche permanente due au fluage, compte tenu des effets du second ordre. L'étude du comportement d'ensemble est ensuite

4.1.3 Flambement

conduite à partir d'une ossature ayant une inclinaison initiale égale à la somme de l'inclinaison involontaire et de l'inclinaison permanente ainsi calculée.

A.4 Procédure de calcul (méthode générale par itération)

Le calcul est effectué sur un modèle de la structure pourvu d'une discrétisation suffisamment dense, compte tenu de la loi moment-effort normal-rotation correspondant aux propriétés de calcul des matériaux, et naturellement, des effets de la déformation sur les sollicitations.

Le cas échéant, on applique la procédure de linéarisation en choisissant le niveau des actions auquel il est opportun d'arrêter l'analyse non linéaire. Dans ce cas, le calcul des déformations d'ensemble est effectué en prenant $\gamma_c = 1,2$.

Si l'étude d'ensemble n'a pas révélé l'atteinte d'une divergence d'équilibre, on procède ensuite à la vérification locale des éléments structuraux. Le contrôle des poteaux est effectué en leur attribuant une longueur libre de flambement égale à la hauteur d'étage ou, tout au moins, à 85 % de cette valeur suivant les procédures illustrées en 4.1.3.3.3. Si l'ensemble de la structure a été analysé en prenant en compte une inclinaison involontaire, il n'est pas nécessaire de considérer l'excentricité additionnelle e_a .

A.5 Méthode approchée "F - Δ"

Les ossatures en cadres rectangulaires peuvent être calculées par la méthode approchée, dite "méthode F - Δ", la rigidité des éléments structuraux étant supposée égale à celle qui correspond à leur état de contrainte.

On peut également simplifier ultérieurement le calcul en attribuant aux membrures une rigidité fictive convenablement réduite.

4.1.3.3.2 Cadres contreventésP.1 Procédure de calcul

Les effets du second ordre ne sont pris en compte que dans les vérifications locales.

A.1 Procédure de calcul

Les ossatures de ce type doivent faire l'objet d'une vérification d'ensemble selon la théorie du premier ordre. Cette vérification est suivie par celle de chaque poteau considéré isolément, en lui attribuant

4.1.3 Flambement

une longueur libre de flambement égale à la hauteur d'étage, ou au moins, à 85 % de cette valeur.

Les moments du deuxième ordre additionnels résultant de la déformation des éléments comprimés n'ont pas, normalement, à être pris en compte pour la vérification des éléments structuraux raidisseurs, mais doivent l'être pour la vérification de l'encastrement des poteaux dans les fondations.

4.1.3.3.3 PoteauxP.1 Définition de l'élançement

La sensibilité des poteaux et des éléments similaires aux effets du second ordre est caractérisée par un coefficient d'élançement qui est fonction de tous les paramètres qui influent sur la déformation et, en particulier, de la longueur libre de flambement l_0 et de l'inertie de la section transversale. Etant donné l'incertitude sur les conditions réelles de liaison aux extrémités, et l'impossibilité de tenir compte de tous les facteurs en présence, l'évaluation de l_0 doit être faite avec prudence.

P.2 Limites de l'élançement et sécurité additive

Pour les poteaux, on définit un élançement limite au-dessous duquel il peut être admis de faire abstraction des effets du deuxième ordre dans la vérification de la stabilité. Il faut également définir une limite supérieure de l'élançement pour l'applicabilité des méthodes approchées de vérification et une limite qu'il est déconseillé de dépasser.

La sécurité additive est prise en compte en attribuant à l'effort normal appliqué une excentricité additionnelle fonction de l'élançement dans la direction la plus défavorable vis-à-vis du flambement. Lorsqu'on considère cette excentricité additionnelle, la condition relative à l'excentricité minimale de flexion composée (voir 4.1.1.2-P.2) ne s'applique pas.

P.3 Méthodes pratiques de calcul

Une méthode généralement utilisable consiste à fixer a priori une loi simplifiée de la déformée de l'axe géométrique et à évaluer l'excentricité additionnelle en fonction de l'élançement.

Le calcul est effectué en appliquant les facteurs de sécurité globaux. Les conditions de liaison sont appréciées avec prudence. La rigidité est évaluée en fonction de l'état de contrainte.

P.4 Prise en compte du fluage

Les effets du fluage sont évalués par des méthodes approchées consistant soit à appliquer la théorie du fluage linéaire en section non fissurée, soit à modifier la loi contraintes-déformations du béton. Les sollicitations provoquant le fluage sont majorées par application du coefficient γ_n selon 4.1.3.2-P.3.

A.1 Définition de l'élançement

Pour les poteaux isolés à section constante, l'élançement est défini par :

$$\lambda = \ell_0 / i \quad [3]$$

avec ℓ_0 longueur de flambement calculée par la théorie de l'élasticité linéaire en évaluant prudemment les conditions de liaison ;

i rayon de giration de la section de béton seul.

$$i = \sqrt{I_c / A_c} \quad [4]$$

Pour les poteaux appartenant à des ossatures à noeuds fixes, il peut être généralement admis de prendre pour ℓ_0 la hauteur d'étage, ou, du moins, 85 % de cette valeur.

Pour les poteaux d'un même étage appartenant à une ossature en cadres multiples rectangulaires à noeuds déplaçables, il peut être admis de calculer l'élançement au moyen de l'expression suivante :

$$\lambda = \sqrt{12 K \cdot A / h_s} \quad [5]$$

avec K déplacement horizontal relatif de l'étage considéré par rapport à l'étage situé au-dessous, sous l'effet d'une force horizontale $H = 1$ appliquée au sommet de la structure, le comportement de celle-ci étant supposé linéaire, avec un module de déformation $E = 1$,

A somme des aires des sections de tous les poteaux de cet étage,

h_s hauteur de cet étage.

Si les conditions de liaison sont identiques dans toutes les directions, i et I_c sont respectivement le rayon de giration et le moment d'inertie minimaux de la section transversale du béton seul.

Comme indiqué en 4.1.3.3-P.1 la sensibilité aux effets du second ordre dépend en réalité de nombreux paramètres. A la formule [3]

4.1.3 Flambement

ci-avant qui ne considère que les données géométriques et les conditions de liaison, il a donc été proposé de substituer des expressions plus complexes faisant intervenir l'intensité de l'effort normal, le pourcentage d'armature, etc.. Parfois, au contraire, on préfère s'en tenir à la prise en compte du rapport ℓ/h entre la longueur du poteau et la dimension transversale dans le plan de flambement. Ces incertitudes soulignent le caractère purement indicatif de la notion d'élançement et la nécessité de l'utiliser avec prudence.

A.2 Limites d'élançement et sécurité additive

La vérification au flambement doit être effectuée lorsque $\lambda > 25$. Les méthodes pratiques indiquées ci-dessous ne s'appliquent que pour $\lambda < 140$. Pour des élançements plus élevés on doit procéder comme pour les grandes membrures comprimées (voir 4.1.3.3.4).

Les élançements supérieurs à 200 ne sont pas recommandés.

L'excentricité additionnelle e_a destinée à couvrir l'incertitude du point de passage des forces extérieures, à prendre dans le sens le plus défavorable vis-à-vis du flambement, est :

$$e_a = \ell_o / 300 \leq 20 \text{ mm} \quad [6]$$

Cette excentricité additionnelle ne se cumule pas avec l'excentricité minimale de flexion composée (voir 4.1.1.2-P2).

A.3 Méthodes pratiques de calculA.3.1 Excentricité totale

Compte tenu de l'excentricité du second ordre et de l'excentricité additionnelle, les excentricités totales attribuées à des poteaux à section constante (béton et armatures) dans la section la plus sollicitée (section critique) sont :

a) Excentricités du premier ordre égales aux deux extrémités :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_2 = e_o + e_a + e_2 \quad [7]$$

avec

e_o excentricité du premier ordre : $e_o = M_{Sd1} / N_{sd}$
 M_{Sd1} moment agissant du premier ordre
 N_{Sd} effort normal agissant

4.1.3 Flambement

- e_a excentricité additionnelle selon l'équation [6]
 e_2 excentricité du deuxième ordre (calculée par la méthode générale ou par les méthodes approchées indiquées en A.3.2)

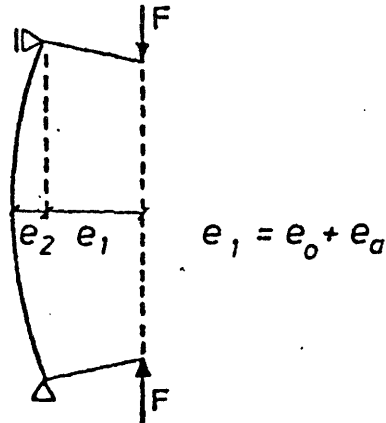


Figure (1) - Excentricités égales aux extrémités

b) Excentricités différentes aux extrémités

Pour un poteau à section constante (béton et armatures) soumis à un moment du premier ordre variant linéairement sur la longueur l_0 et présentant aux extrémités de cette longueur des excentricités différentes en valeur et/ou en signe, une excentricité équivalente e_e dans la section critique doit être introduite au lieu de e_0 dans l'équation [7].

Cette excentricité équivalente peut être prise égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$e_e = 0,6 e_{os} + 0,4 e_{oi} \quad [8]$$

$$e_e = 0,4 e_{os} \quad [9]$$

où e_{oi} et e_{os} sont les excentricités du premier ordre aux extrémités, e_{os} étant positive et supérieure en module à e_{oi} .

En outre, les sections d'extrémité du poteau doivent être vérifiées sous les moments du premier ordre.

Une vérification de la stabilité n'est pas nécessaire pour les poteaux dont l'élancement n'excède pas

$$\lambda_{lim} = 50 - 25 \frac{e_{oi}}{e_{os}} \quad [10]$$

4.1.3 Flambement

où les excentricités e_{oi} et e_{os} sont prises avec leur signe.

Pour $\lambda > 50$, une armature minimale en tête et en pied de poteau, calculée selon le chapitre 4.1.1 pour :

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= F_{vd} \\ M_{Sd} &= \pm 0,2 F_{vd} \cdot h \end{aligned} \quad [11]$$

est nécessaire (F_{vd} , valeur de calcul de la force verticale agissante).

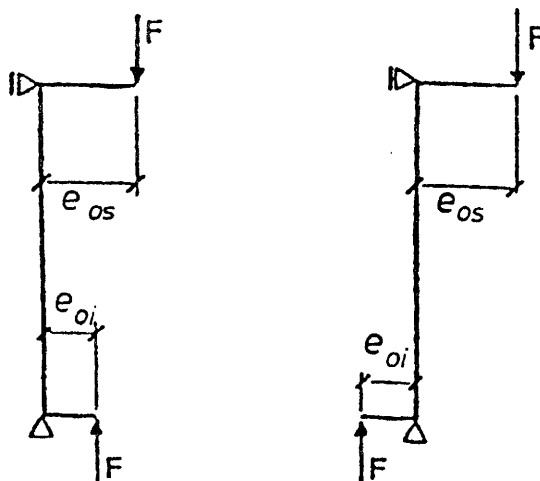


Figure (2) - Excentricités différentes aux extrémités

A.3.2 Méthode de la colonne-modèle

Une approximation valable dans un grand nombre de cas est la méthode dite "de la colonne-modèle".

Est appelé "colonne-modèle" un poteau :

- encastré en pied et libre en tête,
- fléchi en simple courbure sous l'action de charges parallèles à son axe (excentrées ou non) ou de forces horizontales (concentrées ou réparties) ou encore d'un couple en tête,
- dont la flèche maximale e_2 et la courbure $1/r$ en pied peuvent être supposées liées de façon approchée par l'expression :

$$e_2 = \frac{\lambda^2}{10} \frac{1}{r} \quad [12]$$

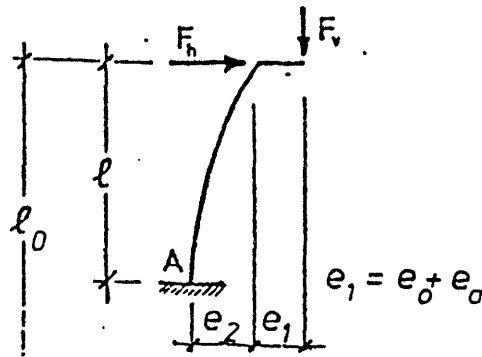


Figure (3) - Colonne-modèle (notations)

a) Application au moyen de tables (voir [12])

En partant des diagrammes : moment résistant de calcul M_{Rd} - effort normal résistant de calcul N_{Rd} - courbure $1/r$, tracés pour la section considérée, il est possible de fournir sous forme de tables le moment résistant disponible après déduction de l'effet du second ordre (voir [12]).

b) Application directe : méthode de l'équilibre

La stabilité d'un poteau ramené à la colonne-modèle équivalente est assurée, s'il est possible de trouver un état de déformation de la section en pied tel que les sollicitations internes M_{Rd} et N_{Rd} qui en résultent satisfassent à la fois aux deux conditions suivantes :

$$\frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} \geq e_o + e_a + e_2 \quad [13]$$

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} \quad [14]$$

Cette procédure est utile pour des vérifications rapides et lorsque les relations $M-N-1/r$ ne sont pas disponibles. Elles ne permettent pas toujours d'obtenir la solution la plus économique.

c) Procédure simplifiée

Un dimensionnement direct peut être effectué en évaluant forfaitairement la courbure qui figure dans la formule [12] par les

4.1.3 Flambement

expressions approchées ci-après :

$$\text{pour } \nu \leq 0,5 : \frac{1}{r} = (0,0035 + f_{yd}/E_s) h \quad [15]$$

$$\text{pour } \nu \geq 0,5 : \frac{1}{r} = (0,0035 + f_{yd}/E_s) / 2 \nu h, \text{ avec } \nu = \frac{N_{Sd}}{bh f_{cd}} \quad [16]$$

Dans ce cas il est recommandé, pour être toujours du côté de la sécurité, de multiplier les coefficients de sécurité γ_m appliqués au béton et à l'acier par le facteur de comportement :

$$\gamma_{n1} = 1 + 0,8 \nu (1 - \nu) \quad [17]$$

Cette procédure simplifiée, qui consiste à tenir compte des effets du second ordre par application d'un moment complémentaire, en opérant ensuite comme sur un poteau d'élançement nul, exige l'introduction d'un facteur de comportement γ_{n1} afin que les résultats soient toujours du côté de la sécurité, en particulier au voisinage du sommet du diagramme d'interaction. Dans certains cas, les résultats obtenus peuvent cependant n'être pas économiques.

A.3.3 Flexion biaxiale

Les conditions dans lesquelles des vérifications séparées dans les deux plans principaux sont possibles et une méthode approchée pour le cas où les vérifications séparées ne sont pas suffisantes sont données à l'article 14.5 de [1].

A.4 Prise en compte du fluage

Pour les poteaux isolés, l'évaluation des effets du fluage n'est généralement pas nécessaire, si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_o/h \geq 2,0 \quad [18]$$

$$F_{gk} \leq 0,2 F_{g+q,k} \quad [19]$$

$$\lambda \leq 50 \quad [20]$$

4.1.3 Flambement

L'évaluation exacte des effets du fluage étant difficile, on peut appliquer les méthodes approchées ci-après :

- a) évaluation de la flèche additionnelle du fluage e_c par la théorie du fluage linéaire en section non fissurée,
- b) modification de la loi contraintes-déformations du béton en amplifiant les déformations par des coefficients tenant compte du rapport entre les sollicitations provoquant le fluage et les sollicitations totales de calcul.

Dans la première méthode, on ajoute dans l'équation [7] la flèche additionnelle e_c due à la déformation de fluage déterminée au moyen de l'expression :

$$e_c = e_{1g} \left[\exp \left(\frac{\varphi(t_\infty, t_0) F_g}{F_E - F_g} \right) - 1 \right] \quad [21]$$

avec :

F_g charge axiale de longue durée produisant le fluage, majorée par le coefficient γ_n défini en 4.1.3.2-A 3,

e_{1g} excentricité du premier ordre de la charge F_g , excentricité additionnelle e_a incluse,

$$F_E = 10 E_{cm} I_c / l_0^2 \quad [22]$$

E_{cm} module de déformation longitudinale du béton selon 3.1.1.1-A 1.4

I_c moment d'inertie de la section totale A_c du béton seul (sans armatures) non fissuré.

Dans la deuxième méthode, on déduit la relation contraintes-déformations du béton pour une charge de longue durée de celle relative aux charges de courte durée en multipliant les valeurs de ϵ_c par un coefficient $[1 + \alpha \cdot \beta \cdot \varphi(t_\infty, t_0)]$

avec :

α rapport entre l'effort normal produisant le fluage et l'effort normal total,

β rapport entre le moment produisant le fluage et le moment total agissant dans la section critique, ces moments étant déterminés selon la théorie du premier ordre.

L'effort normal et le moment produisant le fluage doivent être calculés en majorant les sollicitations permanentes et quasi-permanentes par application du coefficient γ_n défini en 4.1.3.2-A 3.

4.1.3.3.4 Grandes membrures compriméesP.1 Critères de sécurité

On adopte en général la procédure de linéarisation en utilisant, s'ils sont applicables, les critères indiqués en 4.1.3.3.1 pour les cadres à noeuds déplaçables.

A.2 Excentricité additive

On adopte l'excentricité additive donnée en 4.1.3.3.3-A 2 (formule [6]) pour les poteaux, éventuellement réduite pour tenir compte des contrôles spéciaux effectués dans ce cas. la réduction ne peut toutefois excéder [33 %].

L'éventuelle réduction de l'excentricité additive doit être en rapport avec la sévérité des contrôles d'exécution.

A.3 Interaction sol-fondation-structure

L'interaction sol-fondation-structure doit être prise en compte avec beaucoup de soin.

4.2.1 ETATS-LIMITES DE FISSURATION

4.2.1.1 GENERALITES

P.1 Nature du phénomène

Dans les constructions en béton armé, la fissuration doit être considérée comme un phénomène normal et ne présente pas d'inconvénients si l'ouverture des fissures est limitée. La formation de fissures présentant des ouvertures compatibles avec les conditions d'utilisation confère en outre au béton armé une capacité d'adaptation très efficace par redistribution des sollicitations.

4.2.1.2 EXIGENCES

P.1 Exigences concernant la durabilité

La durabilité des ouvrages dépend non seulement de l'ouverture des fissures mais également de l'épaisseur et des propriétés du béton d'enrobage, de la nature et de la disposition des armatures ainsi que des conditions de fonctionnement de la structure. Ces différents aspects doivent donc être considérés conjointement (voir chapitre 5.1 et ci-dessous).

En ce qui concerne la fissuration, les aspects déterminants sont notamment les conditions d'ambiance, la sensibilité des armatures à la corrosion et les combinaisons d'actions à prendre en compte.

a) Conditions d'ambiance

Les conditions d'ambiance sont divisées en trois catégories ;

- ambiance non sévère
- ambiance modérément sévère
- ambiance sévère.

b) Sensibilité des armatures à la corrosion

Les armatures sont classées en deux catégories :

- peu sensibles à la corrosion
- très sensibles à la corrosion.

P.2 Groupes d'exigences

En fonction du but recherché, plusieurs groupes d'exigences peuvent être définis.

Pour le choix du groupe d'exigences selon les diverses combinaisons d'actions, les conditions d'ambiance constituent le guide principal. La nature de l'ouvrage, de même que les exigences d'aspect doivent également être considérées.

A.1 Exigences concernant la durabilité

a) Conditions d'ambiance

Peuvent être considérés comme :

- ambiance non sévère :
 - . les intérieurs des bâtiments à usage d'habitation ou de bureaux,
 - . les milieux où une valeur élevée de l'humidité relative n'est atteinte que pendant une faible durée annuelle (par exemple, humidité relative atteignant ou dépassant 60 % pendant moins de trois mois par an) ;
- ambiance modérément sévère :
 - . les intérieurs des bâtiments où l'humidité est élevée ou dans lesquels la présence temporaire de vapeurs corrosives est à craindre,
 - . l'eau courante,
 - . les intempéries en atmosphère rurale ou urbaine, sans fortes condensations de gaz agressifs,
 - . les sols ordinaires ;
- ambiance sévère :
 - . les liquides contenant de faibles quantités d'acides, les eaux salines ou les eaux avec une forte teneur en oxygène,
 - . les gaz corrosifs ou les sols particulièrement corrosifs,
 - . une atmosphère corrosive industrielle ou maritime.

b) Sensibilité des armatures à la corrosion

Peuvent être considérés comme très sensibles à la corrosion :

- les aciers de tous types (barres ou fils) et de toutes nuances, de diamètre au plus égal à 4 mm ;
- les aciers simplement trempés, quel qu'en soit le diamètre ;
- les aciers écrouis à froid, soumis à une traction permanente supérieure à 400 MPa (aciers de précontrainte en particulier).

Une faible sensibilité à la corrosion est attribuée à tous les autres types d'armatures.

A.2 Groupes d'exigences

a) Situation durable

Les états-limites à vérifier pour satisfaire les exigences de durabilité sont choisis conformément au tableau 4.3. Ce tableau constitue une base pour la rédaction des contrats. Ceux-ci doivent

4.2.1 Fissuration

préciser le groupe d'exigences à satisfaire, compte tenu de l'environnement, de la nature des armatures et de l'aspect.

groupes d'exigences	conditions d'ambiance	combinaisons d'actions	sensibilité des armatures à la corrosion			
			très sensible		peu sensible	
			état-limite	w_k	état-limite	w_k
a	non sévères	fréquentes	ouverture des fissures	w_2	ouverture des fissures	w_3
		quasi-permanentes	décompression ou ouverture des fissures *	w_1		
b	modérément sévères	fréquentes	ouverture des fissures	w_1	ouverture des fissures	w_2
		quasi-permanentes	décompression			
c	sévéres	rares	ouverture ou formation des fissures *	w_1		
		fréquentes	décompression		ouverture des fissures	w_2 ou w_1 *

*) L'alternative est à lever par le contrat.

Tableau 4.3 - Exigences concernant la durabilité

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles définies au chapitre 2.1-P.4.4.4 compte tenu des actions indirectes qui peuvent avoir une influence importante sur la fissuration.

w_k est une valeur conventionnelle calculée, qui ne donne aucune garantie que, dans les structures, les ouvertures de certaines fissures n'excéderont pas occasionnellement la limite spécifiée ; cette valeur correspond à l'ouverture des fissures à la surface du béton dans les zones d'enrobage $A_{c,ef}$ (voir figure (1)) ; hors de ces zones, des fissures plus ouvertes peuvent être admises s'il n'y a pas d'exigences d'aspect.

4.2.1 Fissuration

Pour un enrobage égal à l'enrobage minimal fixé à l'article 5.1.1-A1, les valeurs recommandées de w_k sont :

$w_1 = 0,1 \text{ mm}$
$w_2 = 0,2 \text{ mm}$
$w_3 = 0,4 \text{ mm}$

Pour un enrobage c supérieur à l'enrobage minimal, ces valeurs peuvent être augmentées dans le rapport $c/c_{\min} \leq 1,5$.

b) Situations temporaires

Au cours de situations temporaires et, en particulier, en cours d'exécution (voir chapitre 2.1-P.3.1) :

- l'état-limite de formation des fissures ne doit pas être dépassé sous les combinaisons rares d'actions, lorsqu'il ne doit pas être dépassé en situation permanente ;
- lorsque la fissuration est admise en situation permanente, hormis le cas où l'ouverture des fissures en situation temporaire serait beaucoup plus grande qu'en situation permanente, il n'y a généralement pas lieu de procéder à des vérifications d'états-limites de service.

4.2.1.3 CRITERES POUR LA VERIFICATION DES ETATS-LIMITES DE FISSURATION

P.1 Etats-limites à vérifier

Les états-limites de fissuration et les règles de détail additionnelles dépendent du groupe d'exigences choisi.

On distingue les états-limites suivants :

- état-limite de décompression
- état-limite d'apparition des fissures
- état-limite d'ouverture admissible des fissures.

P.2 Etat-limite de décompression

L'état-limite de décompression qui concerne principalement les structures précontraintes, est défini comme l'état dans lequel, sous la combinaison d'actions considérée, les contraintes de compression dues à la précontrainte ou à tout autre effort normal s'annulent sur une fibre spécifiée de la zone tendue.

P.3 Etat-limite d'apparition des fissures

L'état-limite d'apparition des fissures est défini comme l'état dans lequel, sous la combinaison d'actions considérée, la contrainte de traction d'une fibre spécifiée de la zone tendue est égale à la résistance à la traction du béton.

P.4 Etat-limite d'ouverture admissible des fissures

L'état-limite d'ouverture admissible des fissures est défini comme l'état dans lequel, sous la combinaison d'actions considérée, l'ouverture caractéristique des fissures, calculée à un niveau spécifié, est égale à une valeur spécifiée.

A.1 Etats-limites à vérifier

La vérification, par le calcul, des différents états-limites de fissuration concerne principalement les sollicitations normales et des fissures éventuelles sensiblement perpendiculaires aux armatures longitudinales.

La vérification des états-limites de fissuration doit être considérée uniquement comme une gradation conventionnelle des moyens de contrôler la fissuration.

Des éléments constitutifs différents d'une même structure, ou des parties différentes d'un même élément (par exemple, membrure tendue et âme) peuvent être vérifiés pour des états-limites différents.

A.2 Etat-limite de décompression

Pour la vérification de l'état-limite de décompression, les contraintes sont calculées à partir des caractères mécaniques de la section homogène non fissurée (état I).

Dans le cas le plus courant, la vérification est faite à la fibre extrême de la section. Ce calcul doit alors montrer que, sous la combinaison d'actions considérée, aucune traction n'apparaît dans la section.

Il doit être tenu compte, le cas échéant, de toutes les pertes de précontrainte et de l'influence de la gêne apportée par les armatures adhérentes à la fermeture des fissures, lorsque la fissuration est admise sous un niveau de chargement plus élevé que celui pour lequel l'état-limite de décompression a été vérifié.

A.3 Etat-limite d'apparition des fissures

Pour la vérification de l'état-limite d'apparition des fissures, les contraintes sont calculées à partir des caractères mécaniques de la section homogène non fissurée (état I).

4.2.1 Fissuration

Cet état-limite n'est à considérer que dans les cas exceptionnels où une seule occurrence de la combinaison selon l'équation [13] du chapitre 2.1-P.4.4.4 est déterminante. Dans le cas le plus courant, la vérification est faite à la fibre extrême tendue de la section.

Ce calcul doit alors montrer que, sous la combinaison d'actions considérée, la contrainte de traction de cette fibre est au plus égale à :

- $f_{ctk 0,05}$ si le calcul d'ensemble est fait avec la valeur moyenne de la précontrainte,
- ou f_{ctm} si le calcul d'ensemble est fait avec la valeur caractéristique (minimale ou maximale) de la précontrainte.

A.4 Etat-limite d'ouverture admissible des fissures

La limitation de l'ouverture des fissures peut être obtenue :

- soit par un pourcentage suffisant d'armatures dont le diamètre et les espacements doivent satisfaire aux conditions de l'article 4.2.1.3-A.4.1,
- soit par un degré convenable de précontrainte associée à des armatures de béton armé en pourcentage réduit, mais satisfaisant aux conditions de pourcentage minimal de l'article 4.1.2.4-A.1.

A.4.1 Cas de dispense de la vérification

Dans le cas d'armatures à haute adhérence, une vérification de l'état-limite d'ouverture des fissures n'est généralement pas indispensable dans l'un ou l'autre des deux cas suivants :

- a) le diamètre des armatures est au plus égal aux valeurs maximales du tableau 4.4 données pour $\rho_r \geq 0,005$ (voir équation [4] en 4.1.2.4-A.1) ;
- b) le diamètre des armatures est au plus égal à 32 mm , les distances horizontales entre barres n'excédant pas :
 - les valeurs du tableau 4.5 dans le cas d'un lit unique,
 - 1,50 fois ces mêmes valeurs dans le cas de deux lits,
 - 1,75 fois ces mêmes valeurs dans le cas de trois lits ou plus.

4.2.1 Fissuration

Limite admise : $w_3 = 0,4$ mm		Limite admise : $w_2 = 0,2$ mm	
σ_s [MPa]	\emptyset [mm]	σ_s [MPa]	\emptyset [mm]
200	≤ 50	100	≤ 50
240	≤ 25	120	≤ 25
280	≤ 20	200	≤ 12

σ_s = contrainte des armatures dans une section fissurée sous la combinaison d'actions considérée (tableau 4.3).

Tableau 4.4 - Diamètre maximal des barres dispensant de la vérification de l'état-limite d'ouverture des fissures (le cas échéant, interpoler linéairement)

Limite de w admise		σ_s [MPa]					
		120	160	200	240	280	350
w_1 = 0,1 mm	traction	60	-	-	-	-	-
	flexion	75	40	-	-	-	-
w_2 = 0,2 mm	traction		100	75	50	-	-
	flexion		125	100	60	-	-
w_3 = 0,4 mm	traction	pas de			175	125	75
	flexion	limite			200	150	100

Tableau 4.5 - Distances horizontales maximales entre barres ($\emptyset \geq 32$ mm) d'un lit unique, dispensant de la vérification de l'état-limite d'ouverture des fissures (le cas échéant, interpoler linéairement).

A.4.2 Calcul de l'ouverture caractéristique des fissures

L'ouverture caractéristique des fissures est prise égale à :

$$w_k = 1,7 w_m$$

[1]

4.2.1 Fissuration

où w_m représente l'ouverture moyenne des fissures calculée pour l'allongement moyen ϵ_{sm} qui se produit sur la distance moyenne s_{rm} entre fissures :

$$w_m = s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad [2]$$

s_{rm} et ϵ_{sm} peuvent être calculés par des méthodes appropriées, tenant compte de la contribution du béton tendu (voir [1], chapitre 15 et [13]).

Pour les éléments linéaires, la vérification peut être faite de manière simplifiée, en adoptant forfaitairement pour la contrainte de l'acier sous la combinaison d'actions fréquentes :

$$\sigma_s = 0,7 f_{yk} \quad [3]$$

4.2.1.4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

P.1 Armature minimale pour le contrôle de la fissuration

Dans tous les cas, même pour les éléments vérifiés à l'état-limite de décompression ou soumis à une faible compression, un minimum d'armatures adhérentes est nécessaire aussi bien pour couvrir les incertitudes sur les forces que pour les déformations imposées.

Cette armature doit être dimensionnée de manière que :

- a) lors de la fissuration, la marge de sécurité vis-à-vis de l'état-limite ultime soit respectée ;
- b) l'ouverture de fissures dues à des déformations imposées reste limitée.

A.1 Armature minimale pour le contrôle de la fissuration

L'armature minimale est particulièrement nécessaire dans les zones des structures où la température, le retrait ou d'autres actions peuvent engendrer des contraintes de traction élevées par suite d'entraves aux déformations imposées ; elle doit être aussi respectée aux joints de construction tendus.

- a) Pour respecter la marge de sécurité vis-à-vis de l'état-limite ultime, la contrainte de l'acier lors de la fissuration doit normalement demeurer inférieure à f_{yk} , c'est-à-dire que la section A_s d'armature minimale des éléments linéaires à âme mince ou des éléments plans doit vérifier :

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad [4]$$

avec :

- $A_{c,ef}$ aire de la section droite de la zone de béton (zone d'enrobage) où les barres d'armatures peuvent effectivement influencer l'ouverture des fissures : $A_{c,ef} = b_{ef} h_{ef}$ (voir figure(1)); dans le cas des dalles, h_{ef} est borné supérieurement à $(h - x_T)/2$;
- A_s aire de l'armature contenue dans la section d'enrobage $A_{c,ef}$; l'acier de précontrainte ne peut être pris en compte dans l'évaluation de A_s que si l'adhérence est directe ;
- f_{ctm} résistance à la traction du béton selon tableau 3.4 du chapitre 3.1 ; si les exigences sont strictes et si la classe est spécifiée, f_{ctm} doit être rapporté à une résistance correspondant à la qualité supérieure supposée du béton.

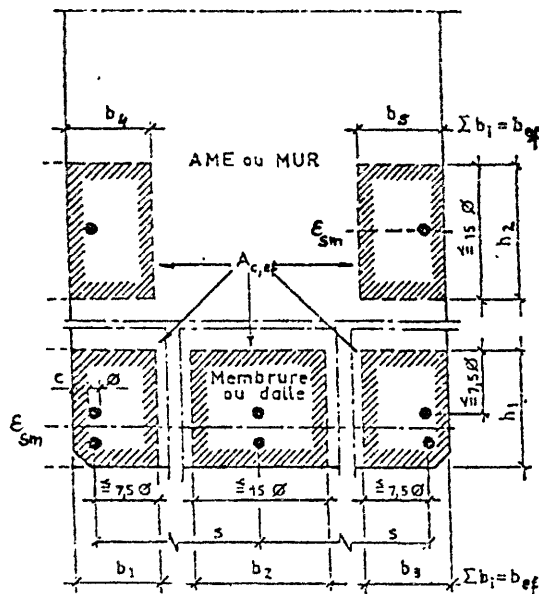


Figure (1)-Définition de la section d'enrobage $A_{c,ef}$

- b) Pour satisfaire la condition que l'ouverture des fissures demeure inférieure à une limite spécifiée, le diamètre des barres et leur espacement peuvent être déterminés pour la valeur de ρ_r choisie, en adoptant pour w_k la valeur $1,3 w_m$ (voir 4.2.1.3-A.4.2) ce qui est justifié par le fait que les forces résultant des actions indirectes et provoquant la fissuration diminuent lorsque celle-ci se produit. Des aides de calcul sont données en [13].

Dans les éléments plans, lorsque le contrôle de la fissuration n'est exigé que sur une seule face, l'autre peut être négligée pour la détermination de l'armature minimale.

4.2.1.5 CAS PARTICULIERS

P.1 Câbles non adhérents en phase de construction ou en permanence

- a) Pour les constructions à câbles non adhérents en phase de construction, une armature minimale adhérente est toujours à prévoir pour respecter les conditions de non-fragilité. En principe, l'état-limite de décompression doit toujours être respecté. Les états-limites d'apparition ou d'ouverture des fissures ne peuvent être adoptés que sous réserve qu'une armature adhérente complémentaire permette de satisfaire les exigences concernant les états-limites ultimes et les états-limites de service.
- b) Les constructions à câbles non adhérents en permanence sont traitées à l'annexe 6 *.

P.2 Fissuration oblique

La fissuration oblique est combattue par des dispositions appropriées de l'armature d'effort tranchant.

P.3 Fissuration parallèle aux armatures longitudinales

Cette fissuration, qui est particulièrement dangereuse, doit être évitée par des dispositions constructives appropriées et par une limitation des contraintes d'adhérence ou des poussées localisées.

A.2 Fissuration oblique

Cas de dispense de vérification des fissures d'effort tranchant :

Une vérification de l'ouverture des fissures d'effort tranchant n'est pas nécessaire dans les dalles et dans les âmes des poutres si l'espacement des étriers verticaux n'excède pas les valeurs du tableau 4.6.

* sera rédigée ultérieurement.

4.2.1 Fissuration

w_k [mm]	0,4				0,2			
f_{yk} [MPa]	220	400	360	500	220	400	360	500
qualités d'adhérence	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
$V_S \leq V_{cd}$	300		250		200		150	
$V_S > V_{cd}$ $V_S \leq 3V_{cd}$	250		200		150		100	
$V_S > 3V_{cd}$	200		130		100		75	

(1) barres lisses - (2) barres à haute adhérence.

V_S effort tranchant agissant sous la combinaison considérée (voir tableau 4.3)

V_{cd} valeur de réduction selon équation [15] de l'article 4.1.2-A.3.4).

Tableau 4.6 - Espacements maximaux des étriers verticaux [mm] dispensant de la vérification des ouvertures des fissures d'effort tranchant.

Pour des étriers inclinés ($\alpha = 45^\circ - 60^\circ$), les espacements maximaux, mesurés dans la direction perpendiculaire aux étriers peuvent être pris égaux à 1,5 fois ceux du tableau 4.6 sans pouvoir dépasser 300 mm.

4.2.2. ETATS-LIMITES DE DEFORMATION

P.1 Exigences vis-à-vis des déformations

P.1.1 Généralités

Lorsqu'il n'est pas possible de contrôler les déformations par des dispositions constructives appropriées, il est nécessaire de vérifier les déformations en service :

- pour assurer le niveau requis de comportement en service,
- pour éviter des dommages.

Lorsqu'une vérification est requise, les déformations calculées doivent être au plus égales à la valeur limite appropriée, des contre-flèches devant être prévues si nécessaire.

P.1.2 Cas de dispense de la vérification des flèches

Une vérification des flèches des dalles ou des poutres n'est pas nécessaire si leurs portées ou leurs élancements n'excèdent pas certaines valeurs critiques qui sont fonction des conditions de chargement ou s'il n'y a aucun risque de dommages pour des revêtements du fait des flèches ou des rotations.

P.2 Déformations dues à la flexion

Lorsque les portées et les élancements des dalles ou des poutres excèdent les valeurs limites convenables et lorsque des dispositions constructives appropriées n'ont pu être prises pour satisfaire aux exigences fonctionnelles, il est nécessaire soit de limiter les flèches ou les rotations, soit encore de prévoir leur compensation totale ou partielle au moyen de contre-flèches adéquates données au coffrage lors de la construction.

P.3 Autres déformations

Il doit éventuellement être tenu compte d'autres déformations, telles que les rotations par torsion, surtout en présence de torsion d'équilibre, les raccourcissements différentiels des poteaux dans les bâtiments de grande hauteur et l'allongement des tirants.

A.1 Exigences vis-à-vis des déformations

A.1.1 Généralités

Les combinaisons d'actions à considérer pour les calculs de vérification sont définies à l'article 2.1-P.4.4.4.

4.2.2 Déformations

La part instantanée de la déformation doit être calculée pour les combinaisons rares. Les déformations de longue durée sont calculées pour les combinaisons quasi-permanentes.

Lorsqu'il s'agit de vérifier les déformations, un fractile approprié des déviations possibles doit être pris en compte. Les déformations doivent être calculées en adoptant pour le béton les valeurs défavorables des données correspondantes.

Lorsqu'il s'agit de calculer des contre-flèches, seules les combinaisons quasi-permanentes sont à considérer, en utilisant, pour toutes les données relatives aux matériaux, des valeurs moyennes.

A.1.2 Cas de dispense de la vérification des flèches

Parmi les moyens appropriés de contrôler les flèches pour permettre d'être dispensé du calcul de celles-ci, en particulier sous charges de longue durée, on peut citer :

- de faibles valeurs du rapport l/h ;
- les systèmes statiques apportant des entraves aux rotations sur appuis, par exemple, par continuité ;
- les bétons de classes élevées, avec de faibles rapports eau/ciment et un faible dosage en ciment, une bonne cure et un durcissement suffisant avant l'application des charges, en évitant des chargements excessifs pendant la phase de construction ;
- la réduction des parties en état fissuré par une précontrainte même faible ;
- des armatures longitudinales dans la zone comprimée, si les contraintes de compression de longue durée sont élevées ;
- la réduction des contraintes par un surdimensionnement de l'armature longitudinale de traction.

La vérification des flèches peut être omise dans les cas suivants :

- dalles ou poutres de portée au plus égale $\boxed{5}$ m,
- dalles portant dans une ou deux directions, d'élançement $\alpha l/h$ au plus égal à $\boxed{30}$,
- poutres d'élançement $\alpha l/h$ au plus égal à $\boxed{25}$.

Les valeurs de α peuvent être tirées du tableau 4.7 ci-après.

Lorsque la fissuration est susceptible de réduire la rigidité aux encastresments, les valeurs de α données dans le tableau 4.7 doivent être majorées en conséquence.

Pour les planchers supportant des cloisons dont la tenue est affectée par les flèches, celles-ci doivent être vérifiées, à moins que l'élançement $\alpha l/h$ ne soit limité à $\boxed{150/\alpha l}$ (l en mètres).

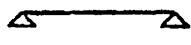
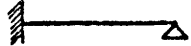
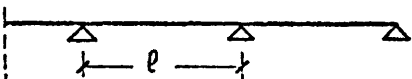
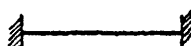
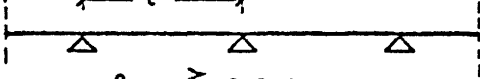
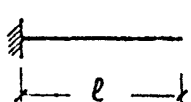
système statique		α
	travée de rive	1,0
		0,8
		0,6
	$l_{\min} \geq 0,8 l_{\max}$	2,4

Tableau 4.7 - Valeurs de α (rapport des portées fictive et réelle)

A.2 Déformations dues à la flexion (flèches)

A.2.1 Bases du calcul des flèches

Le calcul des flèches doit être basé sur les hypothèses suivantes :

- L'état I - non fissuré - est conventionnellement pris comme base pour toutes les parties de la structure dans lesquelles, sous la combinaison d'actions considérée, les contraintes normales de traction n'excèdent pas :
 - $f_{ctk} 0,05$ s'il s'agit d'éviter des dommages, et
 - f_{ctm} s'il s'agit de calculer des contre-flèches.
- L'état II - fissuré - est pris comme base pour les autres parties de la structure en considérant, le cas échéant, la contribution du béton tendu et l'influence de l'effort tranchant.
- Le comportement dans le temps du béton doit être pris en compte. Pour les contre-flèches, des valeurs moyennes probables des conditions d'ambiance doivent être considérées.
- L'influence des armatures de compression doit être prise en compte dans le calcul des contre-flèches. Elle peut l'être s'il s'agit d'éviter des dommages.
- Le cas échéant, la fissuration éventuelle due aux chargements antérieurs doit être prise en compte pour le calcul des déformations différées.

4.2.2 Déformations

- f) Pour des structures particulières, il est préférable d'évaluer E_c sur la base de résultats d'essais, de manière à tenir compte directement de l'influence du type de granulats (même pour des bétons de granulats normaux) et du degré de durcissement à l'âge de la mise en charge.
- g) La variation possible des valeurs moyennes calculées doit être prise en compte. Cette variation peut être estimée au moyen du diagramme de la figure (2) qui donne les déviations supérieure et inférieure vis-à-vis des valeurs moyennes :

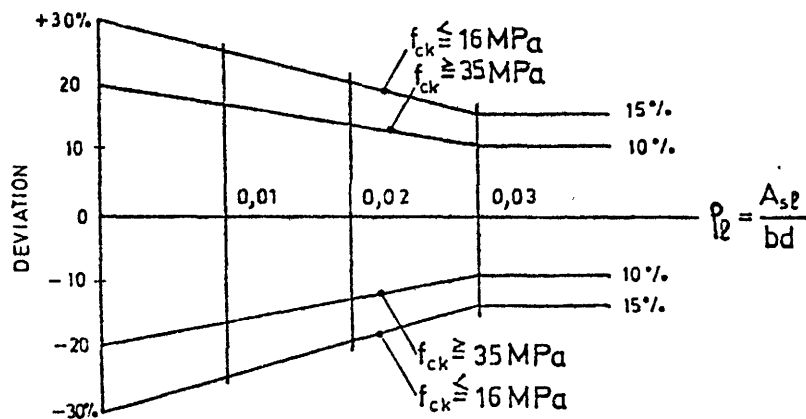


Figure (2) - Déviations possibles des flèches

A.2.2 Principe du calcul des flèches

Les flèches dues au moment fléchissant sont obtenues par double intégration de la courbure $1/r$ le long de l'élément.

La courbure totale au temps t est la somme de la courbure sous chargement de courte durée et des courbures dues au fluage et au retrait :

$$(1/r)_t = (1/r)_e + (1/r)_{cc} + (1/r)_{cs} \quad [5]$$

avec :

$(1/r)_e$ courbure sous chargement de courte durée

$(1/r)_{cc}$ courbure due au fluage

$(1/r)_{cs}$ courbure due au retrait.

Pour de plus amples informations concernant le calcul des flèches voir [12].

A.2.3 Indication complémentaire pour le calcul des flèches

La contribution du béton entre les fissures, qui conduit à une réduction de la contrainte de traction moyenne des armatures, doit être prise en compte.

A.3 Autres déformations

A.3.1 Déformations dues à l'effort tranchant

Avant fissuration oblique, les flèches dues à l'effort tranchant peuvent être négligées. Après fissuration oblique, le rapport entre les flèches dues à l'effort tranchant et celles dues au moment fléchissant sous charge totale prend couramment, dans le cas de poutres en T avec $\frac{b}{b_w} > 5$ et $l/h < 10$ et de combinaisons d'actions rares, des valeurs comprises entre $0,3$ et 2 .

Dans les poutres telles que $l/h < 10$, lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance à la traction du béton, les déformations d'effort tranchant doivent être calculées sur la base d'un treillis idéalisé constitué par les bielles de béton découpées par les fissures obliques et les armatures d'effort tranchant.

A.3.2 Déformations dues à la torsion

Lorsque l'équilibre de la structure dépend de la rigidité de torsion, on peut admettre que la vérification des rotations est nécessaire lorsque la contrainte principale de traction σ_I est telle que :

$$\sigma_I > 0,7 f_{ctk} 0,05 \quad [6]$$

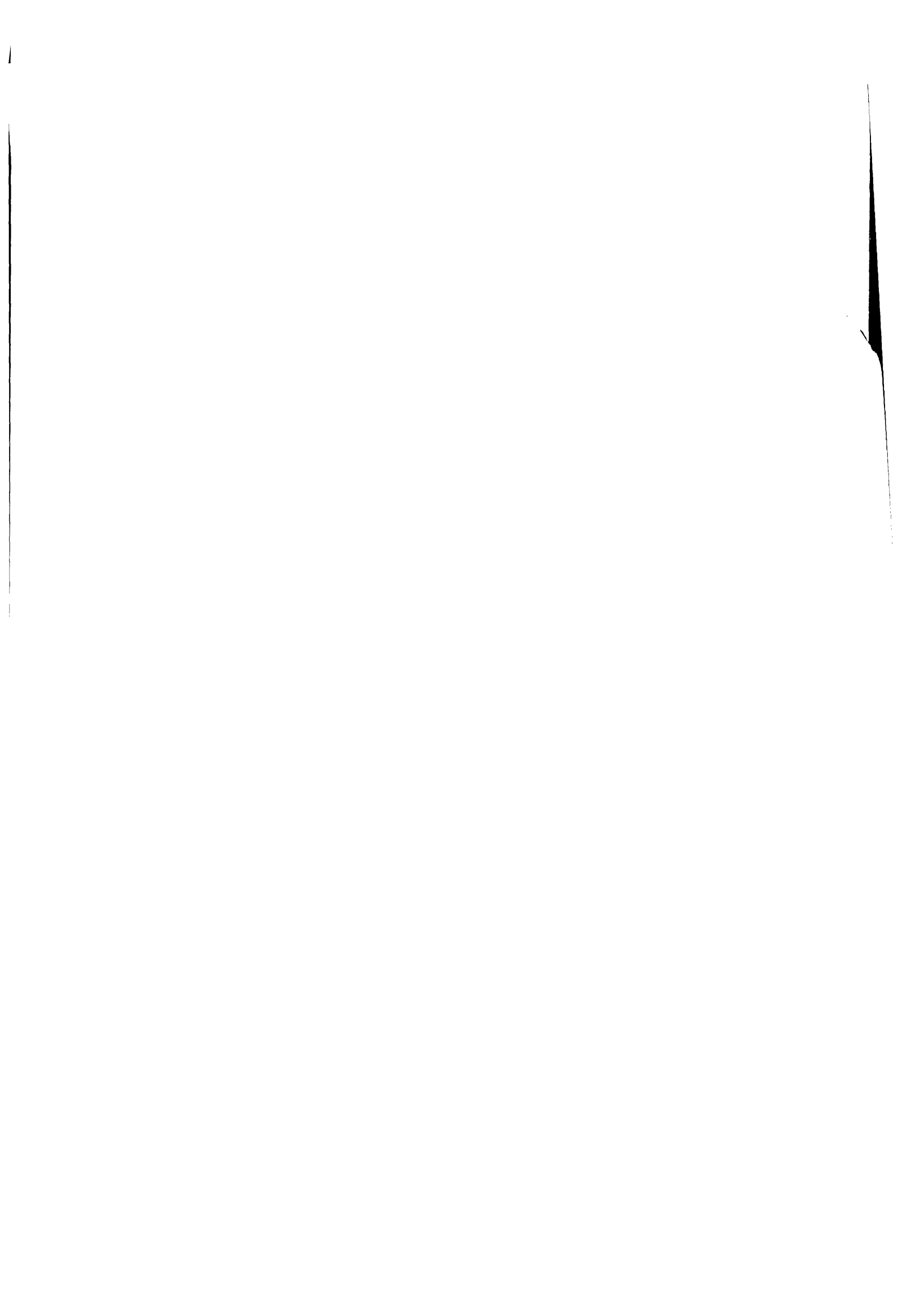
En ce cas, la rigidité à la torsion des éléments linéaires à sections creuses ou pleines et soumis à la torsion pure ou combinée, doit être évaluée par des méthodes appropriées (par exemple, au moyen des formules données au chapitre 8.7 de [1]).

A.3.3 Raccourcissements dus aux efforts normaux

Les raccourcissements des poteaux doivent être compatibles avec la rigidité des planchers qu'ils supportent.

A.3.4 Allongements dus aux efforts normaux

Les allongements d'un élément en béton armé le long de l'armature, sous l'effet des contraintes de traction dues à des efforts normaux, sont déterminés en tenant compte de la contribution du béton tendu.



A.2.3 Indication complémentaire pour le calcul des flèches

La contribution du béton entre les fissures, qui conduit à une réduction de la contrainte de traction moyenne des armatures, doit être prise en compte.

A.3 Autres déformations

A.3.1 Déformations dues à l'effort tranchant

Avant fissuration oblique, les flèches dues à l'effort tranchant peuvent être négligées. Après fissuration oblique, le rapport entre les flèches dues à l'effort tranchant et celles dues au moment fléchissant sous charge totale prend couramment, dans le cas de poutres en T avec $\frac{b}{b_w} > 5$ et $l/h < 10$ et de combinaisons d'actions rares, des valeurs comprises entre $0,3$ et 2 .

Dans les poutres telles que $l/h < 10$, lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance à la traction du béton, les déformations d'effort tranchant doivent être calculées sur la base d'un treillis idéalisé constitué par les bielles de béton découpées par les fissures obliques et les armatures d'effort tranchant.

A.3.2 Déformations dues à la torsion

Lorsque l'équilibre de la structure dépend de la rigidité de torsion, on peut admettre que la vérification des rotations est nécessaire lorsque la contrainte principale de traction σ_I est telle que :

$$\sigma_I > 0,7 f_{ctk} 0,05 \quad [6]$$

En ce cas, la rigidité à la torsion des éléments linéaires à sections creuses ou pleines et soumis à la torsion pure ou combinée, doit être évaluée par des méthodes appropriées (par exemple, au moyen des formules données au chapitre 8.7 de [1]).

A.3.3 Raccourcissements dus aux efforts normaux

Les raccourcissements des poteaux doivent être compatibles avec la rigidité des planchers qu'ils supportent.

A.3.4 Allongements dus aux efforts normaux

Les allongements d'un élément en béton armé le long de l'armature, sous l'effet des contraintes de traction dues à des efforts normaux, sont déterminés en tenant compte de la contribution du béton tendu.

5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

5 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES5.1 DETAILS CONSTRUCTIFS

5.1.1 EXIGENCES GENERALES CONCERNANT LES ARMATURES

P.1 Epaisseur du béton d'enrobage

Un enrobage minimal doit être prévu pour assurer la collaboration par adhérence entre l'acier et le béton, empêcher l'éclatement du béton et protéger l'armature contre la corrosion. La conservation dans le temps de ces propriétés est essentielle pour la durabilité des ouvrages.

Des exigences vis-à-vis d'une résistance au feu peuvent imposer un enrobage supérieur à l'enrobage minimal.

P.2 Utilisation simultanée d'aciers de natures différentes

L'utilisation simultanée d'aciers de natures différentes n'est autorisée qu'à la condition qu'il en soit tenu compte lors du dimensionnement et qu'aucune confusion ne soit possible lors de la mise en oeuvre.

A.1 Epaisseur du béton d'enrobage

Pour les éléments en béton de granulats normaux, la distance entre la génératrice extérieure de toute armature - y compris ligatures et armatures de peau - et le parement de béton le plus proche (enrobage) ne doit pas être inférieure aux valeurs nominales déterminées selon le tableau 5.1, avec une tolérance de 5 mm en moins, sans spécification de tolérance en plus.

Cette distance effective est appelée enrobage minimal.

Pour les bétons de granulats légers, des règles complémentaires sont données à l'annexe 4*.

* sera rédigée ultérieurement.

Valeurs de base			Corrections pour			
Conditions d'ambiance			armatures très sensibles à la corrosion	dalles ou voiles	Béton	
non sévère	modérément sévère	sévère			C12, C16, C20	C40, C45, C50
15	25	35	+ 10	- 5	+ 5	- 5

Tableau 5.1 - Enrobages nominaux en mm

Les définitions des conditions d'ambiance et de la sensibilité à la corrosion sont données à l'article 4.2.1.2-A.1.

Les corrections indiquées dans le tableau 5.1 peuvent être cumulées, mais en aucun cas l'épaisseur d'enrobage résultante ne peut être inférieure :

- ni à 15 mm,
- ni au diamètre de la barre ou du conduit réservé pour les armatures de précontrainte (post-tension) sans qu'il soit toutefois nécessaire d'excéder 40 mm,
- ni à la dimension du granulats le plus gros, augmentée de 5 mm, si cette dimension excède 32 mm.

Pour certains types de structures exposées à des conditions d'ambiance particulièrement sévères ou pour les structures comportant des groupements de barres, une épaisseur d'enrobage supérieure à 40 mm peut être requise.

Dans ces cas, une armature de peau est nécessaire (voir article 5.2-A.2.3).

En ce qui concerne les exigences pour la résistance au feu, des règles complémentaires peuvent être trouvées dans 13 et 14.

5.1 Détails constructifs

5.1.2 ARMATURES POUR BETON ARME

5.1.2.1 Dispositions généralesP.1 Distances libres entre barres

Les distances mutuelles entre barres ou groupements de barres doivent permettre d'assurer une mise en place et un compactage corrects du béton, et une bonne adhérence.

P.2 Courbures admissibles

Le diamètre minimal du mandrin sur lequel la barre est courbée doit être choisi en vue d'éviter l'écrasement ou le fendage du béton sous l'effet de la pression qui s'exerce à l'intérieur de la courbure.

A.1 Distances libres entre barres

La distance libre horizontale ou verticale entre barres parallèles isolées ou lits horizontaux de barres parallèles doit être au moins égale au diamètre de la plus grosse barre sans pouvoir être inférieure à 20 mm.

La dimension des granulats utilisés peut, particulièrement dans le cas d'un grand nombre d'armatures, imposer une distance plus élevée que celle ci-dessus.

Les barres des différents lits horizontaux doivent être disposées en files verticales réservant entre elles un espace suffisant pour permettre, le cas échéant, le passage d'une aiguille vibrante.

A.2 Courbures admissibles

En général, on adopte un diamètre de mandrin au moins égal au diamètre requis pour satisfaire à l'essai de pliage-dépliage de l'armature.

Pour les crochets d'ancrage aux extrémités des barres longitudinales, le diamètre minimal du mandrin ne peut, en aucun cas, être inférieur à 5 \emptyset , où \emptyset est le diamètre de la barre.

Pour les bétons de granulats légers, des règles complémentaires sont données à l'annexe 4*.

* sera rédigée ultérieurement

5.1 Détails constructifs

5.1.2.2 Adhérence

P.1 Contrainte ultime d'adhérence

La valeur limite de la contrainte d'adhérence doit être fixée en fonction du type d'armatures, de la résistance du béton et de la position de la barre lors du bétonnage.

P.2 Longueur d'ancrage de référence

La longueur d'ancrage de référence qui, par définition, est la longueur nécessaire pour assurer, sous une contrainte d'adhérence égale à la valeur ultime, l'ancrage droit d'une barre soumise à une contrainte de traction (ou de compression) égale à sa résistance de calcul, doit tenir compte de la nature et des caractères géométriques de forme des barres d'armature.

P.3 Vérification des contraintes locales d'adhérence (entraînement)

Dans le cas où les armatures sont soumises à de grandes variations de leur traction sur de courtes longueurs, il est nécessaire de vérifier que ces variations ne risquent pas d'entraîner une rupture locale d'adhérence ou un éclatement du béton.

A.1 Contrainte ultime d'adhérence

Pour les bétons de granulats normaux, les conditions d'adhérence sont considérées comme bonnes pour les barres :

- soit situées dans des éléments dont l'épaisseur dans le sens du bétonnage n'excède pas $\boxed{250}$ mm,
- soit situées dans des éléments d'épaisseur supérieure à $\boxed{250}$ mm mais qui, lors du bétonnage, se trouvent dans la moitié inférieure de l'élément ou à plus de $\boxed{300}$ mm de sa face supérieure,
- soit, dont l'inclinaison sur l'horizontale, lors du bétonnage, est comprise entre $\boxed{45^\circ}$ et $\boxed{90^\circ}$.

Dans les conditions de bonne adhérence, les valeurs limites de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} sont données par le tableau 5.2 ci-après ; dans les autres cas, les valeurs du tableau 5.2 doivent être multipliées par le coefficient $\boxed{0,7}$.

Pour les bétons de granulats légers, des règles complémentaires peuvent être trouvées à l'annexe 4*.

* sera rédigée ultérieurement

5.1 Détails constructifs

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
barres lisses	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
barres à haute adhérence avec $\varnothing \leq 32$ mm	1,6	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	3,9	4,2	4,5

Tableau 5.2 - Valeurs de base de f_{bd} [MPa]

Pour les barres de diamètres $\varnothing > 32$ mm les valeurs du tableau 5.2 sont à multiplier par le coefficient :

$$\eta = \frac{132 - \varnothing}{100} \quad [1]$$

où \varnothing est exprimé en mm.

A.2 Longueur d'ancrage de référence

La longueur de référence nécessaire pour l'ancrage droit d'une barre de diamètre \varnothing est :

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad [2]$$

f_{bd} ayant les valeurs données dans le tableau 5.2.

En cas d'actions dynamiques, la formule [2] n'est pas applicable.

A.3 Vérification des contraintes locales d'adhérence (entraînement)

Pour cette vérification, des méthodes appropriées doivent être utilisées (voir [1] art. 17.3.2).

5.1.2.3 Barres de diamètre au plus égal à 32 mm ou filsP.1 Ancrages

Les barres ou fils constituant une armature doivent être ancrés de manière que la transmission au béton des forces auxquelles elles sont soumises soit assurée et qu'une fissuration longitudinale ainsi qu'un éclatement du béton soient évités. Le cas échéant, il peut être nécessaire de prévoir une armature transversale.

5.1 Détails constructifs

Si des ancrages par dispositif mécanique sont prévus, ils doivent donner lieu à une justification expérimentale préalable, spécialement en ce qui concerne la transmission au béton de la force concentrée à l'ancrage.

P.2 Jonctions

Les jonctions doivent être disposées en sorte que la transmission des efforts d'une barre à l'autre soit assurée et qu'un éclatement du béton dans la zone de jonction soit exclu. Le cas échéant, un décalage des jonctions doit être prévu.

L'équilibre des forces transversales d'une jonction par recouvrement doit, éventuellement, être vérifié.

A.1 Ancragesa) Modes d'ancrage

Les modes d'ancrage usuels sont :

- les ancrages droits ;
- les ancrages courbes : crochets (de 135° à 180°), coudes (de 90° à 135°), boucles ;
- les ancrages par dispositif mécanique.

Les coudes ou crochets sont déconseillés en compression sauf pour des barres lisses pouvant être soumises accidentellement à des forces de traction dans des zones d'ancrage. Les crochets, coudes ou boucles ne doivent pas être placés à proximité d'un parement. Une concentration de tels types d'ancrages est à éviter.

Dans le cas d'un ancrage par boucle, le diamètre d du mandrin de façonnage de la boucle doit être tel que le fendage du béton dans le plan de celle-ci ne soit pas à redouter (voir [1] art. 17.4.1.3).

Tout ancrage mécanique doit donner lieu à une justification préalable, soit par un certificat d'agrément soit par une justification expérimentale.

Pour la transmission au béton de la force concentrée à l'ancrage voir 5.2-A.4.1 et A.4.2.

b) Ferraillage transversal

Un ferraillage transversal doit être prévu :

- pour les ancrages en traction, s'il n'existe pas de compression transversale due, par exemple, à une réaction d'appui ;
- pour les ancrages en compression dans tous les cas.

5.1 Détails constructifs

Les aciers transversaux déjà existants (par exemple, armature d'effort tranchant) sont habituellement suffisants pour remplir le rôle de ferrailage transversal.

Une attention particulière doit être portée aux barres disposées à proximité d'un angle rentrant ou munies d'ancrages courbes, quelle que soit la forme de ces derniers.

Dans le cas de barres comprimées, l'armature transversale doit entourer les barres, être concentrée à l'extrémité de l'ancrage et déborder au-delà sur une distance d'au moins 4ϕ où ϕ désigne le diamètre des barres ancrées.

c) Longueur d'ancrage requise

La longueur d'ancrage requise $l_{b,net}$ dépend du type d'ancrage et de la contrainte de l'armature et peut être calculée comme suit :

$$l_{b,net} = \alpha l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \leq l_{b,min} \quad [3]$$

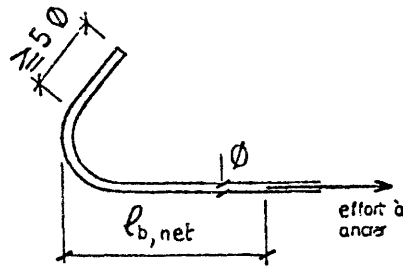


Figure (1) - Longueur d'ancrage requise

avec (voir figure (1)) :

$A_{s,cal}$ section d'armature strictement requise par le calcul,

$A_{s,ef}$ section d'armature effectivement prévue

α coefficient qui dépend du type d'ancrage et de la nature de la sollicitation de l'armature.

En général :

$\alpha = 1,0$	pour les ancres droits en traction ou compression,
$\alpha = 0,7$	pour les ancres courbes en traction,
$\alpha = 1,0$	pour les ancres courbes en compression.

5.1 Détails constructifs

$l_{b,min}$ désigne la longueur d'ancrage minimale :

- pour les barres tendues :

$$l_{b,min} = 0,3 l_b \leq 10 \varnothing \leq 100 \text{ mm} \quad [4]$$

- pour les barres comprimées :

$$l_{b,min} = 0,6 l_b \leq 10 \varnothing \leq 100 \text{ mm} \quad [5]$$

Dans certains pays, des valeurs supérieures à celles des équations [4] et [5] sont utilisées (par exemple, $12 \varnothing$).

La longueur d'ancrage requise correspond aux pourcentages usuels de ferrailage transversal. Sous réserve d'une justification expérimentale probante, il peut être admis de la réduire, à condition d'accroître en contrepartie le ferrailage transversal.

A.2 Jonctions

a) Généralités

Les jonctions par recouvrement doivent être autant que possible décalées, en évitant de les placer dans des zones de contraintes élevées.

Dans une même section, les jonctions doivent être disposées si possible symétriquement et parallèlement aux parois de l'élément.

b) Modes usuels de jonction

La transmission des efforts d'une barre à une autre peut être assurée :

- par recouvrement des barres, avec ou sans crochets ou coudes,
- par soudage,
- par moyens mécaniques (manchons filetés, sertis, injectés, etc.),
- par contact bout à bout, mais uniquement pour des barres soumises en permanence à une compression et de diamètre suffisant. Ce simple contact bout à bout en compression n'est possible que pour les barres $\varnothing > 25$ mm et requiert une coupe précise, un manchon de raccordement et un moyen de contrôle visuel de la position de la jonction dans le manchon.

c) Pourcentage admissible de barres en recouvrement dans une même section

Le pourcentage de barres comprimées en recouvrement dans une même section peut atteindre 100% de la section totale d'acier.

5.1 Détails constructifs

Pour une armature tendue, le pourcentage maximal de barres en recouvrement dans une même section est limité aux valeurs données dans le tableau 5.3 :

Qualités d'adhérence		Sollicitations dominantes	
		statiques	répétées
barres à haute adhérence	barres disposées en un seul lit	100 %	100 %
	barres disposées en plusieurs lits	50 %	50 %
barres lisses	$\varnothing < 16 \text{ mm}$	50 %	25 %
	$\varnothing \geq 16 \text{ mm}$	25 %	25 %

Tableau 5.3 - Pourcentage admissible de barres en recouvrement dans une même section.

Pour les armatures transversales de répartition, toutes les jonctions peuvent se faire par recouvrement (100%).

d) Longueur de recouvrement des barres tendues

La longueur de recouvrement l_o doit satisfaire aux conditions

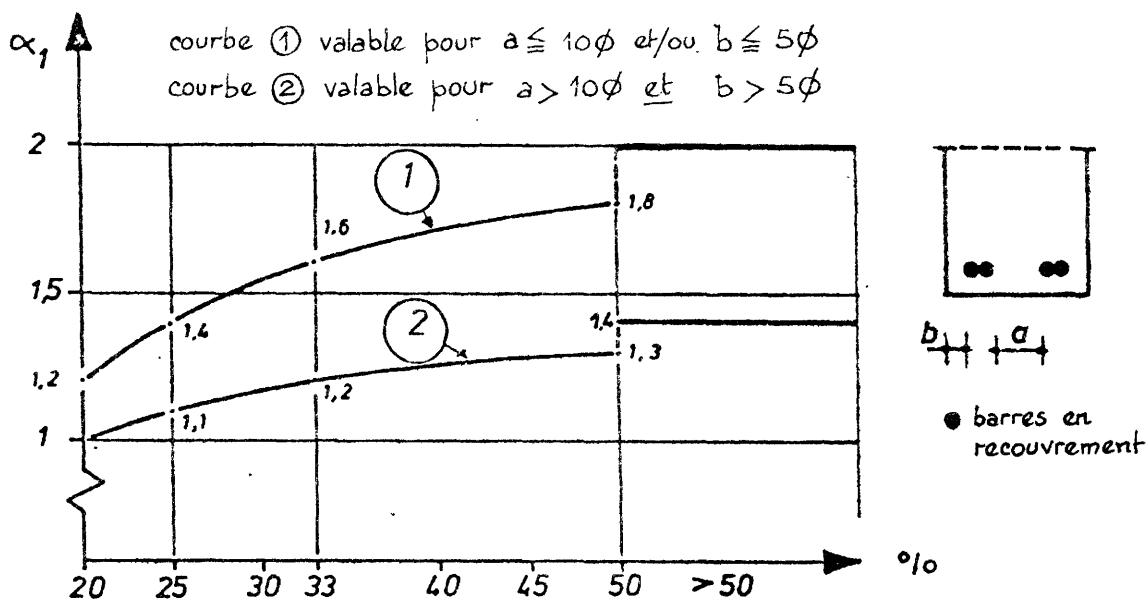
$$l_o \geq \alpha_1 l_{b,\text{net}} \leq l_{o,\text{min}} \quad [6]$$

avec :

$$l_{o,\text{min}} = 0,3 \alpha \alpha_1 l_b \leq 15 \varnothing \leq 200 \text{ mm} \quad [7]$$

$l_{b,\text{net}}$ et α voir 5.1.2.3-A 1 c,

α_1 est un coefficient donné par la figure (2) en fonction du pourcentage de barres en recouvrement dans une même section, lui-même limité aux valeurs du tableau 5.3 ci-dessus.



Pourcentage de barres en recouvrement rapporté à la section totale d'acier

Figure (2) - Valeurs du coefficient α_1 des équations [6] et [7]

Pour les armatures transversales de répartition, α_1 peut être pris égal à $\boxed{1,0}$.

e) Longueur de recouvrement des barres comprimées en permanence

La longueur de recouvrement l_o doit satisfaire à la condition :

$$l_o \geq l_b \quad [8]$$

où l_b désigne la longueur d'ancrage de base (voir 5.1.2.2-A2).

f) Ferraillage transversal

Dans la majorité des cas, une armature prévue pour d'autres raisons (par exemple armature d'effort tranchant, aciers de répartition) peut jouer le rôle de ferraillage transversal.

Dans certains cas, l'équilibre des forces transversales d'une jonction par recouvrement doit être vérifié ; cette vérification est en particulier nécessaire :

- lorsque les barres ont un diamètre $\phi \geq \boxed{16}$ mm, ou
- lorsque la jonction intéresse plus de la $\boxed{\text{moitié}}$ de l'aire totale des barres.

Dans ces cas, un ferraillage transversal est généralement nécessaire pour assurer l'équilibre.

5.1 Détails constructifs

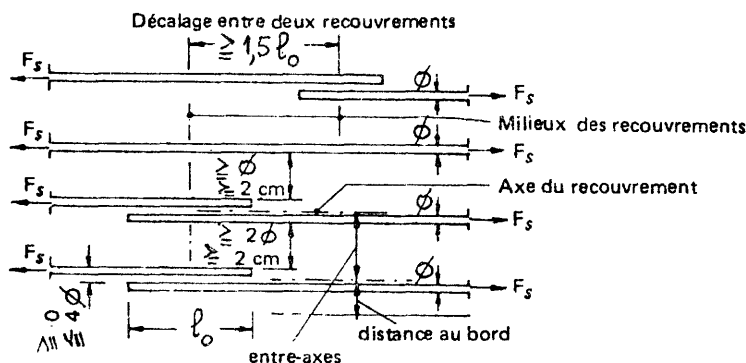
La force à équilibrer transversalement sur la longueur du recouvrement est égale à la force longitudinale s'exerçant sur les barres du recouvrement.

g) Disposition des jonctions par recouvrement

La distance libre entre les deux barres d'une même jonction ne doit pas excéder quatre fois leur diamètre (voir figure (3)).

Les distances séparant deux jonctions voisines doivent être au moins égales à (voir figure (3)) :

- dans le sens transversal, distance libre : $2\phi \leq 20$ mm,
- dans le sens longitudinal, distance entre milieux des jonctions : $1,5 l_0$, l_0 selon équation [6].



F_s = force de traction dans une barre de l'armature

Figure (3) - Disposition des recouvrements

5.1.2.4 Treillis soudésP.1 Exigences générales

En principe, pour les détails constructifs concernant les treillis soudés - en particulier pour les ancrages et les recouvrements - les exigences générales applicables aux barres de diamètre au plus égal à 32 mm et aux fils doivent être satisfaites.

A.1 Exigences générales

Les règles d'application suivantes ne sont valables que pour les treillis soudés constitués de fils de diamètre au plus égal à

5.1 Détails constructifs

$\boxed{12}$ mm, l'entraxe s_ℓ des fils longitudinaux étant au moins égal à $\boxed{50}$ mm pour les treillis simples, et à $\boxed{100}$ mm pour les treillis à doubles barres.

Pour les treillis constitués de doubles barres il convient, dans toutes les formules, de remplacer \emptyset par le diamètre équivalent $\emptyset \sqrt{2}$.

A.2 Ancrages

La longueur d'ancrage en traction ou en compression des treillis constitués de fils lisses ou à haute adhérence est donnée par l'équation $\boxed{3}$ en prenant $\alpha = \boxed{0,8}$.

Ceci suppose que certaines exigences sont satisfaites. Ces exigences concernent la résistance au cisaillement des soudures, l'espacement entre les fils transversaux soudés et leur nombre sur la longueur d'ancrage $\ell_{b,net}$.

Pour des informations détaillées, voir $\boxed{1}$, art. 17.5.1.

Pour un treillis constitué de fils lisses, dans la formule $\boxed{3}$, ℓ_b peut être calculé avec les valeurs de f_{bd} données en 5.1.2.2-A.1 pour les barres à haute adhérence.

A.3 Jonctionsa) Généralités

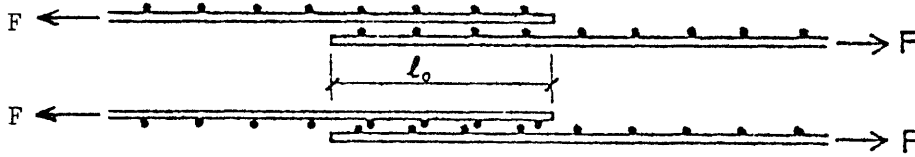
Les jonctions de treillis soudés sollicités en traction ou en compression ne peuvent se faire que par recouvrement.

Les fils en jonction peuvent être situés dans un même plan ou dans des plans différents (figures (4 a) et (4 b)).



a) Fils en jonction dans un même plan (coupe transversale)

Figure (4 a) - Recouvrements des treillis soudés



b) Fils en jonction dans des plans différents
(coupe longitudinale)

Figure (4 b) - Recouvrements des treillis soudés

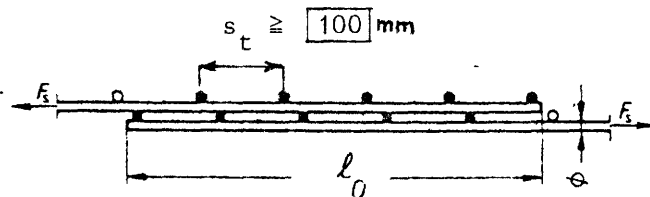
En cas de prépondérance de charges répétées, la première disposition doit être adoptée pour les jonctions de l'armature principale.

b) Longueur de recouvrement de l'armature principale

Pour les fils lisses ou à haute adhérence, à condition qu'il y ait, dans chaque treillis (voir figure (5)), un nombre de barres transversales soudées au moins égal à :

$$n = \boxed{5} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (A_{s,cal} \text{ et } A_{s,ef} \text{ selon 5.1.2.3-A 1 c})$$

uniformément distribuées sur la longueur de recouvrement l_0 , avec un pas $s_t \geq \boxed{100}$ mm, cette longueur peut être déterminée comme indiqué ci-après en b 1 et b 2 :



- fils transversaux soudés sur la longueur de recouvrement (ici $n = 5$)

Figure (5) - Longueur de recouvrement de l'armature principale.
Conditions à satisfaire.

b1) Fils en jonction dans un même plan :

La longueur de recouvrement l_0 est déterminée selon l'équation $\boxed{6}$ de 5.1.2.3-A.2.

5.1 Détails constructifs

b2) Fils en jonction dans des plans différents

La longueur de recouvrement est définie par :

$$\ell_o \geq \beta \ell_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \leq \ell_{o,min} \quad [9 a]$$

avec

$$\beta = \left[0,7 + \frac{A_s/s}{800} \right] \begin{cases} \leq 1,2 \\ \geq 2,5 \end{cases} \quad [9 b]$$

ℓ_b selon équation [2]

$A_{s,cal}$ et $A_{s,ef}$ définis en 5.1.2.3-A.1 c

$$\ell_{o,min} = \left[0,3 \beta \ell_b \leq 15 \varnothing \leq s \leq 200 \right] \text{ mm} \quad [10]$$

A_s/s correspond à l'armature requise par le calcul (en mm^2/m).

Un ferrailage transversal complémentaire n'est pas nécessaire dans la zone du recouvrement.

Pour pouvoir utiliser les équations [9 a et b] certaines conditions doivent être satisfaites. Ces conditions sont données en [1], art. 17.5.2.

c) Jonctions dans le sens transversal

Les deux dispositions (jonctions dans un même plan ou non) sont admises quel que soit le mode d'action des charges, et la jonction peut, dans une même section, affecter la totalité (100 %) de l'armature.

Pour les jonctions situées dans un même plan, l'article 5.1.2.3-A.2 d est applicable.

Pour les jonctions non situées dans un même plan, les longueurs de recouvrement doivent être augmentées. En ce cas, ℓ_o peut être choisie dans le tableau 5.4.

Diamètre des fils [mm]	Longueurs de recouvrement ℓ_o
$\varnothing \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm} \leq 1 \text{ maille}$
$6 < \varnothing \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm} \leq 2 \text{ mailles}$
$8,5 < \varnothing \leq 12$	$\geq 400 \text{ mm} \leq 2 \text{ mailles}$

Tableau 5.4 - Longueurs de recouvrement recommandées dans le sens transversal, dans le cas de jonctions non situées dans un même plan.

5.1.2.5 Cadres et étriersP.1 Exigences générales concernant l'ancrage des cadres et étriers

Le type d'ancrage utilisé ne doit pas créer un risque de fendage ou d'éclatement du béton d'enrobage.

A.1 Exigences générales concernant l'ancrage des cadres et étriersa) Modes d'ancrage

L'ancrage des étriers, épingles et cadres doit être réalisé au moyen de crochets, coudes, boucles ou à l'aide d'armatures transversales soudées.

Des ancrages par crochets (de 135° à 180°) sont indispensables dans le cas de barres lisses ; les ancrages par coudes de (90° à 135°) ne sont admis que pour les barres à haute adhérence.

Pour les courbures admissibles des crochets ou des retours d'équerre, les articles 5.1.2.1-P.2 et A.2 sont applicables.

b) Détails constructifs des ancrages

L'ancrage total est considéré comme assuré :

- dans le cas des crochets et retours d'équerre, si les parties courbes sont prolongées par des parties rectilignes de longueur au moins égale à :
 - . $5 \varnothing$ ou 50 mm à la suite d'un arc de cercle de 135° ou plus (fig.(6 a))
 - . $10 \varnothing$ ou 70 mm à la suite d'un arc de cercle de 90° (fig.(6 b)) ;
- dans le cas des barres transversales soudées, s'il existe sur la longueur d'ancrage :
 - . soit deux barres transversales soudées (fig. (6 c)),
 - . soit une seule barre transversale soudée, de diamètre au moins égal à $1,4$ fois celui de l'étrier (fig. (6 d)).

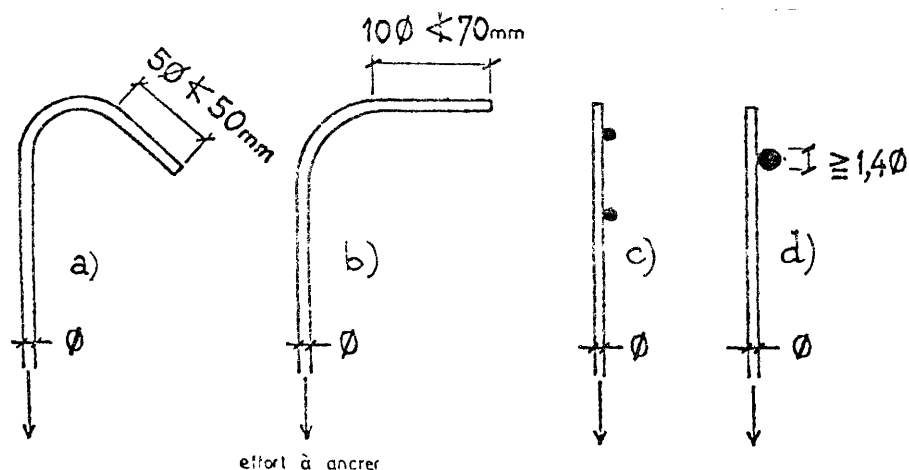


Figure (6) - Ancrages des cadres et étriers

5.1.2.6 Règles complémentaires pour les barres de diamètre $\phi > \boxed{32}$ mm

P.1 Ancrages

En principe, pour les barres de diamètre $\phi > \boxed{32}$ mm, seuls sont admis les ancrages droits par adhérence et les ancrages par dispositifs mécaniques. Ces ancrages ne doivent pas être disposés dans des zones tendues.

P.2 Jonctions

Les jonctions par recouvrement sans décalage ne sont autorisées ni pour les barres tendues ni pour les barres comprimées.

A.1 Ancrages

a) Généralités

Pour les barres à haute adhérence de diamètre $\phi > \boxed{32}$ mm, les règles qui suivent complètent celles des articles 5.1.2.3-P1 et A1.

Pour les bétons de granulats légers, voir annexe 4* .

b) Ferrailage transversal complémentaire dans les zones d'ancrage

En l'absence d'une compression transversale, en plus de l'armature d'effort tranchant, une armature transversale complémentaire est requise dans la zone d'ancrage. Pour les ancrages droits, cette

* sera rédigée ultérieurement

5.1 Détails constructifs

armature complémentaire doit être au moins égale (notations : voir figure (7)) :

- dans le sens parallèle au parement inférieur à :

$$A_{st} = n_1 \boxed{0,3} A_s \quad [11]$$

- et dans le sens perpendiculaire, à :

$$A_{sv} = n_2 \cdot \boxed{0,3} A_s \quad [12]$$

avec

A_s aire d'une barre ancrée,

n_1 nombre de lits comportant des barres ancrées dans une même section,

n_2 nombre de barres ancrées dans un même lit.

L'armature transversale complémentaire doit être distribuée uniformément dans la zone d'ancrage avec des espacements qui ne doivent pas excéder, approximativement, $\boxed{\text{cinq}}$ fois le diamètre de l'armature longitudinale.

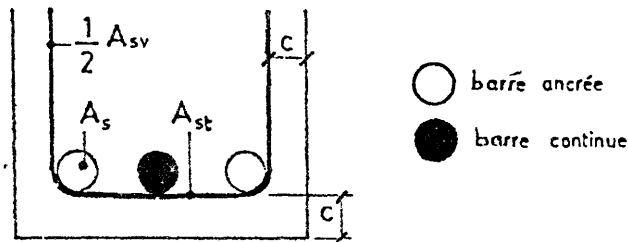


Figure (7) - Armature complémentaire dans une zone d'ancrage quand le diamètre des barres est supérieur à $\boxed{32}$ mm et qu'il n'existe pas de compression transversale.

A.3 Détails constructifs pour les barres de diamètre $\phi > \boxed{32}$ mm

a) Epaisseur minimale des éléments

Les barres de diamètre $\phi > \boxed{32}$ mm ne peuvent être utilisées que dans les éléments d'épaisseur au moins égale à $\boxed{15\phi}$.

b) Armature de peau

Dans le cas de barres de gros diamètre relativement espacées, une armature est nécessaire pour assurer un bon contrôle de la fissuration.

Pour l'armature de peau, un calcul de la largeur des fissures selon le chapitre 4.2.1 n'est pas nécessaire.

5.1 Détails constructifs

L'aire de l'armature de peau rapportée à la section $A_{ct,ext}$ (voir figure (8)) peut être prise au moins égale à :

- . $\boxed{0,01}$ dans le sens perpendiculaire aux barres de gros diamètre,
- . $\boxed{0,02}$ dans le sens parallèle à ces barres.

Les barres longitudinales de l'armature de peau peuvent être prises en compte comme armature de flexion et les barres transversales comme armature d'effort tranchant, si elles satisfont aux exigences concernant les dispositions et ancrages de ces armatures.

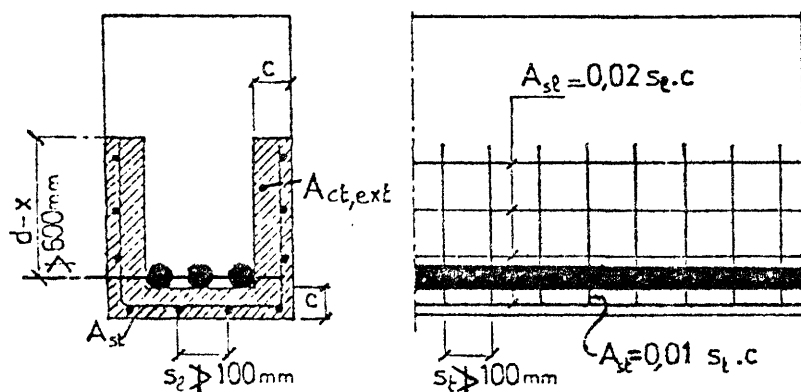


Figure (8) - Armature de peau

5.1.2.7 Groupements de barresP.1 Généralités

En l'absence d'indication contraire, pour la vérification des groupements de barres, les règles pour les barres isolées sont applicables.

A.1 Généralités

Les règles ci-après ne sont pas applicables aux bétons de granulats légers. Pour la vérification, le diamètre de la plus grosse barre est remplacé par le diamètre équivalent ϕ_n , défini comme le diamètre de la barre fictive ayant même aire et même centre de gravité que le groupement :

$$\phi_n = \phi \sqrt{n} \geq \boxed{55} \text{ mm} \quad [13]$$

où n est le nombre de barres du groupement, limité à :

$n \leq 4$ pour les barres verticales comprimées et pour les barres d'une jonction par recouvrement,

$n \leq 3$ pour tous les autres cas.

5.1 Détails constructifs

A.2 Ancrages

L'ancrage d'un groupement s'obtient normalement par ancrage des barres individuelles. Les ancrages droits sont seuls admis ; ils doivent être décalés. Pour les groupements de 2,3 ou 4 barres, le décalage doit être respectivement de 1,2 , 1,3 ou 1,4 fois la longueur d'ancrage des barres individuelles.

A.3 Jonctions

Les jonctions doivent être faites barre par barre et ne conduire en aucune section à un nombre de barres du groupement supérieur à quatre. Les recouvrements des barres individuelles doivent être décalés conformément à l'article 5.1.2.7-A 2 .

A.4 Détails constructifs pour les groupements de barresa) Épaisseur minimale du béton d'enrobage

Le diamètre équivalent ϕ_n est pris en compte dans l'évaluation du pourcentage minimal. Toutefois, l'enrobage à prévoir doit être compté à partir du contour extérieur réel du groupement.

b) Distances libres intermédiaires horizontales et verticales

Les articles 5.1.2.1-P 1 et A 1 sont applicables, en prenant en compte le diamètre équivalent ϕ_n .

c) Armature de peau

L'article 5.1.2.6-A 3 est applicable.

5.1.2.8 Règles concernant les armatures longitudinales de traction des éléments fléchisP.1 Longueurs et position des armatures longitudinales des éléments

Pour déterminer les longueurs et position des armatures longitudinales tendues ou comprimées, il faut tenir compte de l'interaction entre les armatures de flexion et les armatures d'effort tranchant (règle du "décalage").

A.1 Longueurs et position des armatures longitudinales des éléments fléchis

Dans les éléments fléchis avec armature d'effort tranchant, la ligne enveloppe des efforts de traction doit être obtenue par un décalage horizontal a_ℓ de la ligne enveloppe $F_t = M/z$ (la valeur de

5.1 Détails constructifs

a_ℓ étant définie par la formule [16] de l'article 4.1.2.1-A3.4, ou par un décalage vertical $\Delta F_{t\ell}$ convenable (voir par exemple [1], équation [11,20] dans 11.2.4.2).

Au voisinage des points de moment nul, il convient de prendre $a_\ell > d$ aussi bien pour les moments positifs que pour les moments négatifs (voir figure (9)).

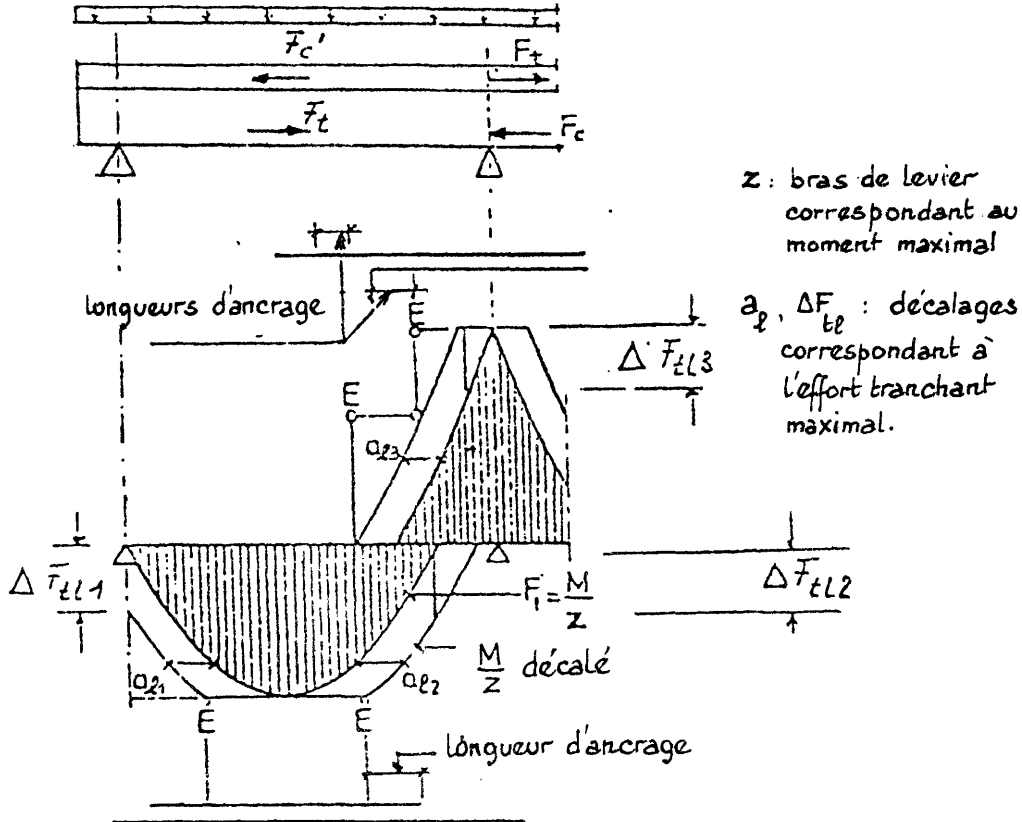


Figure (9) - Ligne enveloppe pour le calcul des éléments fléchis - Longueurs d'ancrage.

A.2 Détails constructifs pour l'armature longitudinale

a) Longueurs d'ancrage de l'armature

Les barres de l'armature doivent être prolongées au-delà du point théorique (E, figure (9)) où elles ne sont plus requises pour équilibrer la force de traction, sur une distance égale à :

- l_b (équation [2], article 5.1.2.2-A2) ou
- $l_{b,net} \leq d$ (équation [3], article 5.1.2.3-A1 c ; d : hauteur utile de l'élément à condition, dans ce cas, que les barres filantes puissent équilibrer deux fois le moment agissant dans cette section.

5.1 Détails constructifs

Les longueurs d'ancrage des barres relevées qui contribuent à la résistance à l'effort tranchant doivent être au moins égales à $\boxed{1,3} \ell_{b,net}$ dans les zones soumises à une traction et à $\boxed{0,7} \ell_{b,net}$ dans les zones comprimées.

b) Ancrage des armatures inférieures sur appuis de rive

Sur les appuis à encastrement nul ou faible, il faut conserver :

- dans le cas des poutres : $\boxed{\text{le quart}}$ au moins de la section de l'armature en travée ;
- dans le cas des dalles (sans armatures d'effort tranchant), la $\boxed{\text{moitié}}$ au moins de cette section.

L'ancrage de ces armatures doit être capable d'équilibrer un effort de traction :

$$F_t = V_{Sd} \frac{a}{d} \leq \boxed{0,5} V_{Sd} \quad [14]$$

où V_{Sd} désigne l'effort tranchant de calcul agissant.

La longueur d'ancrage se compte (voir figure (10)) :

- pour un appui direct, à partir de la ligne de contact de la poutre et de l'appui ; elle peut être prise égale à $\boxed{2/3} \ell_{b,net}$;
- pour un appui indirect, à partir du plan intérieur à l'élément porteur, situé à une distance du plan de pénétration égale au tiers de la largeur de cet élément ; elle doit être prise égale à $\ell_{b,net}$.

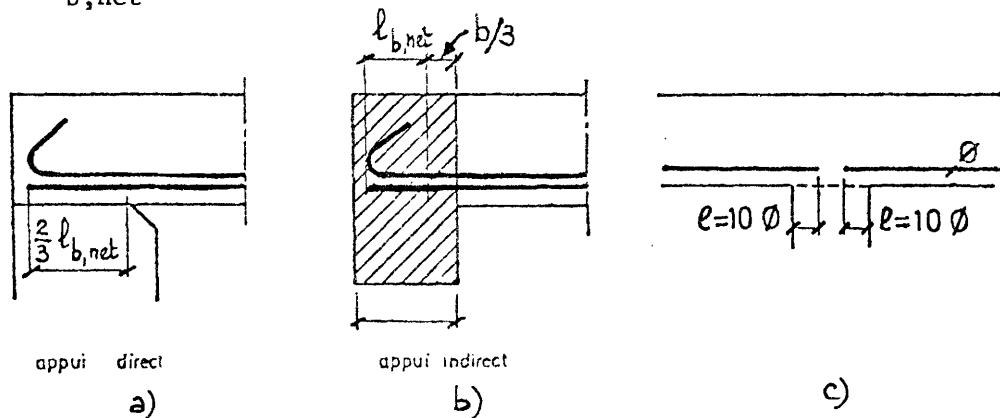


Figure (10) - Ancrages sur appuis de rive et sur appuis intermédiaires

c) Ancrage des armatures inférieures sur appuis intermédiaires

Les ancrages doivent avoir une longueur au moins égale à $\boxed{10 \phi}$ (ancrage droit) ou au diamètre du mandrin (crochets ou coudes) (voir figure (10)).

5.1.3 ARMATURES DE PRECONTRAINTE

P.1 Nombre minimal d'armatures de précontrainte

Dans tout élément précontraint, il faut disposer un nombre minimal d'armatures de précontrainte ou sinon, vérifier que la sécurité vis-à-vis des états-limites ultimes serait encore assurée avec des coefficients de sécurité réduits si un ou plusieurs barres ou fils venaient à être défaillants.

P.2 Disposition des armatures de précontrainte

Dans le cas de la pré-tension, les armatures peuvent être disposées isolément ou par paires.

Pour les armatures de post-tension, les gaines peuvent être groupées à condition que certaines conditions relatives à la mise en place du béton et aux propriétés mécaniques des gaines soient satisfaites.

P.3 Enrobage

L'épaisseur de béton entre une paroi coffrée et soit une armature de pré-tension ou bien une gaine, soit un groupement d'armatures de pré-tension ou bien un groupement de gaines doit être fixée en fonction de la largeur de l'armature, de la gaine ou du groupement sans être inférieure à l'enrobage minimal, lui-même fonction de la sensibilité de l'acier à la corrosion.

P.4 Distances libres horizontales et verticales

Les distances mutuelles entre gaines ou groupements de gaines, ou entre armatures de pré-tension, doivent permettre d'assurer une mise en place et un compactage corrects du béton, et une bonne adhérence.

P.5 Ancrages et coupleurs des armatures de précontrainte

Le dispositif d'ancrage utilisé pour les armatures de post-tension ou la longueur d'ancrage des armatures de pré-tension, compte tenu éventuellement des sollicitations répétées, rapidement variables, doivent permettre le développement de la résistance de calcul des armatures

En cas d'emploi de coupleurs, ceux-ci doivent être disposés à des emplacements tels que, compte tenu de l'encombrement de ces appareils, leur présence n'affaiblisse pas la résistance de la section courante et que tout ancrage provisoire en cours d'exécution éventuellement nécessaire puisse être correctement réalisé.

A.1 Nombre minimal d'armatures de précontrainte

Dans les éléments précontraints, il convient :

- de disposer un nombre d'armatures de précontrainte au moins égal au nombre n_1 indiqué dans le tableau 5.5 ou sinon,
- de vérifier en adoptant $\gamma_f = 1$ et $\gamma_m = 1$, que la sécurité vis-à-vis des états-limites ultimes est encore assurée si un nombre n_2 (tableau 5.5) de barres ou de fils isolés ou constituant un câble de précontrainte vient à être défaillant ; pour cette vérification, on peut

5.1 Détails constructifs

prendre en compte les redistributions qui se produisent en béton armé.

Type d'armature de précontrainte	nombre minimal	barres ou fils défaillants
	n_1	n_2
barres ou fils isolés	3	1
câbles composés de barres ou de fils, ou torons	7	3

Tableau 5.5 - Nombre minimal d'armatures de précontrainte dans les éléments précontraints.

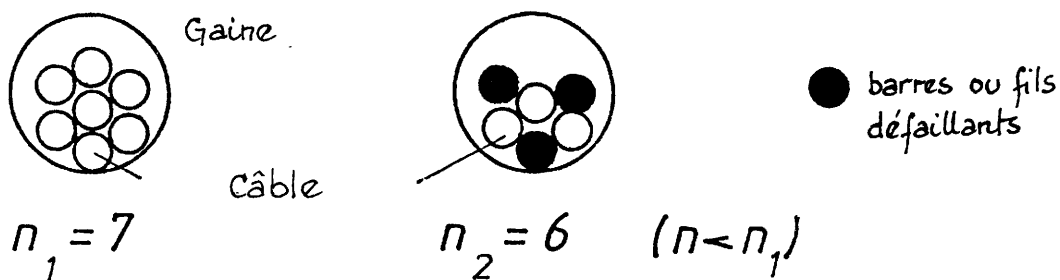


Fig.(11) - Nombre minimal de barres (ou fils) n_1 et nombre n_2 de barres (ou fils) pouvant être défaillants dans un câble de précontrainte

A.2 Disposition des armatures de précontrainte

Dans le cas d'armatures de post-tension, les gaines peuvent être groupées à condition :

- qu'il n'en résulte pas de gêne pour la mise en place du béton,
- que la constitution de chaque gaine lui permette de supporter, sans déformation qui pourrait gêner l'injection, les efforts dans les parties courbes, provenant des autres gaines du groupement, lors des mises en tension,
- que l'étanchéité des gaines, ainsi que le passage du mortier d'injection, soient assurés.

Le nombre maximal des gaines d'un groupement est limité à quatre.

A.3 Enrobage

a) Pré-tension

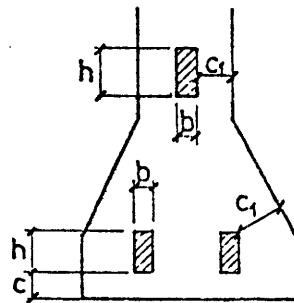
Les enrobages minimaux doivent être conformes aux articles 5.1.1-P.1 ou A.1 sans pouvoir être inférieurs à 20 mm ou 2 Ø.

5.1 Détails constructifs

b) Post-tension

Les épaisseurs minimales de béton entre une paroi coffrée et une gaine ou un groupement de gaines doivent être au moins égales d'une part aux valeurs nominales des articles 5.1.1-P 1 ou A 1, d'autre part aux valeurs indiquées sur la figure (12) .

Pour l'armature de peau, l'article 5.1.2.6-A3 est applicable.



$$c_1 \cong b \leq h/2$$

$$c \cong b$$

sauf cas exceptionnels :

$$c_1 \geq 40 \text{ mm}, c \geq 40 \text{ mm}.$$

Figure (12) - Enrobages dans le cas de la post-tension

A.4 Distances libres horizontales et verticales

a) Pré-tension

Les distances libres minimales horizontales et verticales entre armatures isolées ou paires sont données au tableau 5.6.

Disposition des armatures		Distance libre minimale	
		horizontale c_h	verticale c_v
barres ou fils	●	$d_g + 5 \text{ mm} \leq \emptyset \leq 20 \text{ mm}$	$d_g \leq \emptyset \leq 10 \text{ mm}$
	●●	$d_g + 5 \text{ mm} \leq 1,5 \emptyset \leq 25 \text{ mm}$	$d_g + 5 \text{ mm} \leq 1,5 \emptyset \leq 10 \text{ mm}$
	●●●	$d_g + 5 \text{ mm} \leq 2 \emptyset \leq 30 \text{ mm}$	$d_g + 5 \text{ mm} \leq 2 \emptyset \leq 30 \text{ mm}$

\emptyset : diamètre d'une barre ou d'un fil



d_g : dimension du granulats le plus gros

Tableau 5.6 - Distances libres minimales pour la pré-tension

5.1 Détails constructifs

b) Post-tension

Les distances libres minimales entre gaines ou - s'ils sont autorisés (voir article 5.1.3-A 2) - entre groupements de gaines sont donnés au tableau 5.7 (voir aussi figure (13)).

Disposition des gaines		Disposition libre minimale	
		horizontale c_t	verticale c_v
gaines		$\emptyset \leq 40 \text{ mm}$	$\emptyset \leq 50 \text{ mm}$
		$1,2 \emptyset \leq 40 \text{ mm}$	$1,5 \emptyset \leq 50 \text{ mm}$

\emptyset : diamètre d'une gaine individuelle

Tableau 5.7 - Distances libres minimales entre gaines ou groupements de gaines

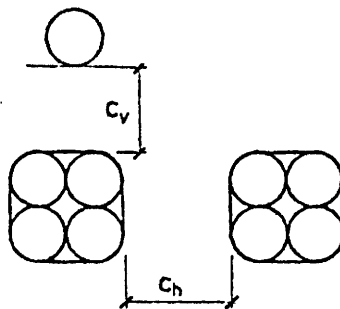


Figure (13) - Distances libres entre gaines et groupements de gaines

A.5 Ancrages et coupleurs des armatures de précontraintes

La vérification locale du béton et le ferrailage transversal doivent être déterminés selon l'article 5.2-A 4.1.

Généralement les coupleurs doivent être placés à une certaine distance des appuis intermédiaires.

5.2 Eléments structuraux types

5.2 ELEMENTS STRUCTURAUX TYPESP.1 Dispositions concernant les poteaux

Pour les poteaux, les dispositions constructives concernent :

- les dimensions transversales, pour lesquelles une valeur minimale peut, le cas échéant, être imposée ;
- l'armature longitudinale et l'armature transversale : disposition, quantités minimale et maximale, espacements maximaux.

P.2 Dispositions concernant les poutres

Pour les poutres, les dispositions constructives concernent :

- l'armature longitudinale minimale, et le cas échéant, l'armature longitudinale maximale ;
- les armatures d'effort tranchant et/ou de torsion : disposition, pourcentage minimal, diamètre maximal, espacement maximal ;
- les armatures complémentaires, et, en particulier, l'armature de peau éventuelle, destinée à assurer un bon comportement à des effets non pris en compte dans l'analyse.

P.3 Dispositions concernant les dalles

Pour les dalles à section pleine coulées en place, qui satisfont aux conditions de l'article 2.2.2-P 1.2, mais dont le rapport de la largeur à la hauteur utile ne permet pas de les assimiler à des poutres, les dispositions constructives concernent :

- l'épaisseur minimale, qui peut être imposée par des raisons pratiques de construction ou dépendre des conditions d'utilisation ;
- l'armature de flexion, qu'il s'agisse de l'armature principale ou de l'armature transversale secondaire : disposition, pourcentages minimaux, espacements maximaux ;
- les armatures à prévoir le long des bords libres ou le long des bords partiellement encastrés, et celles à prévoir dans les angles ;
- les armatures d'effort tranchant ou de poinçonnement éventuelles : disposition, espacements maximaux.

P.4 Zones particulières

Les zones d'application des efforts, d'assemblage de deux ou plusieurs éléments entre eux, de changement de direction des efforts internes, etc., doivent faire l'objet de vérifications spéciales.

5.2 Eléments structuraux types

A.1 Dispositions concernant les poteauxA.1.1 Dimensions minimales

Pour des dimensions au plus égales à :

- 200 mm pour un poteau à section pleine, coulé en place (verticalement),
- 140 mm pour un poteau préfabriqué ou coulé en place (horizontalement),

un contrôle strict des dimensions et des règles de détail concernant les armatures est nécessaire.

A.1.2 Armatures longitudinale et transversaleA.1.2.1 Armature longitudinale

L'aire de l'armature longitudinale doit être comprise entre $0,008 A_c$ et $0,08 A_c$. La limite supérieure est à respecter même dans les zones des jonctions par recouvrement.

Certains pays, situés en dehors des zones sismiques, adoptent une valeur minimale inférieure à $0,008 A_c$ (jusqu'à $0,003 A_c$).

L'armature longitudinale doit être distribuée sur la périphérie et comporter au moins une barre dans chaque angle du contour, si le poteau a une section polygonale. Le nombre minimal de barres longitudinales est donc de 4 pour les poteaux rectangulaires ; il est de 6 pour les poteaux circulaires. Le diamètre de ces barres ne doit pas être inférieur à 12 mm.

A.1.2.2 Armature transversale

Le diamètre des armatures transversales doit être au moins égal à 6 mm ou au quart du diamètre maximal des barres longitudinales ; leur espacement le long du poteau ne doit pas dépasser la plus faible des trois quantités suivantes :

- 12 fois le diamètre minimal des barres longitudinales ;
- la plus faible dimension du poteau ;
- 300 mm.

Cet espacement doit être réduit :

- a) dans les zones situées de part et d'autre d'une poutre ou d'une dalle,
- b) aux changements de direction des barres longitudinales,

5.2 Eléments structuraux types

- c) dans les zones de jonctions par recouvrement, lorsque le diamètre maximal des barres longitudinales excède $\boxed{20}$ mm.

Les armatures transversales (cadres, étriers, cerces ou spires hélicoïdales) doivent être ancrées à leurs extrémités. Elles doivent être disposées de façon à maintenir toute barre longitudinale (ou groupe de barres longitudinales) située dans un angle et au moins une barre intermédiaire sur deux de la nappe extérieure d'armatures ; aucune barre longitudinale non maintenue ne doit se trouver à plus de $\boxed{150}$ mm d'une barre maintenue.

A.2 Dispositions concernant les poutresA.2.1 Armatures longitudinalesA.2.1.1 Armature minimale

L'aire effective de l'armature longitudinale de traction ne doit pas être inférieure à l'aire minimale nécessaire au contrôle de la fissuration (art. 4.2.1.4-A 1) ni à :

- $\boxed{0,0015 b_t d}$ pour des aciers des classes S 400 et S 500 ou pour des aciers de précontrainte,
- $\boxed{0,0025 b_t d}$ pour des aciers de classe S 220,

où b_t est la largeur moyenne de la zone de béton tendue ; dans une poutre en T, si l'axe neutre se trouve dans la table, seule la retombée est prise en compte dans l'évaluation de b_t .

A.2.1.2 Armature maximale

Ni l'aire de l'armature de traction, ni celle de l'armature de compression ne doivent dépasser $\boxed{4\%}$ de la section transversale totale du béton.

A.2.1.3 Autres dispositions

- a) S'il existe sur un appui un encastrement partiel non pris en compte dans l'analyse, il faut prévoir une armature capable d'équilibrer au moins $\boxed{\text{le quart}}$ du moment maximal en travée correspondant ;
- b) Les barres de diamètre $\emptyset > \boxed{32}$ mm ne peuvent être utilisées que dans des éléments d'épaisseur au moins égale à $\boxed{15 \emptyset}$.

A.2.2 Armatures d'effort tranchant ou de torsionA.2.2.1 Dispositions générales

Les dispositions prévues doivent assurer un assemblage correct des éléments du treillis.

5.2 Eléments structuraux types

Les étriers ou cadres doivent entourer les armatures inférieures et supérieures et faire avec l'axe de la poutre un angle compris entre 90° et 45°.

Les barres relevées éventuelles doivent provenir de l'armature de flexion.

A.2.2.2 Armature d'effort tranchant

- a) Lorsqu'une armature d'effort tranchant est nécessaire, un cadre ne peut entourer plus de trois barres par lit.

Le cas échéant, dans le cas où il y a plus de deux lits, les barres situées au voisinage des parois de la section doivent être entourées par des épingles supplémentaires dont les brins sont parallèles aux plans des lits d'armature (voir figure (14)).

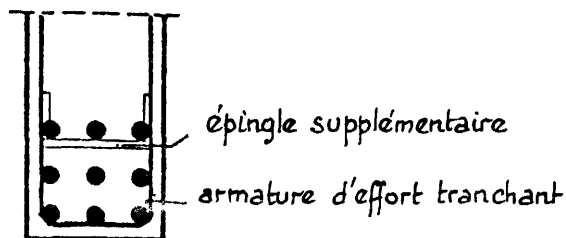


Figure (14) - Epingle supplémentaire

Le pourcentage d'armature d'effort tranchant est défini par :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \quad [15]$$

(Notations, voir figure (2) du chapitre 4.1.2).

Comme valeurs minimales de ρ_w , on peut adopter en général les valeurs du tableau 5.8.

Béton \ Acier	S 220	S 400	S 500
	C12 à C20	0,0016	0,0009
C25 à C35	0,0024	0,0013	0,0011
C40 à C50	0,0030	0,0016	0,0013

Tableau 5.8 - Valeurs recommandées pour $\rho_{w,min}$.

5.2 Eléments structuraux types

Le diamètre des armatures d'effort tranchant, lorsqu'elles sont constituées par des ronds lisses, doit être au plus égal à $\boxed{12}$ mm.

L'espacement maximal longitudinal s_{\max} des différents cours d'armature d'effort tranchant est défini par les conditions suivantes :

$$- \text{si } V_{\text{Sdu}} \leq \frac{2}{3} V_{\text{Rd2}} : s_{\max} = 0,5 d \leq 300 \text{ mm} \quad [16]$$

$$- \text{si } V_{\text{Sdu}} > \frac{2}{3} V_{\text{Rd2}} : s_{\max} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm} \quad [17]$$

(pour V_{Rd2} , voir chapitre 4.1.2.1 équations $\boxed{9}$ à $\boxed{12}$)

L'espacement transversal des brins d'un même cours ne doit être supérieur ni à \boxed{d} , ni à $\boxed{800}$ mm.

Pour les dispositions nécessaires pour le contrôle de la fissuration oblique, voir article 4.2.1 tableau 4.6.

- b) Pour les armatures assurant la liaison à l'âme des saillies des membrures des poutres en T, le pourcentage minimal total (formule $\boxed{15}$, en remplaçant b_w par la hauteur de la table) peut être pris égal aux valeurs du tableau 5.8.

A.2.2.3 Armature de torsion

Les indications de l'article A.2.2.2 ci-dessus sont valables pour les barres longitudinales et les cadres des poutres soumises à la torsion.

L'espacement des cadres ne doit pas être supérieur à $\boxed{u_{\text{ef}}/8}$ (notations : voir chapitre 4.1.2.2 figure (4)).

Les barres longitudinales sont disposées à raison d'une barre au moins dans chaque angle, les autres barres pouvant être réparties uniformément le long du contour intérieur des cadres en les espaçant d'au plus $\boxed{350}$ mm.

A.2.3 Armature de peau

Pour maîtriser la fissuration et assurer le cas échéant un bon comportement aux impacts, une armature de peau est à prévoir dans les cas suivants :

- lorsque la hauteur dans laquelle se trouve concentrée l'armature tendue ne représente qu'une faible fraction de la hauteur totale de la poutre,

5.2 Eléments structuraux types

- lorsque l'armature tendue est constituée par des barres de gros diamètre relativement espacées ou par des barres groupées en paquets,
- pour certaines poutres précontraintes ou non, exposées à des gradients thermo-hygrométriques importants ou à des chocs.

L'armature de peau à disposer sur la hauteur des âmes des poutres, est calculée selon le document [1], à l'article 15.2.3. L'armature de peau éventuelle des éléments post-tendus peut être calculée selon la même méthode ; voir également article 5.1.2.6-A3.

A.3 Dispositions concernant les dalles

Le présent chapitre ne s'applique qu'aux dalles dans lesquelles $b \geq 5d$.

A.3.1 Épaisseur minimale

Des indications sur les épaisseurs minimales sont données dans le document [1], à l'article 18.1.2.1.

A.3.2 Armature de flexion

Une armature secondaire transversale doit toujours être prévue. Localement, le rapport de la section de l'armature secondaire à celle de l'armature principale nécessaire doit être au moins égal à $0,2$.

Pour les pourcentages minimaux, l'article A 2.1.1 du présent chapitre 5.2 est applicable.

La distance maximale entre barres est :

- pour les armatures principales, de $1,2 h$ > 350 mm , avec h épaisseur totale de la dalle,
- pour les armatures secondaires, de 350 mm .

Les sections nécessaires peuvent être distribuées perpendiculairement à la direction des barres sur une largeur $b \leq 4 h$.

A.3.2.1 Encastrement partiel

S'il existe sur un des côtés d'une dalle un encastrement partiel non pris en compte dans l'analyse, l'armature à disposer doit pouvoir équilibrer au moins le quart du moment maximal en travée ; cette armature doit régner sur une distance, comptée depuis le nu d'appui, au moins égale à $0,2$ fois la portée correspondante.

5.2 Eléments structuraux types

A.3.2.2 Armature d'angle

Si les dispositions d'appui sont telles que le soulèvement à l'angle d'une dalle est empêché, une armature doit être prévue dans l'angle, à moins que les conséquences d'une fissuration soient de peu d'importance.

Lorsqu'elle est nécessaire, cette armature d'angle doit généralement être capable d'équilibrer des moments au moins égaux :

- à la moitié du moment maximal en travée, si les deux côtés de l'angle sont simplement appuyés,
- au quart du moment maximal en travée si l'un des côtés de l'angle est simplement appuyé et l'autre encastré.

Les armatures d'angle doivent régner sur une distance, comptée depuis chaque nu d'appui, au moins égale à 0,2 fois la petite portée.

A.3.2.3 Armature des bords libres

Le long d'un bord libre, une dalle doit comporter :

- au moins une barre longitudinale dans chacun des deux angles supérieur et inférieur et des barres réparties dans l'épaisseur si la dalle est épaisse ;
- une armature transversale, suivant le contour des parements de la dalle, constituée par exemple par des étriers en U entourant les barres longitudinales, avec des brins libres de longueur au moins égale à 2h (voir figure (15)).

Les armatures propres de la dalle peuvent jouer le rôle d'armature de bord.

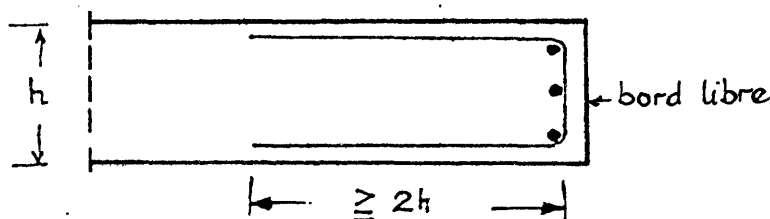


Figure (15) - Armature de bord d'une dalle

5.2 Eléments structuraux types

Pour les pourcentages minimaux de l'armature de bord, rapportés à une largeur de dalle $b = h/2$, on peut adopter :

- pour l'armature longitudinale :

$0,0005 bd$	pour des aciers des classes S 400 et S 500
$0,0010 bd$	pour des aciers de classe S 220.

Dans certains pays, pour les ponts, les valeurs minimales sont respectivement de $0,0015 bd$ et $0,0025 bd$.

- pour l'armature qui suit le contour des parements, les valeurs précédentes sont à multiplier par 2 .

A.3.2.4 Dalles sans armature d'effort tranchant

Dans le cas de dalles sans armature d'effort tranchant, la moitié de la section maximale requise en travée doit être prolongée jusqu'aux appuis et y être ancrée.

A.3.3 Armature d'effort tranchant

L'article A.2.2.2 du présent chapitre 5.2 est applicable, en y remplaçant "axe de la poutre" par "feuillet moyen".

L'espacement s des nappes de l'armature d'effort tranchant doit satisfaire à la condition :

$$s \leq 0,6 d (1 + \cotg \alpha) \quad [18]$$

La distance entre le nu d'un appui ou le contour d'une aire chargée et le cours d'armature d'effort tranchant le plus proche ne doit pas être supérieure à $d/2$. Cette distance est à compter :

- pour les étriers ou cadres, au niveau du feuillet moyen de la dalle,
- pour les barres relevées, au niveau de l'armature supérieure de flexion ; dans ce dernier cas, s'il n'est disposé par direction qu'un seul cours de barres relevées, leur inclinaison peut être réduite jusqu'à 30° .

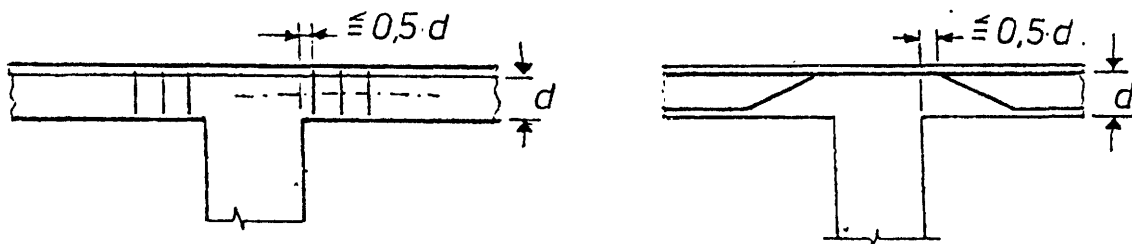


Figure (16) - Armature d'effort tranchant d'une dalle

5.2 Eléments structuraux types

A.3.3.1 Appuis linéaires

L'armature d'effort tranchant doit être disposée dans les zones où V_{Sdu} est supérieur à V_{Rd1} selon l'équation [4.1.2.1 (2)] ; un pourcentage minimal est requis.

L'espacement transversal des brins d'un même cours d'armature ne doit être supérieur ni à $1,5 d$, ni à 800 mm.

Si $V_{Sdu} \leq \frac{1}{3} V_{Rd2}$, l'armature d'effort tranchant peut être constituée uniquement par des barres relevées. Sinon, les étriers et cadres seuls doivent satisfaire à la règle du pourcentage minimal.

A.3.3.2 Armature de poinçonnement

Seules peuvent être prises en compte comme armatures de poinçonnement :

- les armatures contenues dans une zone délimitée par un contour situé à une distance au plus égale à $1,5 d$ et à 800 mm du contour de l'aire chargée, la condition selon équation [18] ci-dessus devant être respectée dans toutes les directions ;
- les barres relevées passant au-dessus de l'aire définie par un contour situé à une distance $d/4$ du contour de l'aire chargée.

A.4 Zones particulièresA.4.1 Forces localisées

Lorsqu'une ou plusieurs forces localisées sont appliquées à l'extrémité d'un élément ou à l'intersection de deux éléments structuraux, il faut prévoir dans les zones voisines de leurs points d'application une armature supplémentaire capable d'équilibrer les forces de traction transversales auxquelles ces forces donnent naissance.

Cette armature supplémentaire peut être constituée par des étriers et cadres ou par des nappes d'armatures repliées en épingles à cheveux.

A.4.1.1 Force localisée résistante

Dans le cas d'une répartition sensiblement uniforme des pressions agissantes, la force localisée résistante peut être déterminée comme suit :

$$F_{Rdu} = f_{cd} \sqrt{A_{c1} \cdot A_{co}} \leq 3,3 f_{cd} A_{co} \quad [19]$$

avec :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

5.2 Eléments structuraux types

- A_{co} aire chargée ;
 A_{c1} aire maximale homothétique de A_{co} et de même centre de gravité, qu'il est possible d'inscrire dans l'aire totale A_c située dans le même plan que l'aire chargée (figure (17)) :

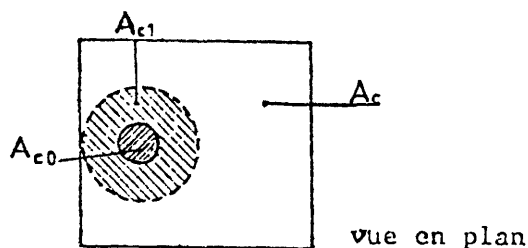


Figure (17) - Définition des aires à introduire dans [19]

Si A_{co} et A_c sont homothétiques et ont le même centre de gravité :

$$A_{c1} = A_c \quad [20]$$

La valeur de F_{Rdu} obtenue à partir de l'équation [19] doit être réduite, si les pressions locales agissantes ne sont pas uniformément réparties ou si elles sont accompagnées d'efforts tangentiels importants.

Dans le cas d'un frettage en nappes, la force résistante selon équation [19] peut être augmentée de :

$$\Delta F_{Rdu} = 1,3 \frac{u}{s} A_s f_{yd} - (A_{c1} - A_{c2}) \left(1 - \frac{8M_{Sdu}}{\pi N_{Sdu}}\right) f_{cd} \quad [21]$$

sans que la force résistante totale puisse dépasser [3,3] $f_{cd} A_{co}$

avec :

- A_s, u, s respectivement section, périmètre et espacement des frettes,
- f_{yd} résistance de calcul des frettes,
- A_{c2} aire du noyau fretté,
- M_{Sdu} moment maximal dans la zone frettée,
- N_{Sdu} effort normal maximal dans la zone frettée.

A.4.1.2 Force de traction transversale

La force de traction transversale agissante peut être prise constante sur une distance, mesurée perpendiculairement à l'aire A_{co} ,

5.2 Eléments structuraux types

comprise entre $0,1 a_1$ et a_1 , a_1 étant le côté de l'aire A_{c1} mesuré dans la direction de diffusion de la force localisée (figure (18)).

Cette force peut être calculée dans chaque direction par :

$$N_{Std} = 0,3 F_{Sdu} \left(1 - \frac{a_0}{a_1}\right) \quad [22]$$

avec :

F_{Sdu} force localisée agissante,

a_0 côté de l'aire A_{c0} mesuré parallèlement à a_1 .

Les valeurs de a_0 et a_1 diffèrent généralement d'une direction à l'autre ; normalement, il suffit d'étudier deux directions orthogonales.

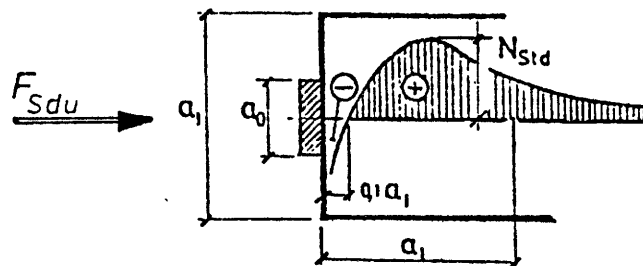


Figure (18) - Répartition de la force transversale agissante

La force que peut équilibrer l'armature transversale supplémentaire est :

$$N_{Rtd} = f_{yd} \cdot A_s \quad [22]$$

Il faut vérifier :

$$N_{Rtd} \geq N_{Std} \quad [23]$$

A.4.2 Ancrages des câbles de post-tension

Lorsque des groupes de câbles de post-tension sont situés à une certaine distance les uns des autres, pour se prémunir contre le risque de fendage à l'extrémité de l'élément, on peut disposer des étriers ou cadres convenables déterminés selon A 4.1.2 ci-dessus ou par référence à des résultats d'essais.

Si les ancrages des câbles de post-tension ne sont pas justifiés par des essais, des vérifications effectuées selon A 4.1.2 ci-dessus sont requises pour un effort :

$$F_{Sdu} = [1,2] \sigma_{po,max} \cdot A_{sP} \quad [24]$$

5.2 Eléments structuraux types

Pour les éléments précontraints par pré-tension, F_{Sdu} est supposé s'exercer à l'extrémité de la zone de transmission (article 2.2.4-A 1.2), celle-ci étant considérée comme non précontrainte, à moins que l'établissement de la force de précontrainte soit connu de manière précise.

A.4.3 Poussée au vide

Les poussées au vide concentrées qui se présentent aux changements importants de direction des efforts internes doivent être équilibrées au moyen d'une armature complémentaire convenablement ancrée.

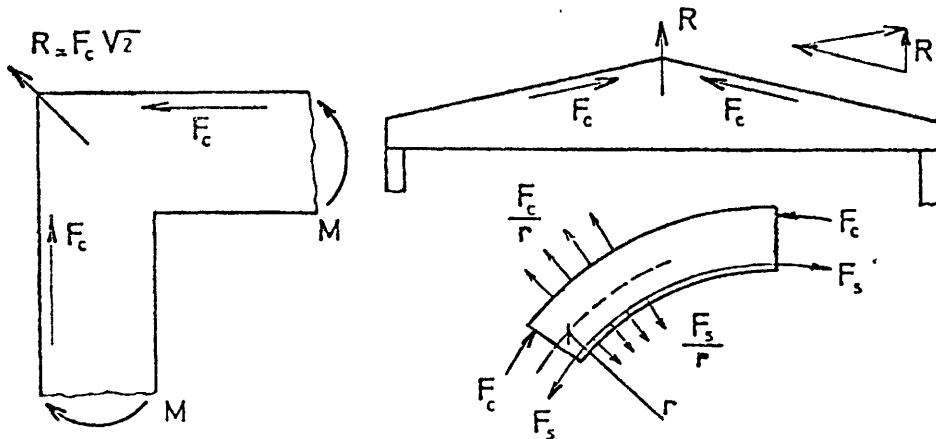


Figure (19) - Exemples de poussées au vide

A.4.4 Appuis indirects

La jonction entre une poutre porteuse et une poutre portée constitue un appui indirect (voir figure (20 a)).

Une armature de "suspension" doit être prévue et calculée pour la réaction mutuelle totale d'appui (voir figure (20 b)) ; cette armature peut être réduite dans le rapport h_1/h_2 , si la hauteur h_1 de la poutre portée est plus faible que la hauteur h_2 de la poutre porteuse et si les faces supérieures des deux poutres se trouvent au même niveau (voir figure (20c)).

L'armature de suspension doit, de préférence, être constituée par des étriers entourant l'armature principale de la poutre porteuse. Pour les charges élevées, une partie de ces étriers peut être distribuée dans un volume débordant le volume commun des deux poutres (voir figure (20d)). L'armature principale de la poutre portée doit passer au-dessus de celle de la poutre porteuse.

5.2 Eléments structuraux types

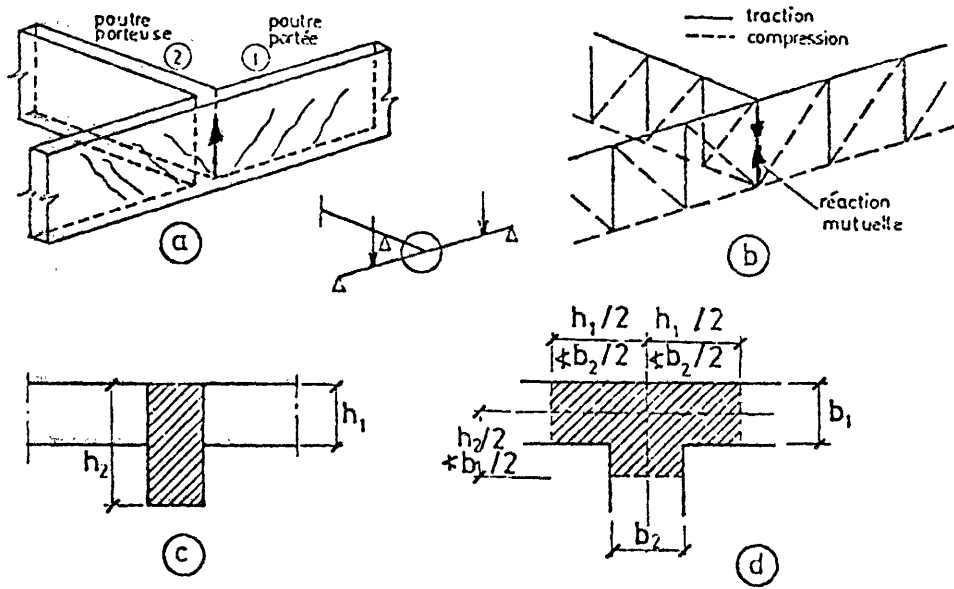


Figure (20) - Exemple d'un appui indirect
(poutre porteuse en porte-à-faux)

6. EXECUTION DES TRAVAUX

6 EXECUTION DES TRAVAUX6.1 CHOIX DES MATERIAUXP.1 Constituants du béton

La qualité des constituants utilisés pour la fabrication du béton doit être telle que les propriétés souhaitées pour le béton soient obtenues de manière certaine et qu'elles soient maintenues dans le temps.

P.2 Armatures

Les armatures pour béton armé et les armatures de précontrainte doivent être conformes aux Euronorm en vigueur ou quand celles-ci ne sont pas disponibles, aux Normes CEN, aux Normes ISO, aux Normes Nationales ou faire l'objet d'une autorisation d'emploi.

P.3 Pièces incorporées

Les pièces éventuellement incorporées à des structures porteuses en béton armé ou précontraint ne doivent pas apporter de modifications indésirables à la tenue de l'ouvrage et à sa résistance.

A.1 Constituants du béton

Dans la Norme CEN "Performances du béton, production, mise en oeuvre et critères de conformité" - actuellement projet mai 1982 (en abrégé : "CEN-Béton") sont données des exigences générales et, lorsque cela s'avère nécessaire, des restrictions concernant l'emploi des constituants. Ces exigences et restrictions sont applicables :

- | | | |
|---|---|--------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - au ciment (voir article 4.1) - aux granulats (voir article 4.2) - à l'eau (voir article 4.3) - aux adjuvants (voir article 4.4) - aux ajouts et additifs (voir article 4.5) | } | du CEN-Béton |
|---|---|--------------|

A.2 Armatures

Seuls peuvent être utilisés comme armatures les aciers de béton armé ou de précontrainte spécifiés par le projet.

A.3 Pièces incorporées

Il peut s'agir :

- a) de pièces nécessaires à l'utilisation de l'ouvrage (pour la fixation d'éléments métalliques par exemple) ;
- b) de coffrages perdus ou d'éléments de calage des armatures.

L'incorporation de pièces en alliage léger est à éviter.

6.2 TOLERANCESP.1 Tolérances à l'exécution

Les dimensions indiquées sur les dessins d'exécution doivent correspondre aux tolérances minimales.

A.1 Tolérances à l'exécutionA.1.1 Tolérances pour les cas normaux

Les valeurs des coefficients de sécurité partiels γ_f et γ_m données dans la Préface et aux articles P.4.4.2 du chapitre 2.1 et P.5.4, autorisent à l'exécution des tolérances correspondant à un écart possible Δl d'une dimension d'une section transversale par rapport à sa valeur nominale l ; les écarts suivants peuvent être admis :

- a) pour les dimensions des sections de béton (hauteur totale d'une poutre ou d'une dalle, largeur d'une poutre ou épaisseur d'une âme, dimensions d'une section de poteau) :

$l < 400 \text{ mm} : \Delta l = 0,05 l$	[1]
$l \geq 400 \text{ mm} : \Delta l = 20 \text{ mm}$	[2]

- b) pour les hauteurs utiles :

$l \leq 200 \text{ mm} : \Delta l = 0,075 l$	[3]
$200 < l < 400 \text{ mm} : \Delta l = 0,05 l + 5 \text{ mm}$	[4]
$l \geq 400 \text{ mm} : \Delta l = 25 \text{ mm}$	[5]

- c) pour la position de la résultante des forces de précontrainte par rapport à sa position nominale :

$\Delta l = 0,05 l > 25 \text{ mm}$	[6]
-------------------------------------	-----

l étant la hauteur de la section.

A.1.2 Tolérances pour les cas spéciaux

Dans certains cas particuliers, des exigences plus sévères concernant les tolérances doivent être prescrites.

6.3 EXECUTION

6.3.1 BETON

P.1 Transport et stockage des constituants

Jusqu'au moment de leur utilisation, le ciment, les granulats, les adjuvants et les ajouts et additifs doivent être transportés et stockés en sorte que leurs propriétés ne soient pas modifiées de manière défavorable.

P.2 Composition du béton

P.2.1 Généralités

La composition du béton doit être déterminée en tenant compte :

- des propriétés spécifiées du béton durci (résistance ou composition, voir article 3.1.1, aspect, etc.) ;
- de la durabilité, compte tenu de l'agressivité de l'environnement à l'égard du béton et des armatures ; en particulier, la teneur totale en matières nocives doit être limitée ;
- des propriétés du béton frais, en fonction des constituants et des méthodes de fabrication, de transport et de mise en oeuvre ;
- des conséquences du traitement prévu du béton (cure) dans les conditions d'ambiance de l'exécution.

L'une ou l'autre des deux méthodes de spécification de la composition du béton peut être choisie, à savoir :

- soit la composition étudiée,
- soit la composition prescrite.

P.2.2 Consistance du béton frais

Pour le choix de la classe de consistance du béton frais (voir CEN-Béton, article 5.7) .

P.2.3 Bétons à propriétés particulières

Les bétons présentant des propriétés particulières, tels que les bétons à résistance élevée à la pénétration de l'eau, au gel, aux effets des sels de déverglaçage, aux attaques chimiques, à l'abrasion doivent avoir une composition telle que les propriétés correspondantes soient obtenues à coup sûr.

P.3 Fabrication du béton

P.3.1 Dosage des constituants

Les dosages des constituants doivent être mesurés à l'aide d'appareils qui puissent être contrôlés, afin que la composition souhaitée soit atteinte et respectée avec une précision suffisante.

P.3.2 Malaxage

Le béton doit être malaxé en sorte que les constituants aient une répartition uniforme dans le mélange et que celui-ci ait une consistance uniforme.

P.4 Transport du béton jusqu'au lieu d'emploi

Le béton doit être transporté de manière à présenter, à sa livraison sur le chantier, la consistance et la composition spécifiées. Ses composants ne doivent pas avoir subi le phénomène de ségrégation et sa température ne doit pas être de manière inadmissible ou élevée ou basse. Il doit aussi demeurer maniable pendant un délai suffisamment long.

P.5 Transport et mise en place sur le lieu d'emploi

Le transport, la mise en place et le compactage du béton doivent être fixés en fonction des particularités de l'ouvrage, de la méthode d'exécution et des conditions météorologiques, afin que le béton ne soit pas soumis à une ségrégation et qu'après durcissement, il ait dans la construction les propriétés prévues.

P.6 Cure du béton

Immédiatement après sa mise en place et jusqu'à ce qu'il ait atteint un durcissement suffisant, le béton doit être protégé contre les influences néfastes susceptibles d'affecter défavorablement ses qualités finales attendues.

A.1 Transport et stockage des constituants

Des règles pour le transport et le stockage des constituants sont données à l'art.8.2.2.1 de la norme CEN-Béton. Les exigences particulières concernant les bétons prêts à l'emploi sont fixées à l'article 6.2.1 de la norme CEN-EN 199 "Bétons prêts à l'emploi, fabrication et livraison", projet de juin 1982 (en abrégé : "CEN-Bétons prêts à l'emploi").

A.2 Composition du béton

A.2.1 Généralités

Les exigences générales concernant la composition du béton sont données dans le CEN-Béton.

Ces exigences sont applicables :

- aux propriétés spécifiques du béton durci (voir articles 5.1 à 5.6, 5.8)
 - à la durabilité (voir articles 5.1, 5.3, 5.4, 5.6, 5.8)
 - aux propriétés du béton frais (voir articles 5.1, 5.7)
 - à la cure du béton (voir article 9.3)
- } du
CEN-Béton

La spécification concernant les bétons à composition étudiée ou prescrite peut être trouvée à l'article 7i du CEN-Béton. Pour les bétons prêts à l'emploi, cette spécification est donnée :

- pour une composition étudiée, à l'article 4.3 du CEN-Bétons prêts à l'emploi ;
- pour une composition prescrite, à l'article 4.4 du CEN-Bétons prêts à l'emploi.

A.2.3 Bétons à propriétés particulières

Les règles données dans le CEN-Béton s'appliquent :

- aux bétons à résistance élevée contre la pénétration de l'eau (voir article 6.2.1.5) ,
- aux bétons à haute résistance au gel et aux effets des sels de déverglaçage (voir article 6.2.2i),
- aux bétons à haute résistance contre des attaques chimiques (voir article 6.2.2i),
- aux bétons à haute résistance à l'abrasion (voir article 6.2.1.4).

D'autres propriétés particulières sont traitées aux articles 6.2.1.2, 6.2.1.3, 6.2.2i à 6.2.2i*).

Pour les bétons de granulats légers, voir annexe 4*.

A.3 Fabrication du béton

A.3.1 - Dosage des constituants

Des règles pour le dosage des constituants sont données à l'article 8.3 du CEN-Béton. Pour les bétons prêts à l'emploi, l'article 6.2.2 du CEN-Bétons prêts à l'emploi est applicable.

* sera rédigée ultérieurement

A.3.2 Malaxage

Les articles 8.4 du CEN-Béton ou 6.2.3 du CEN-Bétons prêts à l'emploi sont respectivement applicables.

A.4 Transport du béton jusqu'au lieu d'emploi

Les articles 7 et 8 du CEN-Bétons prêts à l'emploi sont applicables.

A.5 Transport et mise en place sur le lieu d'emploi

Les articles 9.1 et 9.2 du CEN-Béton sont applicables.

A.6 Cure du béton

L'article 9.3 du CEN-Béton est applicable.

6.3.2 COFFRAGES ET ETAIEMENTS

P.1 Exigences générales

Les coffrages et les étaielements doivent être dimensionnés et exécutés de manière à pouvoir résister à toutes les actions qui interviennent pendant l'exécution, y compris les effets thermiques.

Le décoffrage d'un élément ne peut être effectué que lorsque son béton a atteint un durcissement suffisant.

A.1 Exigences générales

Les coffrages et étaielements doivent avoir une rigidité telle que les tolérances exigées pour l'ouvrage soient respectées et que le comportement de celui-ci n'en soit pas compromis.

Les contreflèches éventuellement nécessaires sont celles définies par le projeteur qui a fait l'étude de la structure.

La mise en place des appuis au sol et des éléments de l'étaielement et du coffrage doit être faite par un personnel qualifié, conformément aux plans et spécifications. La précontrainte entraîne des déformations et des transferts d'efforts.

Les jonctions entre panneaux doivent être rendus convenablement étanches.

Les faces coffrantes doivent être propres. Les produits de démoulage doivent être appliqués en couches homogènes continues sur ces

faces, le délai entre leur application et le bétonnage devant être suffisamment court pour qu'ils restent efficaces.

6.3.3 ARMATURES

P.1 Transport, stockage et façonnage des armatures

P.1.1 Armatures de béton armé

Les barres, les treillis d'armatures et les cages d'armatures préfabriquées doivent être transportés, stockés, pliés et mis en place de manière à ne subir aucun dommage.

P.1.2 Armatures de précontrainte

Durant leur transport et leur stockage, de même qu'après leur mise en place et jusqu'au bétonnage, les armatures de précontrainte, les gaines, les ancrages et les coupleurs doivent être protégés contre des influences néfastes.

P.2 Soudage

Ne peuvent être soudées que les armatures présentant les critères de soudabilité requis.

Les opérations de soudage ne peuvent être exécutées et contrôlées que par un personnel bien au courant du soudage des armatures et des exigences correspondantes.

P.3 Jonctions

La longueur et la position des jonctions par adhérence doivent être conformes aux plans de ferrailage.

Si les longueurs des barres livrées ne permettent pas de respecter cette condition, les modifications correspondantes ne sont autorisées qu'après accord du projeteur.

P.4 Préparation, montage et mise en place des armatures

P.4.1 Armatures de béton armé

Les armatures doivent être assemblées rigidement, de manière que les barres d'armature conservent leur position pendant le transport, la mise en place et le bétonnage, et que les distances entre les barres et les parements restent inchangées.

Le maintien de la position du ferrailage doit être assuré par un nombre suffisant de cales d'écartement.

P.4.2 Armatures de précontrainte

P.4.2.1 Préparation des armatures de précontrainte

Les dispositifs de jonction d'armatures, ancrages ou coupleurs d'armatures de précontrainte doivent être conformes au document de certification.

Le montage et la mise en place des armatures de précontrainte doivent être effectués conformément aux normes ou aux documents de certification correspondants.

Les gaines et éventuellement leurs manchons de raccordement doivent être conformes aux exigences du projet ; des gaines endommagées ou non étanches vis-à-vis du béton frais ne doivent pas être utilisées.

P.4.2.2 Mise en place des armatures de précontrainte

Des événements doivent toujours être prévus à toutes les extrémités et aux points hauts des gaines ; pour les câbles de grande longueur, des événements intermédiaires sont à prévoir.

Jusqu'à leur injection, les gaines doivent être préservées de l'intrusion de matières étrangères.

P.5 Mise en précontrainte

Le chantier ou l'usine doit recevoir des instructions écrites concernant les opérations de mise en précontrainte.

Le personnel chargé de la mise en précontrainte doit avoir été spécialement formé pour cette opération.

La mise en précontrainte doit être faite selon un programme détaillé.

P.6 Protection des armatures de précontrainte et des ancrages de post-tensionP.6.1 Généralités

Les armatures de précontrainte placées dans une gaine ou une réservation dans le béton, les coupleurs et les ancrages doivent être protégés contre la corrosion.

P.6.2 Protection provisoire

Dans le cas où le délai maximal acceptable entre la mise en tension et l'injection est dépassé, les câbles doivent être protégés jusqu'à leur injection.

P.6.3 Injection au mortier

Le chantier ou l'usine doit recevoir des instructions écrites sur la préparation et l'exécution de l'injection du mortier.

A.1 Transport, stockage et façonnage des armatures

A.1.1 Armatures de béton armé

Il convient d'éviter :

- des dommages mécaniques (tels qu'entailles) ou des déformations plastiques ;
- des ruptures de soudures des éléments préfabriqués et des treillis soudés ;
- des souillures nuisibles à une bonne adhérence ;
- la perte de possibilité d'identification ;
- les réductions de section par corrosion au-delà de certaines valeurs limites admissibles.

L'état de surface des armatures doit être examiné avant usage, afin de s'assurer de l'absence d'une altération nuisible.

Le pliage doit être fait mécaniquement, à vitesse constante, sans à-coups, à l'aide de mandrins, de manière à assurer un rayon de courbure constant de la partie pliée.

A.1.2 Armatures de précontrainte

Seuls peuvent être utilisés des armatures (fils, barres, torons), des ancrages, coupleurs et gaines spécifiés par le projeteur, conformes à des documents de certification et identifiables comme tels.

Il convient d'éviter :

- toute attaque par cause chimique, électrochimique ou biologique pouvant entraîner une corrosion de l'armature,
- toute blessure ou entaille des armatures et des gaines,
- toute souillure nuisible à la bonne conservation ou à l'adhérence,
- toute déformation de l'armature non prévue par les plans,
- tout échauffement, par flamme ou par projections (par exemple : gouttes de soudure),
- tout stockage non protégé de la pluie ou du contact avec le sol,
- toute perte d'étanchéité des gaines,
- le transport par voie d'eau d'armatures de précontrainte qui ne seraient pas convenablement emballées,

6.3 Exécution

- le soudage à proximité d'armatures de précontrainte, si celles-ci n'ont pas été spécialement protégées.

A.2 Soudage

Les procédés de soudage courants sont :

- le soudage électrique par étincelage,
- le soudage par résistance,
- le soudage à l'arc électrique (par électrode enrobée ou sous gaz protecteur),
- le soudage sous pression au gaz.

A.3 JonctionsA.3.1 Jonctions soudées

Le soudage n'est généralement autorisé que sur les parties rectilignes d'une armature. Des circonstances particulières, telles que la soudure dans une partie courbe, peuvent nécessiter une justification expérimentale.

A.3.2 Jonctions mécaniques

Les jonctions par dispositifs mécaniques doivent être exécutées conformément aux instructions données dans les documents de certification.

A.4 Préparation, montage et mise en place des armaturesA.4.1 Armatures de béton armé

Des concentrations de barres d'armatures, susceptibles d'influencer la mise en oeuvre du béton, sont à éviter. Les armatures préfabriquées doivent être assemblées de manière qu'il ne puisse se produire de déplacements durant leur transport.

L'armature doit être protégée contre tout déplacement.

La position correcte des armatures doit être contrôlée avant et durant le bétonnage.

A.4.2 Armatures de précontrainteA.4.2.1 Préparation des armatures de précontrainte

La coupe se réalise mécaniquement ou au chalumeau ; dans ce dernier cas, elle ne doit pas être faite à moins de 30 mm d'un ancrage.

A.4.2.2 Mise en place des armatures de précontrainte

Pendant la mise en place des armatures de précontrainte, il faut tenir compte des données concernant :

- l'enrobage et l'espacement des armatures,
- le maintien, à l'intérieur des tolérances, de la position des armatures, des coupleurs et des ancrages,
- la possibilité de mise en place du béton.

A.5 Mise en précontrainte

A.5.1 Cas de la pré-tension

Dans le cas de la pré-tension, les instructions pour la mise en précontrainte doivent spécifier :

- les unités à mettre en tension et le matériel à utiliser,
- éventuellement, l'ordre dans lequel les unités doivent être mises en tension,
- les pressions à ne pas dépasser dans les vérins (ou les forces aux vérins),
- la pression ou la force au vérin à obtenir à la fin de la mise en tension et les valeurs extrêmes des allongements,
- éventuellement, les rentrées d'armatures à ne pas dépasser,
- l'ordre dans lequel les armatures doivent être relâchées ; un relâchement du type global, c'est-à-dire de toutes les armatures en même temps, est toujours la meilleure solution ;
- la valeur de la résistance que le béton doit avoir à la mise en tension ; la vérification de cette valeur doit être faite avant relâchement des armatures,
- l'état, pour un nouvel emploi, des éléments d'ancrage réutilisables.

A.5.2 Cas de la post-tension

Le document doit spécifier :

- le procédé de précontrainte utilisé,
- les unités mises en oeuvre et le matériel,
- les résistances du béton à atteindre avant mise en tension,
- la pression maximale à ne pas dépasser dans les vérins (ou la force maximale au vérin),
- éventuellement, les valeurs de rentrée d'armature,
- l'allongement à obtenir sous la pression ou la force aux vérins et la fourchette acceptable pour ces allongements,

6.3 Exécution

- la succession des phases de mise en tension et de décintrement, si de telles phases d'exécution sont prévues,
- les essais éventuels à effectuer (essais de frottement par exemple),
- l'ordre dans lequel les armatures doivent être tendues et les extrémités par lesquelles la tension doit être faite.

A.6 Protection et ancrage des armaturesA.6.1 Généralités

L'opération de protection d'une armature sous tension placée dans une gaine (ou une réservation dans le béton) consiste à remplir par un produit adéquat tous les vides existant à l'intérieur de la gaine (entre les armatures et la gaine et entre les armatures elles-mêmes).

Ce produit est habituellement constitué par un coulis en ciment injecté.

Normalement, les ancrages doivent être protégés par un enrobage de béton ou de mortier.

A.6.2 Protection provisoire

Dans le cas où l'adhérence de l'armature au coulis de ciment est nécessaire, les produits de protection provisoire doivent être compatibles avec cette exigence.

A.6.3 Protection par injection sur le chantier

Une opération d'injection ne doit être commencée que lorsque toutes les conditions nécessaires à sa bonne exécution sont réunies à savoir :

- personnel compétent et en nombre suffisant,
- matériel complet, en bon état et prêt à fonctionner,
- fournitures rassemblées près du poste de travail,
- eau sous pression et air comprimé disponibles en permanence,
- événements préparés et repérés,
- réalisation d'une épreuve de convenance, au cas où celle-ci est exigée.

6.4 CONTROLE DE QUALITE

6.4.1 CLASSIFICATION DES PROCEDURES DE CONTROLE

6.4.1.1 Classification selon la partie qui effectue le contrôleP.1 Considérations générales

Selon la partie qui effectue le contrôle, trois procédures peuvent être distinguées :

- le contrôle interne
- le contrôle externe,
- le contrôle d'acceptation.

L'objet du contrôle peut ne pas être nécessairement le même pour ces différentes procédures.

A.1 Considérations généralesA.1.1 Contrôle interne

Le contrôle interne est effectué par la partie à laquelle incombe le service ou la production et peut être fait :

- soit selon ses propres initiatives "internes",
- soit selon des spécifications "externes", établies par un autre organisme indépendant.

Le contrôle par initiatives internes, de même que toute mesure visant la direction du processus de production, s'effectue sous la responsabilité exclusive de la partie concernée.

A.1.2 Contrôle externe

Le contrôle externe est dirigé par un organisme indépendant et peut porter :

- soit sur la supervision du contrôle interne (selon des spécifications externes qui lui sont imposées),
- et/soit sur des vérifications additionnelles, indépendantes du contrôle interne.

A.1.3 Contrôle d'acceptation

Le contrôle d'acceptation est dirigé par le maître d'ouvrage, - par exemple pour la vérification de la conformité d'un service ou d'une production avec les spécifications préalablement fixées -.

6.4 Contrôle de qualité

Le contrôle d'acceptation peut être effectué après le contrôle interne ou externe ; il peut également servir à la vérification de la réalisation correcte du contrôle interne ou externe.

6.4.1.2 Combinaison des procédures de contrôleP.1 Considérations générales

Selon l'efficacité du contrôle, il peut être opportun de combiner les procédures de contrôle décrites à l'article 6.4.1.1.

A.1 Considérations générales

Les procédures décrites à l'article 6.4.1.1-A 1 peuvent être combinées comme suit :

- contrôle interne uniquement,
- contrôle interne plus contrôle externe,
- ou contrôle interne plus contrôle d'acceptation,
- contrôle interne plus contrôle externe plus contrôle d'acceptation,
- ou contrôle interne plus double contrôle externe.

6.4.1.3 Etapas de contrôleP.1 Considérations générales

Selon l'objet et la période du contrôle, une distinction peut être faite entre :

- le contrôle de la conception et du dimensionnement ;
- le contrôle des produits et de l'exécution ;
- le contrôle après achèvement de la structure.

A.1 Considérations généralesA.1.1 Contrôle de la conception et du dimensionnement

Le contrôle de la conception et du dimensionnement doit comprendre :

- la vérification que les exigences et conditions, supposées lors de la conception et du dimensionnement, sont conformes à celles qui ont été fixées ;

6.4 Contrôle de qualité

- la vérification que les modèles de calcul utilisés sont convenables et que les calculs numériques sont corrects ;
- la vérification que les plans et autres documents du projet sont en accord avec les calculs de dimensionnement et les spécifications fixées.

A.1.2 Contrôle des produits et de l'exécution

Le contrôle des produits et de l'exécution peut comprendre :

- des essais et vérifications préliminaires, - par exemple : essais de convenance et d'identification, vérification de matériels ;
- des essais et vérifications en cours d'exécution, - par exemple : vérification du ferrailage, contrôle des écarts géométriques, vérification des hypothèses du projet, concernant par exemple la portance des fondations ;
- des essais finals, - par exemple : vérification du résultat du processus de production.

Des mesures différentes de contrôle sont appropriées, respectivement :

- pour une production en grande série : en vue d'obtenir, à long terme, une homogénéité de la qualité de l'ensemble de la production,
- pour une réalisation individuelle : en vue de rechercher sa compatibilité avec les hypothèses du projet.

Dans ce dernier cas, il convient de concentrer les efforts sur des mesures de précaution, incluant des essais préalables et d'accompagnement.

A.1.3 Contrôle après achèvement de la construction

Le plan de contrôle doit spécifier des mesures de contrôle (inspections, entretien) en cours d'exploitation, si la compatibilité à long terme avec les hypothèses du projet n'est pas suffisamment assurée.

Toutes les informations nécessaires pour l'exploitation et l'entretien de la structure doivent être à la disposition de la personne responsable de la structure terminée.

6.4 Contrôle de qualité

6.4.2 CONTROLE DES PRODUITS ET DE L'EXECUTION

6.4.2.1 Essais préliminairesP.1 Objet

Les essais préliminaires, effectués avant le début de l'exécution, ont pour but de vérifier qu'il est possible de réaliser un ouvrage satisfaisant avec les matériaux, le matériel et les modes d'exécution prévus.

A.1 ObjetA.1.1 Considérations générales

La qualité et la compatibilité mutuelle des matériaux et composants des bétons, mortiers, etc., sont à justifier, soit par référence à une expérience antérieure, soit par des essais préliminaires.

A.1.2 Essais préliminaires sur le béton

En cas de composition étudiée du béton, les essais préliminaires se rapportent à la résistance à l'écrasement, à la consistance du béton frais, à la composition du béton et, le cas échéant, à certaines propriétés spéciales.

6.4.2.2 Essais pendant l'exécutionP.1 Exigences générales

Les dimensions, les propriétés des matériaux et leur convenance, les composants additionnels et le matériel de construction doivent être contrôlés en permanence durant l'exécution.

Pour le contrôle des bétons prêts à l'emploi, la Norme CEN 199, article 10.1 est applicable.

Les constatations les plus importantes doivent être consignées dans des rapports écrits (par exemple : journal de chantier).

P.2 Contrôle de réception à la livraison sur le chantier

A la réception des matériaux et composants sur le chantier, la conformité de la livraison à la commande doit être vérifiée.

P.3 Etapas spéciales de contrôle

En fonction du niveau de fiabilité requis, des étapes additionnelles spéciales de contrôle peuvent être jugées nécessaires.

A.1 Exigences générales

Le journal de chantier doit constituer la trace écrite des informations suivantes ;

- mesures de la température de l'air,
- dates de bétonnage et de décoffrage,
- réception des matériaux et composants,
- résultats d'essais et mesures,
- composition du béton utilisé (types du ciment et des granulats),
- observations et mesures de position faites sur le ferrailage,
- température du béton (dans le cas de bétonnage par temps très froid),
- instructions importantes reçues,
- description des incidents.

A.2 Contrôles d'acceptation à la livraison sur chantier

A.2.1 Bulletins de livraison du béton prêt à l'emploi

Avant de procéder au déchargement du béton, le fournisseur doit remettre au client un bulletin de commande pour chaque charge de béton, sur lequel doivent être portées les informations minimales requises par la norme CEN 199 à l'article 9.

Dans certains cas, il peut être nécessaire de donner des informations plus détaillées sur la composition du béton et sur ses constituants. Une étroite coopération entre le producteur et le client est souhaitable.

Sur le bulletin, des espaces doivent être laissés en blanc pour permettre d'y marquer à l'arrivée sur le chantier les indications suivantes : heure de l'arrivée et temps de déchargement.

A.2.2 Bulletins de livraison d'éléments préfabriqués

Le bulletin de livraison doit certifier que les éléments préfabriqués ont été exécutés, repérés et traités conformément à la commande.

Les indications suivantes doivent être portées :

- date de fabrication et de livraison,

6.4 Contrôle de qualité

- marquage d'identification de chaque élément par rapport aux spécifications de la commande, par exemple classe du béton, classe de l'acier pour béton armé, enrobage des armatures.

A.3 Etapas de contrôle particulièresA.3.1 Contrôles avant bétonnage

Ces contrôles doivent porter sur :

- la solidité des échafaudages et des coffrages,
- l'éranchéité des joints entre éléments de coffrage,
- la conformité aux plans de la géométrie du moule,
- le bon état de surface des armatures (de béton armé et de précontrainte),
- la position et la section des armatures, ainsi que sur la solidité de leur fixation, la qualité des jonctions entre armatures, l'état des gaines,
- la régularité de courbure des câbles sous gaines,
- le bon état des ancrages, leur position et leur fixation,
- la présence sur le chantier du matériel prévu pour la mise en place du béton et pour son serrage,
- le bon état du matériel de mise en place et de serrage du béton.

A.3.2 Contrôle de la réalisation de la précontrainte

Avant leur utilisation, les aciers de précontrainte doivent être examinés afin de déceler les dommages qu'ils auraient pu subir depuis leur réception sur le chantier ou à l'usine.

Avant mise en tension, il convient de vérifier que cette opération peut être correctement réalisée. Au moment de la mise en tension, il faut vérifier que les instructions prévues à l'article 6.3.3-P6 sont correctement appliquées.

Les mesures faites à l'occasion de chaque phase de mise en tension (pression au vérin, allongements, rentrées ou glissements) sont notées sur un carnet de mise en tension.

Le délai entre la mise en tension et la réalisation de la protection définitive des aciers doit être noté et contrôlé.

Avant exécution de l'injection, il faut s'assurer que les dispositions prévues à l'article 6.3.3-P6 sont appliquées et ont été vérifiées.

Pendant la réalisation de l'injection, il faut surveiller la pression d'injection, l'apparition de fuites, contrôler la quantité de coulis injectée, prélever des échantillons en vue du contrôle de la fluidité et du ressuage, et, éventuellement, en vue d'un contrôle de la résistance.

6.4.3 CONTROLE D'ACCEPTATION DU BETON

6.4.3.1 Bases pour le contrôle d'acceptationP.1 Objet du contrôle

Les essais de conformité doivent être faits en se basant sur les caractères spécifiés. Ceux-ci sont en général, la résistance ou les proportions du mélange, selon la méthode de spécification du béton retenue (voir article 6.3.1-P 2), ainsi que les propriétés spéciales complémentaires.

A.1 Objet du contrôleA.1.1 Généralités

Les règles de conformité comprennent :

- la définition de la dimension du lot à examiner,
- la fréquence de la prise d'échantillons,
- la définition du critère d'acceptation.

A.1.2 Critère d'acceptation

Le critère d'acceptation doit être tel que les courbes (0-C) correspondantes pour des valeurs prévisibles de la variance, se situent en dehors du domaine hachuré défini par la figure (1).

6.4 Contrôle de qualité

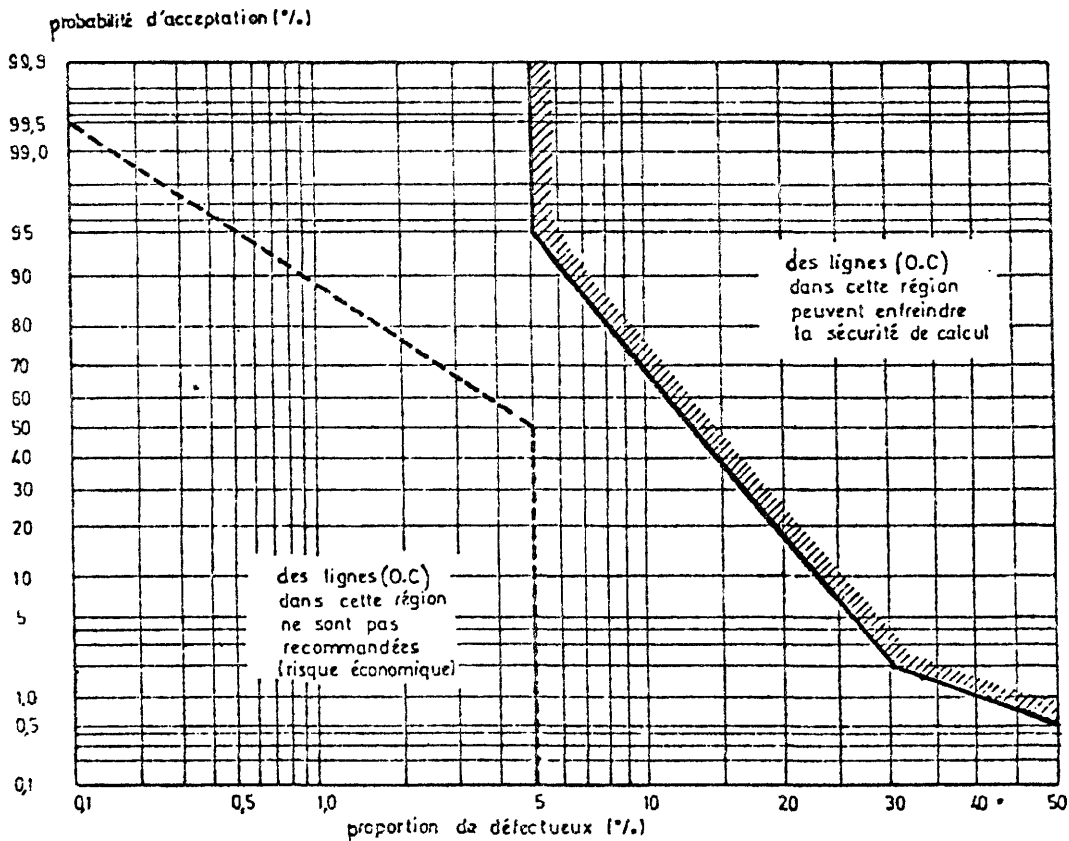


Figure (1) - Limites du domaine des courbes (O-C)

6.4.3.2 Essais de résistance du bétonP.1 Exigences générales concernant l'échantillonnage

Chaque gâchée soumise à des prélèvements doit être choisie au hasard parmi les gâchées possibles. Le prélèvement doit être fait au lieu d'utilisation.

Tous les résultats d'essais doivent être pris en compte pour le jugement de la résistance du béton : aucun résultat ne peut être écarté, à moins qu'il ne soit prouvé qu'une erreur grossière a été commise lors du prélèvement, du coulage, du compactage, de la cure ou de l'essai de l'éprouvette.

Des détails complémentaires peuvent être tirés des normes ISO : ISO DIS 2736.3, ISO 1920, ISO 4012, ISO 4013.

P.2 Critères d'acceptation pour les essais de résistance

L'acceptation du béton doit être fondée sur un critère de conformité prenant en compte le nombre d'éprouvettes prélevées, la dispersion des résultats d'essai et le niveau de fiabilité requis.

6.4 Contrôle de qualité

A.1 Exigences générales concernant l'échantillonnage

Les conditions a), b) et c) suivantes constituent la base pour le choix de la fréquence d'échantillonnage :

- a) en moyenne un prélèvement doit être effectué pour 100 gâchées ou 100 m³ de béton (en adoptant la solution qui correspond au plus grand nombre de prélèvements) ;
- b) pour chaque type de béton, il doit être effectué au moins un prélèvement par jour ;
- c) six prélèvements sont à effectuer à chaque fois pour des éléments similaires du point de vue structural (par exemple : béton d'un même étage, d'une travée d'un pont à plusieurs travées, etc.).

A.2 Critères d'acceptation pour les essais de résistance *

On peut choisir entre l'un des deux critères ci-après :

Critère 1 : ce critère peut être appliqué dans tous les cas, mais convient moins bien aux échantillonnages importants.

Chaque série de trois éprouvettes successives $x_1 < x_2 < x_3$ doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\bar{m}_3 \geq f_{ck} + k_1 \quad [1]$$

$$\bar{x}_1 \geq f_{ck} - k_2 \quad [2]$$

avec :

\bar{m}_3 valeur moyenne

f_{ck} résistance caractéristique spécifiée.

Au stade de la pleine production d'un type de béton, les valeurs recommandées sont $k_1 = k_2 = [3]$ MPa. Au début de la production, les valeurs sont $k_1 = [5]$ MPa, $k_2 = [1]$ MPa pour les deux premières séries et $k_1 = [4]$ MPa, $k_2 = [2]$ MPa pour les troisième et quatrième séries.

* Des divergences d'opinions se sont manifestées en ce qui concerne le respect des limites définies par les courbes 0-C par le critère n°1. en conséquence deux propositions ont été avancées :

- a) reporter les courbes 0-C dans les "Principes" et supprimer le critère n°1 ;
- b) supprimer les courbes 0-C et considérer les critères 1 et 2 comme des procédures d'acceptation de caractère pragmatique.

Ce point sera résolu dans l'avenir sur la base des résultats de recherches ultérieures.

6.4 Contrôle de qualité

Critère 2 : ce critère convient pour un nombre important d'éprouvettes.

Chaque lot est représenté par un nombre minimal de quinze prélèvements ($n = 15$). Ce lot est réputé conforme, lorsque les conditions suivantes sont simultanément satisfaites :

$$\bar{m}_n - \lambda s_n \geq f_{ck} \quad [3]$$

$$\bar{x}_1 \geq f_{ck} - k_2 \quad [4]$$

avec :

\bar{m}_n valeur moyenne,

s_n écart-type de la population des éprouvettes,

f_{ck} résistance caractéristique spécifiée.

Les valeurs recommandées sont : $\lambda = 1,4$ et $k_2 = 4$ MPa.

Dans le contrôle d'une production continue importante, des graphiques de contrôle ou d'autres critères d'acceptation peuvent être utilisés pourvu que la probabilité d'acceptation d'un béton avec plus de 5 % de défectueux ne soit pas plus élevée que celle correspondant à ces critères.

6.4.3.3 Contrôles additionnels

P.1 Généralités

Outre la résistance du béton, il peut être nécessaire de contrôler d'autres propriétés du béton frais ou du béton durci.

A.1 Généralités

La consistance du béton frais doit toujours être déterminée. Le cas échéant, il y aura lieu également de mesurer la teneur en air occlus et le poids volumique.

Les contrôles d'acceptation relatifs aux propriétés du mélange concernent normalement la dimension des granulats, le dosage en ciment et les proportions du mélange (en particulier, le dosage en eau), et parfois également, les adjuvants et la teneur en air occlus. Les proportions du mélange peuvent être vérifiées par un contrôle de la centrale à béton, par l'analyse du béton frais ou bien par un contrôle de la bande imprimée d'une centrale automatique. Lorsque l'on établit les limites d'acceptation, il doit être tenu compte de façon convenable de la dispersion intrinsèque de la méthode d'essai.

Liste des documents de référence

- [1] Comité Euro-international du Béton (CEB) : Code-Modèle CEB-FIP pour les structures en béton, 1978.
- [2] Comité Euro-international du Béton (CEB) : "Compléments au Code-Modèle CEB-FIP 1978" Bulletin d'information du CEB n° 139-F, juillet 1981.
- [3] Comité Euro-international du Béton (CEB) : Manuel de calcul CEB-FIP "Flexion-Compression".
(CEB-FIP Manual on bending and compression) Bulletin d'information du CEB n° 141 - décembre 1981/septembre 1982.
- [4] Comité Euro-international du Béton (CEB) : Annexes aux Recommandations Internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Tome 3 : "Dalles et structures planes - structures hyperstatiques" 1972.
- [5] Comité Euro-international du Béton (CEB) : "Structures hyperstatiques". Bulletin d'Information du CEB n° 105, février 1976.
- [6] Comité Euro-international du Béton (CEB) Manuel de calcul "Effets structuraux des déformations différées du béton".
(Manual on structural effects of time-dependant behaviour of concrete). Bulletin d'Information du CEB n° 142 1984.
- [7] Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) : "Recommendations for the approval supply and acceptance of steels for prestressing tendons", Londres, 1974.
- [8] Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) : Report on prestressing steel : 1 - Types and properties. FIP-Report 5/3, Londres, 1976.
- [9] Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) : Guide to good practice : "Design recommendations for flat slabs in post-tensioned concrete, using unbonded and bonded tendons", Londres, 1978.
- [10] Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) : Design principles for hollow-core slabs regarding shear and transverse bearing capacity, splitting and quality control, Technical Report, 1982.
- [11] Comité Euro-international du Béton (CEB) : CEB-FIP Manual of Buckling and Instability. Bulletin d'Information du CEB n° 123, 1978.
- [12] Comité Euro-international du Béton (CEB) : Manuel de calcul "Fissuration et déformations". Bulletin d'Information du CEB n° 158-F, Octobre 1983.
- [13] Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) : FIP-CEB Recommendations for the design of reinforced and prestressed concrete structural members for fire resistance, Londres, 1975.

Liste des documents de référence

- [14] Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) : FIP-CEB Report on methods of assessment of the fire resistance of concrete structural members, Londres, 1978.
- [15] Comité Euro-international du Béton (CEB) : Recommandations internationales unifiées pour le calcul et l'exécution des constructions en panneaux assemblés de grand format, AITEC, Rome, 1969.
(Recommandations publiées en commun avec le Conseil international du Bâtiment (CIB) et l'Union Européenne pour l'Agrément technique dans la construction (U.E.A.t.c.)).

ANNEXES

ANNEXE 1LISTE DES NOTATIONS POUR LES GRANDEURS INDEPENDANTES DES MATERIAUX

F_A	actions accidentelles
C_d	valeur fixée dans les conditions d'état-limite d'utilisation
E_q	action sismique
F_{rep}	valeur représentative d'une action
F_d	valeur de calcul d'une action
F_{dest}	action déstabilisante
F_{stab}	action stabilisante
G_1	action permanente incluant la part de poids favorable à l'équilibre
G_2	action permanente incluant la part de poids défavorable à l'équilibre
P	Précontrainte
Q_k	valeur caractéristique d'une action variable
Q_o	charge imposée
R_d	valeur de calcul d'une sollicitation résistante
S_d	valeur de calcul d'une sollicitation agissante
S_{dest}	sollicitation déstabilisante
S_{stab}	sollicitation stabilisante
a_d	valeur de calcul d'une grandeur géométrique
a_{nom}	valeur nominale d'une grandeur géométrique
f_k	valeur caractéristique d'une résistance
f_d	valeur de calcul d'une résistance
Δa	terme de sécurité additive (ou réductrice) applicable à une donnée géométrique
γ_f	coefficient partiel pour les actions
γ_F	comme γ_f mais incluant les incertitudes du modèle

γ_g	coefficient partiel pour les actions permanentes
γ_G	comme γ_g mais incluant les incertitudes du modèle
γ_{G1}, γ_{G2}	coefficients partiels associés à G_1 et G_2 incluant les incertitudes du modèle
$\gamma_{G1_A}, \gamma_{G2_A}$	comme γ_{G1} et γ_{G2} mais pour les combinaisons accidentelles
γ_m	coefficient partiel pour les propriétés des matériaux
γ_M	comme γ_m mais incluant les incertitudes du modèle
γ_q	coefficient partiel pour les actions variables
γ_Q	comme γ_q mais incluant les incertitudes du modèle
γ_p	coefficient partiel pour la précontrainte
γ_P	comme γ_p mais incluant les incertitudes du modèle
γ_{ind}	coefficient partiel pour les actions indirectes
γ_d	coefficient partiel pour les incertitudes dans le modèle adopté à l'état-limite
γ_{Rd}	part de γ_d affectée à l'évaluation de la sollicitation résistante
γ_{Sd}	part de γ_d affectée à l'évaluation de la sollicitation agissante
γ_n	coefficient d'ajustement des valeurs standard de γ correspondant aux divers niveaux de fiabilité
ψ	coefficient définissant les valeurs représentatives des actions variables.

ANNEXE N° 2

NORMES EUROPEENNES ET INTERNATIONALES DE REFERENCE

EURONORM

- ACIERS D'ARMATURE

COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (C.E.N.)

- CIMENTS ET BETONS

ORGANISATION INTERNATIONALE DE NORMALISATION (I.S.O.)

- GRANDEURS, UNITES, SYMBOLES
- BASES DU CALCUL DES CONSTRUCTIONS
- BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAINTE
- DESSINS TECHNIQUES
- TOLERANCES
- ESSAIS AU FEU

(Nomenclature des normes européennes et internationales de référence, en vigueur ou en cours de mise au point à fin 1983).

EURO NORM	ACIERS D'ARMATURE	BETONSTAHL FÜR BEWEHRUNG	STEEL FOR THE REINFORCEMENT
EU 79-82	Définition et classification des produits en acier par formes et dimensions	Einteilung und Benennung von Stahlerzeugnissen nach Formen und Abmessungen	Definition and classification of steel products by shape and dimensions
EU 80-69	<p>Aciers pour armatures passives du béton - Prescriptions de qualité</p> <p><u>Annexe A</u> Contrôle de qualité des aciers à béton</p> <p><u>Annexe B</u> Vérification de la soudabilité</p>	<p>Betonstahl für nicht vorgespannte Bewehrung Gütevorschriften</p> <p><u>Anhang A</u> Güteüberwachung der Betonstähle</p> <p><u>Anhang B</u> Nachweis der Schweißeignung</p>	<p>Annex A Quality control of reinforcing steel</p> <p><u>Annex B</u> Proof of Weldability</p>
EU 81-69	Ronds à béton lisses laminés à chaud - Dimensions, poids, tolérances	Warmgewalzter glatter runder Betonstahl - Masse, Gewichte, zulässige Abweichungen	

./.

EURONORM	ACIERS D'ARMATURE	BETONSTAHL FÜR BEWEHRUNG	STEEL FOR THE REINFORCEMENT
EU 82-79	<p>Aciers à béton à adhérence améliorée - Dimensions, masses, tolérances</p> <p><u>Fascicule 1 :</u> Prescriptions générales</p> <p><u>Fascicule 2 :</u> Prescriptions complémentaires pour les aciers nervurés ou crénelés</p>	<p>Betonstahl mit verbesserter Verbundwirkung - Masse, Gewichte zulässige Abweichungen</p> <p><u>Blatt 1 :</u> Allgemeine Anforderungen</p> <p><u>Blatt 2 :</u> Ergänzende Anforderungen an gerippte Stähle</p>	<p>Steel for the reinforcement of concrete with an improved bonding action</p> <p><u>Sheet 1:</u> General requirements</p> <p><u>Sheet 2:</u> Supplementary specifications for ribbed steel.</p>
EU 138-79	Armatures de précontrainte	Spannstähle	Prestressing steel

C.E.N.	CIMENTS ET BETONS	ZEMENT UND BETON	CEMENT AND CONCRETE
C.E.N./TC 51	<u>CIMENTS</u> <u>Pr.EN.196 - Essais</u> <u>Pr.EN.196 I - Résistances</u> <u>mécaniques</u> <u>Pr.EN.196 II -Analyse chimique</u> <u>Pr.EN.196 III-Prise et</u> <u>stabilité</u> <u>Pr.EN.196 IV - Teneur en</u> <u>constituants</u> <u>Pr.EN.196 V - Pouzzolanité</u> <u>Pr.EN.196 VI- Finesse</u> <u>Pr.EN.196 VII-Echantillonnage</u> <u>Pr.EN.197 - Définitions et</u> <u>spécifications des ciments</u> <u>Pr.EN.197 I - Définitions et</u> <u>terminologie des ciments</u> <u>Pr.EN.197 II - Spécifications</u> <u>des ciments</u>	<u>ZEMENT</u> <u>Pr.EN.196 - Prüfverfahren</u> <u>Pr.EN.196 I - Festigkeit</u> <u>Pr.EN.196 II -Chemische Analyse</u> <u>Pr.EN.196 III-Erstarren und</u> <u>Raumbeständigkeit</u> <u>Pr.EN.196 IV - Gehalt an</u> <u>Bestandteilen</u> <u>Pr.EN.196 V - Pouzzolanizität</u> <u>Pr.EN.196 VI- Feinheit des Zements</u> <u>Pr.EN.196 VII-Probenahme</u> <u>Pr.EN.197 - Definitionen und</u> <u>Anforderungen an Zement</u> <u>Pr.EN.197 I - Definitionen und</u> <u>Terminologie der Zemente</u> <u>Pr.EN.197 II - Anforderungen</u> <u>an Zement</u>	<u>CEMENT</u> <u>Pr.EN.196 - Methods of test</u> <u>Pr.EN.196 I - Mechanical</u> <u>resistance</u> <u>Pr.EN.196 II- Chemical analysis</u> <u>Pr.EN.196 III-Setting time</u> <u>and soundness</u> <u>Pr.EN.196 IV -Proportions of</u> <u>constituent parts</u> <u>Pr.EN.196 V - Pozzolanicity</u> <u>Pr.EN.196 VI- Finesse</u> <u>Pr.EN.196 VII-Sampling</u> <u>Pr.EN.197 - Definitions and</u> <u>specifications of the cements</u> <u>Pr.EN.197 I- Definitions and</u> <u>terminology of the cements</u> <u>Pr.EN.197 II-Specifications of</u> <u>the cements</u>
C.E.N./TC 94	<u>BETON PRET A L'EMPLOI</u> <u>(Production et livraison)</u> <u>Pr.EN.199</u>	<u>TRANSPORTBETON</u> <u>(Herstellung und Lieferung)</u> <u>Pr.EN.199</u>	<u>READY MIXED CONCRETE</u> <u>(Production and delivery)</u> <u>Pr.EN.199</u>
C.E.N./TC 104	<u>BETON (PERFORMANCES,</u> <u>PRODUCTION, MISE EN OEUVRE</u> <u>ET CRITERES DE CONFORMITE</u> <u>Pr.EN.206</u>	<u>BETON (EIGENSCHAFTEN,</u> <u>HERSTELLUNG, VERARBEITUNG</u> <u>UND GÜTENACHWEISS)</u> <u>Pr.EN.206</u>	<u>CONCRETE (PERFORMANCE,</u> <u>PRODUCTION, PLACING AND</u> <u>COMPLIANCE CRITERIA)</u> <u>Pr.EN.206</u>

ISO/TC.1 2	QUANTITIES, UNITS, SYMBOLS, CONVERSION FACTORS AND CONVERSION TABLES	GRANDEURS, UNITES, SYMBOLES, FACTEURS DE CONVERSION ET TABLES DE CONVERSION
Norme ISO 1000-1981 (2ème édition)	S.I. units and recommendations for the use of their multiples and of certain other units	Unités S.I. et recommandations pour l'emploi de leurs multiples et de certaines autres unités

ISO/TC.98/SC.1	<u>BASES FOR DESIGN OF STRUCTURES</u> <i>TERMINOLOGY AND SYMBOLS</i>	<u>BASES DU CALCUL DES CONSTRUCTIONS</u> <i>TERMINOLOGIE ET SYMBOLES</i>
<p>a) <u>Normes ISO en vigueur</u></p> <p>ISO 3898-1976</p> <p>Addendum 1-1982</p> <p>Addendum 2-1983</p>	<p>Bases for design of structures - Notations - General symbols</p> <p style="text-align: center;">- d° -</p> <p>Notations written on line printers, telex and word processing equipment</p>	<p>Bases du calcul des constructions - Notations - Symboles généraux</p> <p style="text-align: center;">- d° -</p> <p>Notations pour imprimantes, telex et traitements de textes</p>
<p>b) <u>Projets de Normes ISO en cours de ratification</u></p>	<p style="text-align: center;">- nothing -</p>	<p style="text-align: center;">- néant -</p>
<p>c) <u>Avant-projets de Normes ISO</u></p> <p>DP 4357-1981</p>	<p>Rules for the use of international systems of units (S.I.) in building</p>	<p>Règles d'utilisation du système inter- national d'unités S.I. dans le bâtiment</p>
<p>d) <u>Autres documents ISO en cours de mise au point</u></p> <p>DT 98/1/ N 75-1982</p>	<p>Terminology on the general principles for the reliability of structures</p>	<p>Terminologie relative aux principes généraux de sécurité des structures</p>

ISO/TC.98/SC.2	<u>BASES FOR DESIGN OF STRUCTURES</u> <i>TERMINOLOGY AND SYMBOLS</i>	<u>BASES DU CALCUL DES CONSTRUCTIONS</u> <i>TERMINOLOGIE ET SYMBOLES</i>
a) <u>Norme ISO en révision</u> ISO 2394-1973 (révision 1983)	General principles for the verification of the safety of structures	Principes généraux pour vérifier la sécurité des structures
b) <u>Projets de Normes ISO en cours de ratification</u>	- nothing -	- néant -
c) <u>Avant-projets de Normes ISO</u> DP 2631-1982	Vibration criteria for the serviceability of structures	Critères de vibration pour l'aptitude au service des structures
d) <u>Autres documents ISO en cours de rédaction</u> TR/6116-1981 TR/8266-1982 DT 98/N 117-1983	Actions on structures (to be inserted into the revision of ISO 2394) Guidelines for the presentation of the design of structures Guidelines for the presentation of contents of ISO Standards concerning the design of structures	Actions sur les structures (à insérer dans la Norme 2394 révisée) Règles de présentation du calcul des structures Recommandations pour l'établissement des Normes ISO concernant le calcul des structures

ISO/TC.98/SC.3	<u>BASES FOR DESIGN OF STRUCTURES</u> <i>LOADS, FORCES AND OTHER ACTIONS</i>	<u>BASES DU CALCUL DES CONSTRUCTIONS</u> <i>CHARGES, FORCES ET AUTRES ACTIONS</i>
<p>a) <u>Normes ISO en vigueur</u></p> <p>ISO 2633-1974</p> <p>ISO 4355-1981</p>	<p>Determination of imposed floor loads in production buildings and warehouses</p> <p>Bases for design of structures - Determination of snow loads on roofs</p>	<p>Détermination des charges imposées aux planchers des usines et des entrepôts</p> <p>Bases du calcul des constructions - Détermination de la charge de neige sur les toitures</p>
<p>b) <u>Projets de Normes ISO en cours de ratification</u></p> <p>DIS 2103-1983</p> <p>DIS 3010-1984</p>	<p>Loads due to use and occupancy in residential and public buildings</p> <p>Design seismic actions on structures</p>	<p>Charges d'utilisation et d'occupation des bâtiments d'habitation et des bâtiments publics</p> <p>Actions sismiques de calcul dans les structures</p>
<p>c) <u>Avant-projets de Normes ISO</u></p> <p>DP 4354-1984</p> <p>DP-1984</p> <p>DP-1984</p> <p>DP-1987</p>	<p>Wind loads</p> <p>Actions due to the self weight of structure, non-structural elements and stored materials</p> <p>Temperature climatic actions</p> <p>Ice loads</p>	<p>Actions du vent</p> <p>Actions du poids propre des structures, des éléments et matériaux non structuraux</p> <p>Actions climatiques thermiques</p> <p>Charges dues à la glace ./. </p>

ISO/TC.98/SC.3	<u>BASES FOR DESIGN OF STRUCTURES</u> <i>LOADS, FORCES AND OTHER ACTIONS</i>	<u>BASES DU CALCUL DES CONSTRUCTIONS</u> <i>CHARGES, FORCES ET AUTRES ACTIONS</i>
<u>d) Autres documents ISO en cours de rédaction</u> DT	Accidental actions	Actions accidentelles

ISO/TC.98/SC.4	<u>BASES FOR DESIGN OF STRUCTURES</u> <i>DEFORMATIONS OF BUILDINGS</i>	<u>BASES DU CALCUL DES CONSTRUCTIONS</u> <i>DEFORMATIONS DES STRUCTURES</i>
<u>Normes ISO en vigueur</u> ISO 4356-1977	Bases for the design of structures - Deformations of buildings at the serviceability limit states	Bases du calcul des constructions - Déformations des bâtiments à l'état- limite d'utilisation

ISO/TC.71/SC.1	CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE <i>TEST METHODS FOR CONCRETE</i>	BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAINTE <i>METHODES D'ESSAIS POUR LE BETON</i>
a) <u>Normes ISO en vigueur</u> ISO 1920-1976 ISO 4012-1978 ISO 4013-1978 ISO 4103-1979 ISO 4108-1980 ISO 4109-1980 ISO 4110-1979 ISO 4111-1979 ISO 4848-1980	Concrete tests - Dimensions, tolerances and applicability of test specimens Concrete - Determination of compressive strength of test specimens Concrete - Determination of flexural strength of test specimens Concrete - Classification of consistency Concrete - Determination of tensile splitting strength of test specimens Fresh concrete - Determination of the consistency - Slump test Fresh concrete - Determination of the consistency - Vebe test Fresh concrete - Determination of consistency - Degree of compactibility (Compaction index) Concrete - Determination of air content of freshly mixed concrete - Pressure method	Essais des bétons - Dimensions, tolérances et destination des éprouvettes Béton - Détermination de la résistance à la compression des éprouvettes Béton - Détermination de la résistance à la flexion des éprouvettes Béton - Classification de la consistance Béton - Détermination de la résistance à la traction par fendage des éprouvettes Béton frais - Détermination de la consistance - Essai d'affaissement Béton frais - Détermination de la consistance - Essai Vébé Béton frais - Détermination de la consistance - Degré de compactabilité Béton - Détermination de la teneur en air du béton frais - Méthode de la compressibilité ./

ISO/TC.71/SC.1	<u>CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE</u> <i>TEST METHODS FOR CONCRETE</i>	<u>BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAINTE</u> <i>METHODES D'ESSAIS POUR LE BETON</i>
ISO 6274-1982	Concrete - Sieve analysis of aggregates	Béton - Analyse par tamisage des granulats
ISO 6275-1982	Concrete, hardened - Determination of density	Béton durci - Détermination de la masse volumique
ISO 6276-1982	Concrete, compacted - Determination of density	Béton frais compacté - Détermination de la masse volumique
ISO 6782-1982	Aggregates for concrete - Determination of bulk density	Granulats pour béton - Détermination de la masse volumique en vrac
ISO 6783-1982	Coarse aggregates for concrete - Determination of particle density and water absorption - Hydrostatic balance method	Gros granulats pour béton - Détermination de la masse volumique réelle et de l'absorption d'eau - Méthode de la balance hydrostatique
ISO 6784-1982	Concrete - Determination of static modulus of elasticity in compression	Béton - Détermination du module d'élasticité statique en compression
<u>b) Projets de Normes en cours de ratification</u>		
DIS 2736/1-1982	Concrete tests - Making of test specimens - Sampling of fresh concrete	Essais du béton - Confection des éprouvettes - Echantillonnage du béton frais
DIS 2736/2-1983	Concrete tests - Making of test specimens - Making and curing of test specimens for strength tests	Essais du béton - Confection des éprouvettes - Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance ./.

ISO/TC.71/SC.1	<u>CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE</u> <i>TEST METHODS FOR CONCRETE</i>	<u>BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAINTE</u> <i>METHODES D'ESSAIS POUR LE BETON</i>
DIS 4846-1978	Concrete - Determination of the scaling resistance of surfaces exposed to deicing chemicals	Béton - Détermination de la résistance à l'écaillage des surfaces soumises à des agents chimiques dégivrants
DIS 4847-1978	Concrete - Sampling of concrete aggregate	Béton - Échantillonnage des granulats de masse volumique normale
DIS 7031-1983	Concrete - Test for the depth of penetration of water under pressure into hardened concrete	Béton durci - Détermination de la profondeur de pénétration d'eau sous pression
DIS 7032-1983	Concrete - Test for the permeability	Béton durci - Détermination de la perméabilité
DIS 7033-1983	Particle density and water absorption of fine and coarse aggregates (Pycnometer method)	Masse volumique du grain et absorption d'eau des granulats fins (Méthode du pycnomètre)
DIS 7034-1983	Cores of hardened concrete - Taking, examination and testing in compression	Carottes de béton durci - Prélèvement, examen et essai en compression
DIS 8045-1982	Concrete (hardened) - Determination of the rebound number with the rebound hammer	Béton durci - Détermination de l'indice de rebondissement à l'aide du scléromètre
DIS 8046-1982	Concrete (hardened) - Determination of pull-out strength	Béton durci - Détermination de la résistance à l'arrachement
DIS 8047-1982	Concrete (hardened) - Determination of the ultrasonic pulse velocity	Béton durci - Détermination de la vitesse de propagation du son

ISO/TC.71/SC.1	<u>CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE</u> <i>TEST METHODS FOR CONCRETE</i>	<u>BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAIT</u> <i>METHODES D'ESSAIS POUR LE BETON</i>
c) <u>Avant-projets de Normes</u>	- nothing -	- néant -
d) <u>Autres documents ISO en cours de rédaction</u>		
DT 68	Concrete - Determination of resistance to freezing and thawing	Béton - Détermination de la résistance au gel et dégel
DT 69	Aggregates for concrete - Test methods for compressive strength of stone	
DT 70	Aggregates for concrete - Method for determining the crustability value of coarse aggregate by compression in a cylinder	
DT 71	Aggregates for concrete - Determination of abrasion of aggregates in a Los Angeles machine	

ISO/TC.71/SC.2	<u>CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE</u> <i>RULES FOR THE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES</i>	<u>BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAIN</u> <i>REGLES DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON</i>
a) <u>Normes ISO en vigueur</u>	- nothing -	- néant -
b) <u>Projets de Normes en cours de ratification</u>	- nothing -	- néant -
c) <u>Avant-projets de Normes ISO</u>	- nothing -	- néant -
d) <u>Autres documents ISO en cours de rédaction</u> DT 21-1980	Rules for the design of normal concrete structures	Règles de calcul des structures courantes en béton

ISO/TC.71/SC.3	<u>CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE</u> <i>PRODUCTION AND CONTROL OF QUALITY</i>	<u>BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAINI</u> <i>FABRICATION, MISE EN OEUVRE ET CONTROLE DU BETON</i>
<u>a) Normes ISO en vigueur</u> ISO 3893-1977	Concrete - Classification by compressive strength	Béton - Classification selon la résistance à la compression
<u>b) Projets de Normes ISO en cours de ratification</u> DIS 7690-1982 DIS 7691-1982	Concrete, mortars and grouts - Definitions and classification of admixtures Concrete - Rules for quality control and assessment of compliance	Bétons, mortiers, et coulis - Définitions et classification des adjuvants Béton - Règles pour le contrôle de la qualité et pour l'appréciation de la conformité
<u>c) Avant-projets de Normes ISO</u>	- nothing -	- néant -
<u>d) Autres documents ISO en cours de rédaction</u> DT 71/3/WG 6/N 14-1982	Technical requirements for concrete designed for use in chemically aggressive environment	Exigences techniques pour les bétons à mettre en oeuvre dans un environnement chimiquement agressif ./.

ISO/TC.71/SC.3	<u>CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE</u> <i>PRODUCTION AND CONTROL OF QUALITY</i>	<u>BETON, BETON ARME ET BETON PRECONTRAINTE</u> <i>FABRICATION, MISE EN OEUVRE ET CONTROLE DU BETON</i>
DT 71/3/WG 6/N 15-1982	Classification of environmental conditions affecting concrete	Classification des conditions d'environnement du béton
DT 71/3/WG 1/N 20 ...	Aggregates for concrete - Technical requirements	Granulats pour béton - Exigences techniques
DT 71/3/ N 100-1980	Prestressing steel - Safety rules for the workers	Armatures de précontrainte - Règles de sécurité pour les ouvriers
DT 71/3 N 123-1982	Compressive strength of concrete in structures	Résistance à la compression du béton dans les structures
DT 71/3/ N 124-1982	Curing of concrete	Cure du béton
DT 71/3/ N 126-1982	Concrete, classification and general requirements	Béton, classification et exigences générales
DT 71/3/ N 127-1982	Terminology	Terminologie
DT 71/3/ N 128-1982	Production of concrete	Production du béton
DT 71/3/ N 131-1982	Quality assurance of concrete construction works	Contrôle de production - Assurance de la qualité des ouvrages en béton
DT 71/3/ N 137-1983	Mixing water for concrete	Eau de gâchage du béton

ISO/TC. 10	TECHNICAL DRAWINGS	DESSINS TECHNIQUES
<p><u>Normes ISO en vigueur</u> ISO 2594-1972</p> <p>ISO 2595-1973</p> <p>ISO 3766-1977</p> <p>ISO 4066-1977</p> <p>ISO 4069-1977</p> <p>ISO/TR 7084-1981</p>	<p>Building drawings - Projection methods</p> <p>Building drawings - Dimensioning of production drawings - Representation of manufacturing and work sizes</p> <p>Building and civil engineering drawings- Symbols for concrete reinforcement</p> <p>Building and civil engineering drawings- Bar scheduling</p> <p>Building and civil engineering drawings- Representation of areas on sections and views - General principles</p> <p>Technical drawings - Coding and referencing systems for building and civil engineering drawings and associated documents</p>	<p>Dessins de bâtiment - Méthodes de projection</p> <p>Dessins de bâtiment - Cotation des dessins d'exécution - Représentation des dimensions de fabrication et d'exécution</p> <p>Dessins de bâtiment et de génie civil - Représentation symbolique des armatures de béton</p> <p>Dessins de bâtiment et de génie civil - Cahiers de ferrailage</p> <p>Dessins de bâtiment et de génie civil - Représentation des surfaces sur des coupes et des vues - Principes généraux</p> <p>Dessins techniques - Systèmes de codification et de référencement des dessins de bâtiment et de génie civil et documents associés</p>

ISO/TC.59/SC.4	TOLERANCES	TOLERANCES
<p>a) <u>Normes ISO en vigueur</u></p> <p>ISO 3443/1-1979</p> <p>ISO 3443/2-1979</p> <p>ISO 4464-1980</p> <p>ISO 6240-1980</p> <p>ISO 7077-1981</p>	<p>Tolerances for building - part 1: Basic principles for evaluation and specification</p> <p>Tolerances for building - Part 2: Statistical basis for predicting fit between components having a normal distribution of sizes</p> <p>Tolerances for building - Relationship between the different types of deviations and tolerances used for specification</p> <p>Performance standards in building - Contents and presentation</p> <p>Measuring methods for building - General principles and procedures for the verification of dimensional compliance</p>	<p>Tolérances pour le bâtiment - Partie 1 : Principes fondamentaux pour l'évaluation et la spécification</p> <p>Tolérances pour le bâtiment - Partie 2 : Bases statistique pour la prévision de possibilités d'assemblage entre composants, relevant d'une distribution normale des dimensions</p> <p>Tolérances pour le bâtiment - Liaison entre les divers types d'écarts et de tolérances utilisés pour la spécification</p> <p>Normes de performance dans le bâtiment - Contenu et présentation</p> <p>Méthodes de mesurage pour la construction Principes généraux pour la vérification de la conformité dimensionnelle</p>

ISO/TC.59/SC.4	TOLERANCES	TOLERANCES
<p>b) <u>Projets de Normes en cours de ratification</u></p> <p>DIS 3443/4-1980</p> <p>DIS 3443/5-1978</p>	<p>Tolerances for building - Part 4: Series of values to be used for the specification of tolerances</p> <p>Tolerances for building - Part 5: Methods for predicting deviations of assemblies and for the allocation of tolerances</p>	<p>Tolérances pour le bâtiment - Partie 4 : Série de valeurs à utiliser pour la spécification des tolérances</p> <p>- version française en suspens -</p>
<p>c) <u>Avant-projets de Normes ISO</u></p> <p>DP 3443/3-1980</p> <p>DP 3443/6-1982</p> <p>DP 3443/7-1982</p>	<p>Tolerances for building - Part 3: the calculation of joint clearance and the prediction of fit</p> <p>Tolerances for building - Part 6: General principles for approval criteria, control of conformity with dimensional tolerance specifications and statistical control - Method 1</p> <p>Tolerances for building - Part 7: General principles for approval criteria, control of conformity with dimensional tolerance specifications and statistical control - Method 2</p>	<p>- version française en suspens -</p> <p>Tolérances pour le bâtiment - Partie 6: Principes généraux pour les critères d'approbation, le contrôle de conformité aux spécifications de tolérance dimensionnelle et le contrôle statistique - Méthode 1</p> <p>Tolérances pour le bâtiment - Partie 7 : Principes généraux pour les critères d'approbation, le contrôle de conformité aux spécifications de tolérance dimensionnelle et le contrôle statistique - Méthode 2</p> <p>./.</p>

ISO/TC.59/SC.4	TOLERANCES	TOLERANCES
DP 6284-1982	Tolerances for building - Indications of tolerances on building and construction drawings	Tolérances pour le bâtiment - Indications des tolérances sur les dessins de bâtiment et d'exécution
<u>d)Autres documents ISO en cours de rédaction</u> DT 4.24 a) DT 4.25 b) DT 4.26 c)	Procedures and requirements for inspection of components and for acceptance inspection and control of components and batches of components Procedures and requirements for inspection of setting out and for acceptance control of completed setting out projects as well as parts of such projects Procedures and requirements on inspection of erection and other site construction work and for acceptance control of completed construction projects and parts of the construction work on site	- version française en suspens - - version française en suspens - - version française en suspens -

ISO/TC.92	<u>FIRE TESTS ON BUILDING MATERIALS, COMPONENTS AND STRUCTURES</u>	<u>ESSAIS AU FEU SUR LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION, COMPOSANTS ET STRUCTURES</u>
<p>a) <u>Normes ISO en vigueur</u> ISO 834-1975</p> <p>ISO 3261-1975</p>	<p>Fire-resistance tests - Elements of building construction</p> <p>Amendment 1-1979 Amendment 2-1980</p> <p>Fire tests - Vocabulary</p>	<p>Essais de résistance au feu - Eléments de construction</p> <p>Amendement 1 -1979 Amendement 2 -1980</p> <p>Essais au feu - Vocabulaire</p>
<p>b) <u>Projets de Normes ISO en cours de ratification</u></p>	<p>- nothing -</p>	<p>- néant -</p>
<p>c) <u>Avant-projets de Normes ISO</u></p>	<p>- nothing -</p>	<p>- néant -</p>
<p>d) <u>Autres documents ISO en cours de rédaction</u></p> <p>ISO/TR 6585-1979</p>	<p>Fire hazard and the design and use of fire tests</p>	<p>Risque d'incendie et conception et utilisation des essais au feu</p>

REGLES COMPLEMENTAIRES POUR LES STRUCTURES ET ELEMENTS EN BETON NON ARME1 GENERALITESP.1 Définitions

La présente annexe concerne les bétons de granulats normaux qui ne comportent pas d'armatures satisfaisant aux exigences structurales ou dans lesquels la quantité d'armatures est inférieure à un pourcentage minimal.

La présente annexe n'exclut pas la possibilité de prévoir les armatures nécessaires pour satisfaire aux exigences de service et de durabilité.

P.2 Objet

La présente annexe est applicable :

- aux éléments linéaires en béton de granulats normaux non armé y compris les structures planes, lorsqu'elles peuvent valablement être assimilées à des éléments linéaires;
- aux murs et aux voiles non armés;
- aux éléments massifs en béton non armé tels que semelles, fondations et barrages;
- aux fondations non armées, lorsque le rapport de leur hauteur à leur largeur est au moins égal à une valeur fixée de façon appropriée.

A.1 Définitions

Les murs porteurs sont considérés comme en béton non armé lorsque le pourcentage d'armature longitudinale rapporté à la section requise pour des raisons structurales est inférieur à 0,5 % .

A.2 Objet

L'objet de la présente annexe inclut les semelles de fondation non armées à condition que la valeur du rapport h/a ne soit pas inférieure aux valeurs données dans la figure (1), en fonction de la classe du béton et de la contrainte admissible sur le sol σ_0 .

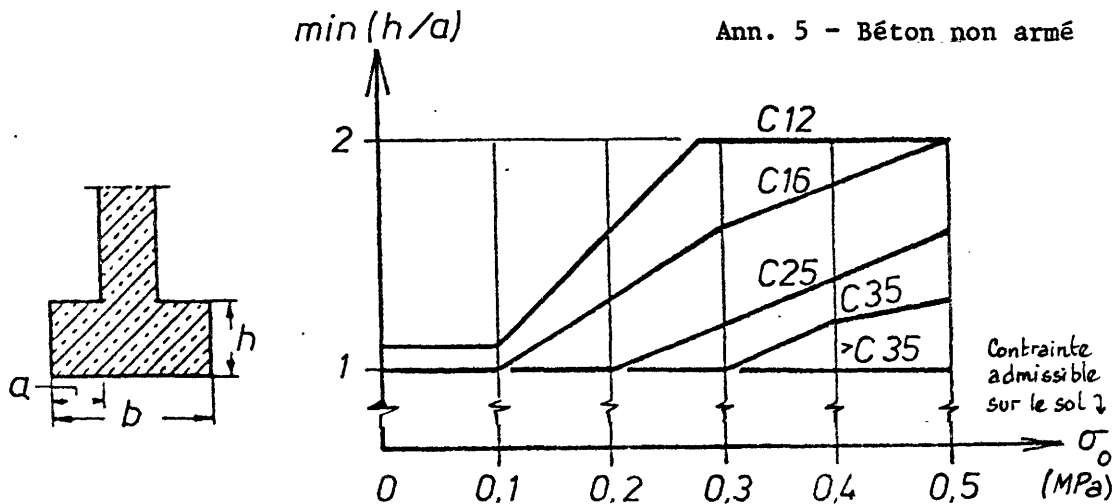


Figure (1) - Limite inférieure du rapport h/a pour les semelles non armées.

Dans tous les autres cas, les semelles doivent être armées et, si nécessaire, la sécurité vis-à-vis de l'état-limite de poinçonnement doit être vérifiée.

2 BASES POUR LE CALCUL DES ELEMENTS EN BETON NON ARME

P.1 Vérification des états-limites ultimes de résistance

Il est nécessaire de vérifier que sous la combinaison d'actions la plus défavorable, il existe une sécurité adéquate vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance.

Compte tenu du fait que les éléments en béton non armé sont plus sensibles aux écarts par rapport aux hypothèses de calcul que les éléments en béton armé, le coefficient de sécurité partiel γ_c peut être augmenté.

P.2 Vérification des états-limites de service

L'aptitude au service des éléments en béton non armé doit être assurée au moyen de vérifications et/ou de dispositions constructives appropriées.

Des précautions particulières sont nécessaires lorsqu'on peut s'attendre à des contraintes élevées dues à des entraves aux déformations.

P.3 Résistance du béton

En règle générale, pour le calcul des sollicitations résistantes des éléments en béton non armé, il faut prendre en compte les mêmes caractéristiques et les mêmes lois de déformations que pour le béton armé.

Pour les besoins du calcul, il peut être opportun de fixer une limite supérieure à la résistance caractéristique maximale admissible pour le béton.

Pour fixer la contrainte locale admissible du béton non armé dans le cas d'un chargement n'affectant pas la totalité de la surface, des valeurs de résistance plus élevées que f_{cd} peuvent être admises.

P.4 Détermination des sollicitations résistantes

Des méthodes approchées, basées sur une simplification de la loi contraintes-déformations du béton, peuvent être admises.

A.1 Vérification des états-limites ultimes de résistance

Dans la vérification à l'état-limite ultime des sections non armées, les affaiblissements de section dus par exemple à des évidements, des feuillures ou des réservations doivent être pris en compte.

A.2 Vérification des états-limites de service

Les dispositions constructives appropriées en vue d'assurer une aptitude convenable au service peuvent être :

a) à l'égard de la fissuration :

- de prévoir une armature de construction (chaînage si nécessaire),
- de prévoir des joints,
- de choisir la méthode de construction.

b) à l'égard de la limitation des déformations :

- de fixer une exigence d'épaisseur minimale des éléments linéaires,
- de limiter l'élançement des poutres et celui des éléments comprimés.

A.3 Résistance du béton

L'indication donnée en 2 - P.3, de limiter la résistance caractéristique maximale peut être expliquée comme suit : ainsi que le montrent les résultats d'essais, le rapport réel $M_{u,obs} / (bd^2)$ décroît lorsque la classe du béton augmente ($M_{u,obs}$ moment de

flexion de rupture observé; b largeur; d hauteur utile d'une section rectangulaire). Lorsque l'on adopte pour le béton un coefficient de sécurité γ_c constant, il peut être opportun de limiter la résistance admissible du béton, afin de prendre en compte ce phénomène.

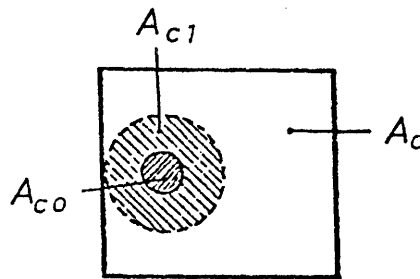
Dans le cas d'une pression locale, la pression locale résistante doit être calculée par la formule :

$$p_{Rdu} = f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \cdot \boxed{3,3} f_{cd} \quad [1]$$

avec $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ résistance de calcul du béton non armé

A_{co} aire chargée (voir figure (2))

A_{c1} aire maximale homothétique de A_{co} et de même centre de gravité, qu'il est possible d'inscrire dans l'aire totale A_c située dans le même plan que l'aire chargée A_{co} (voir figure (17) du chapitre 5.2).



vue en plan

Figure (2) - Définition des aires à introduire dans l'équation [1]

A.4 Détermination des sollicitations résistantes

On peut admettre que, dans le béton non armé, une charge se diffuse à partir de son point d'application suivant un angle de $\boxed{26^{\circ}30'}$ correspondant à une pente de $\boxed{1/2}$ par rapport au sens d'action de la charge.

3 REGLES DE CALCUL AUX ETATS-LIMITES ULTIMES

P.1 Sollicitations normales

En règle générale, l'excentricité des charges ne doit pas excéder une valeur limite appropriée.

P.2 Effort tranchant

Les principes de vérification applicables aux éléments sans armatures d'effort tranchant sont valables pour les éléments en béton non armé.

P.3 Flambement

Les valeurs limites de l'élançement en deçà desquelles il peut être admis d'utiliser des méthodes approchées pour la vérification de la sécurité vis-à-vis du flambement, de même que les valeurs limites supérieures qui ne doivent pas être dépassées, doivent être inférieures à celles adoptées pour les éléments en béton armé.

A.1 Sollicitations normales

L'effort normal N_{Rd} que peut équilibrer une section rectangulaire non armée peut être calculé de manière approchée par la formule :

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} \left(1 - 2 \frac{e_o}{h} \right) \quad [2]$$

avec A_c aire du béton

h plus grande dimension (hauteur) de la section

e_o excentricité de la charge par rapport au centre de gravité géométrique de la section (voir figure (3)).

Le rapport e_o/h ne doit pas excéder la valeur $\boxed{0,3}$:

$$e_o/h \leq \boxed{0,3} \quad [3]$$

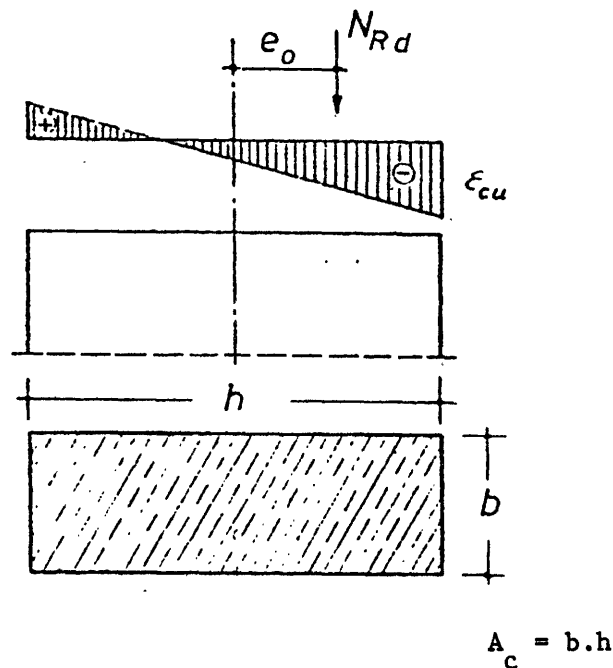


Figure (3) - Effort normal résistant d'une section rectangulaire non armée.

A.2 Effort tranchant

En règle générale, on peut se dispenser, pour des éléments en béton non armé sollicités de manière prépondérante en compression, d'effectuer la vérification de la sécurité vis-à-vis de l'état-limite ultime de résistance à l'effort tranchant.

Pour des éléments linéaires, il peut être nécessaire de vérifier la sécurité vis-à-vis de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant lorsque le rapport l_0/h est au plus égal à $\boxed{6}$, l_0 désignant ici la distance entre points de moment nul et h l'épaisseur de l'élément dans la direction de l'effort tranchant. Les principes et règles donnés aux articles 4.1.2.1 - P.2 et 4.1.2.1 - A.2 du présent Eurocode peuvent être adoptés pour cette vérification.

A.3 Flambement

A.3.1 Limitation de l'élançement

L'élançement d'un élément comprimé non armé ne doit pas excéder $\boxed{\lambda = 70}$.

A.3.2 Longueur de flambement des murs

La longueur de flambement ℓ_0 d'un mur non armé peut être prise égale à

$$\ell_0 = \beta \ell \quad [4]$$

avec ℓ hauteur d'étage

β coefficient de flambement, dont la valeur dépend de la manière dont le mur est raidi à ses extrémités.

Des valeurs du coefficient β sont données à la figure (4).

<p>Mur maintenu sur deux côtés</p>	<p>$\beta = 1,0$ quel que soit ℓ/b</p>
<p>Mur maintenu sur trois côtés</p> <p>Mur raidisseur</p>	<p>$\beta = 1,0$ pour $\ell/b \leq 1$</p> <p>$\beta = 1 - (1 - \frac{\sqrt{3}}{3}) \cdot (\frac{\ell}{b} - 1)$ pour $1 \leq \frac{\ell}{b} \leq 2$</p> <p>$\beta = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,5 (\ell/b)}}$ pour $\frac{\ell}{b} \geq 2$</p>
<p>Mur maintenu sur quatre côtés</p>	<p>$\beta = 1,0$ pour $\ell/b \leq 0,5$</p> <p>$\beta = \frac{3}{2} \cdot \frac{\ell}{b}$ pour $0,5 \leq \frac{\ell}{b} \leq 1$</p> <p>$\beta = \frac{1}{1 + (\frac{\ell}{b})^2}$ pour $\frac{\ell}{b} > 1$</p>

Figure (4) - Coefficients pour déterminer la longueur de flambement d'un mur non armé.

A.3.3 Effort normal résistant des éléments comprimés élancés

L'effort normal résistant d'un élément comprimé élancé non armé, à section rectangulaire, peut être évalué de manière approchée par :

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} \cdot \kappa \quad [5]$$

où κ désigne un coefficient minorateur qui prend en compte les effets du second ordre ainsi que l'excentricité additionnelle e_a selon l'équation [6] de l'article 4.1.3.3.3-A.2. Plus précisément, le calcul de κ

est basé sur les hypothèses suivantes (voir [15]) :

- l'excentricité initiale totale e_{tot} augmente par suite du fluage; cette influence est prise en compte de façon approchée;
- la valeur réelle de E_{cm} varie avec la résistance caractéristique du béton;
- la résistance à la traction du béton est négligée.

Ce coefficient κ peut être tiré de la figure (5) en fonction :
d'une part de l'excentricité relative :

$$e_{\text{tot}}/h = (e_o + e_a)/h \quad [6]$$

et d'autre part de l'élanement relatif fictif $\bar{\lambda}$ défini par :

$$\bar{\lambda} = \frac{l_o}{h} \cdot \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \quad [7]$$

où

$$\alpha = \frac{E_{\text{cm}}}{f_{\text{ck}} (1 + \varphi\eta)} \quad [8]$$

Dans les équations précédentes, les symboles ont les significations suivantes :

- l_o longueur de flambement
- h hauteur de la section dans le plan de flambement
- e_o excentricité de calcul à l'état-limite de service
- e_a excentricité additionnelle
- E_{cm} module de déformation longitudinale du béton
- f_{ck} résistance caractéristique du béton
- φ coefficient de fluage moyen ($\varphi = 1,2$ pour les bétons de granulats normaux)
- η rapport de l'effort normal permanent à l'effort normal total.

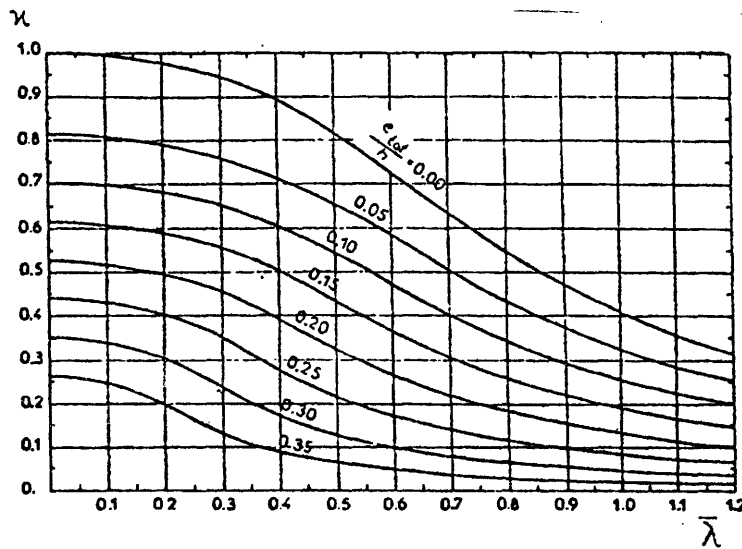


Figure (5) - Coefficient κ pour les sections rectangulaires non armées.

4 REGLES DE CALCUL AUX ETATS-LIMITES DE SERVICE

P.1 Fissuration

Une fissuration excessive peut être évitée par une limitation de l'excentricité des charges en service et/ou par des dispositions constructives appropriées.

P.2 Déformations

Des déformations excessives doivent être évitées, principalement par des dispositions constructives appropriées.

A.1 Fissuration

A.1.1 Généralités

Des fissures largement ouvertes doivent être évitées; en conséquence, pour les éléments linéaires de même que pour les murs, dans le cas d'un chargement excentré, la longueur d'une fissure ouverte doit, à l'état-limite de service, être limitée à $\frac{t}{r} = \frac{h}{4}$ (avec h, épaisseur de la section).

La longueur d'une fissure ouverte peut être déterminée de manière approchée en admettant pour le béton une relation contraintes-déformations linéaire.

A.1.2 Calcul des ouvertures de fissures

L'ouverture moyenne w_m des fissures d'une section non armée peut être estimée comme suit (voir figure (6)) :

$$w_m = 2 t_r \cdot \varepsilon_{ctu} \quad [9]$$

avec ε_{ctu} allongement de rupture du béton par traction

t_r hauteur des fissures.

On admet que t_r est égal à la hauteur de la zone tendue dans l'état I et que $t_r \leq 0,25 h$.

En prenant $\varepsilon_{ctu} \sim 0,12 \cdot 10^{-3}$, on calcule l'ouverture des fissures correspondant au fractile 95 % par ($k_{95} = 1,6$) :

$$w_{95} = k_{95} \cdot w_m = 0,4 t_r \cdot 10^{-3} \quad [10]$$

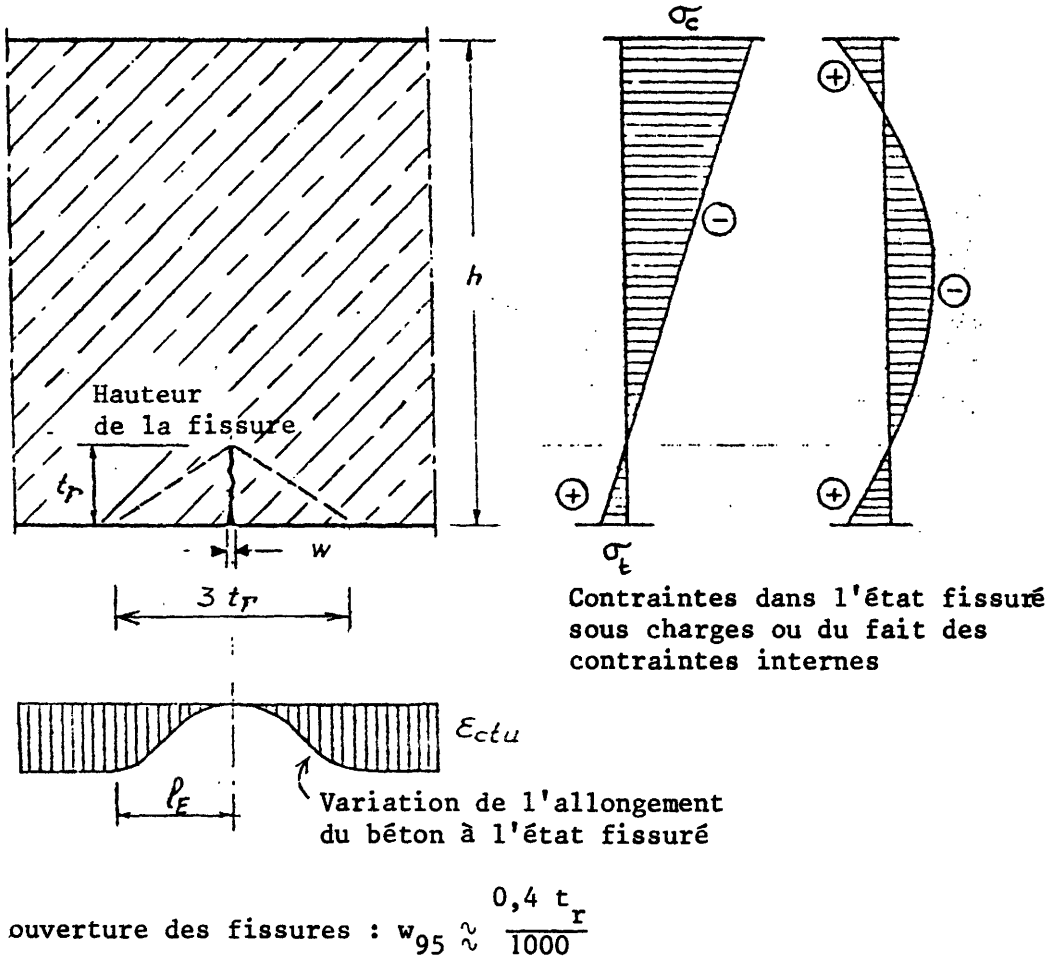
Schéma
de la fissuration

Figure (6) - Hypothèses pour le calcul des ouvertures des fissures dans les éléments non armés

A.2 Déformations

Les dispositions constructives appropriées pour la prévention des déformations excessives peuvent consister à :

- donner une épaisseur minimale aux éléments,
- limiter l'élançement,
- limiter l'excentricité des charges.

5 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ELEMENTS DE STRUCTURES

P.1 Murs

Afin d'éviter des dommages excessifs sous l'effet d'actions accidentelles, un pourcentage minimal d'armatures convenable doit être prévu.

Les murs non armés doivent être suffisamment raidis au moyen d'éléments de contreventement horizontaux et/ou verticaux. Afin d'éviter des fissurations dues aux entraves ou encastremets non pris en compte dans les calculs, il peut être opportun de disposer une armature de construction.

Une telle armature de construction peut être constituée par un système de chaînage du mur.

P.2 Semelles de fondation

Les épaisseurs des semelles de fondation ne doivent pas être inférieures à certaines valeurs minimales.

A.1 Murs

Au niveau de chaque plancher, les murs en béton non armé doivent être munis d'une armature de section A_s telle que :

$$A_s f_{yd} \geq \boxed{40 \text{ kN}}$$

ANNEXE N° 7

EFFETS STRUCTURAUX DES DEFORMATIONS DIFFEREES DU BETON

1 FLUAGE ET RETRAIT

1.1 DEFINITIONS

Fluage : augmentation dans le temps des déformations relatives sous des contraintes permanentes.

Relaxation : diminution dans le temps des contraintes, sous des déformations imposées constantes.

Retrait : raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement.

La séparation entre "fluage" et "retrait" est conventionnelle : normalement les déformations différées du béton chargé ou non chargé devraient être considérées comme deux aspects d'un seul phénomène physique.

Pour la relaxation du béton, non visée par la présente annexe, se reporter au document [6].

1.2 DOMAINE D'APPLICATION

La présente annexe concerne le fluage et le retrait du béton soumis à une contrainte de compression au plus égale à $0,4 f_{cjk}$ à l'âge j de mise en charge et durcissant dans des conditions thermohygro-métriques constantes.

Pour le fluage, son domaine est supposé s'étendre aussi au béton en traction.

La présente annexe n'est pas applicable :

- aux bétons soumis à des températures extrêmes hautes (réacteurs nucléaires par exemple) ou basses (entrepôts frigorifiques par exemple),
- aux bétons traités thermiquement.

Les valeurs numériques indiquées sont des valeurs moyennes qui peuvent être considérées comme des valeurs représentatives susceptibles de varier de 20 % en plus ou en moins. Cette variation doit éventuellement être introduite dans les calculs pour se placer du côté de la sécurité.

La variabilité des conditions d'ambiance dans lesquelles sont placées les structures constitue une autre cause d'incertitude.

Ann.7 - Déformations différées

L'influence de la variation de température dans le temps peut être prise en compte selon l'article 1.5. Le même procédé permet d'évaluer, en première approximation, l'effet d'un traitement thermique.

En première approximation les données de la présente annexe concernant le fluage peuvent être également appliquées pour des contraintes plus élevées que $0,4 f_{ckj}$ (par exemple, mise en précontrainte) surtout si ces contraintes ne sont maintenues que pendant une durée limitée.

1.3 FLUAGE

1.3.1 Hypothèses

Dans le domaine des contraintes d'utilisation, les déformations de fluage dues à des fractions de contrainte appliquées à des instants différents sont considérées comme additives (hypothèse de superposition).

Il en résulte que la déformation de fluage sous contrainte constante est liée linéairement à la contrainte; en se référant conventionnellement à la déformation initiale pour une mise en charge à 28 jours, le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ est défini par l'équation :

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad [1]$$

avec : $\varepsilon_c(t, t_0)$ déformation de fluage à l'instant t sous contrainte constante σ_0 appliquée à l'instant t_0 ;

E_{c28} module de déformation initiale à 28 jours.

On s'écarte d'autant plus de l'hypothèse de superposition et par conséquent de l'hypothèse de linéarité sous contrainte constante que la contrainte est plus élevée; même si la contrainte est faible, un écart sensible est observé lorsque la variation de la contrainte s'accompagne d'une diminution de la déformation (par exemple, déchargement instantané); par contre, cette hypothèse est assez bien respectée lorsqu'il y a diminution de contrainte sans diminution de déformation (par exemple, relaxation).

Notations : pour des raisons de simplification, l'indice c pour le béton est omis dans ce qui suit pour les symboles ε et σ

Ann.7 - Déformations différées

La déformation totale à l'instant t sous contrainte constante (déformation initiale à l'instant t_0 plus déformation de fluage) est donnée par :

$$\varepsilon(t, t_0) = \sigma_0 \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) \quad [2]$$

avec : $E_c(t_0)$ module de déformation initiale à l'âge t_0 .

Le terme

$$\phi(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \quad [3]$$

est appelé "fonction fluage".

La fonction fluage $\phi(t, t_0)$ représente la dépendance vis-à-vis du temps de la déformation totale du béton à l'instant t sous contrainte constante unitaire.

Si la contrainte est variable, se reporter à l'équation [10] pour l'application de l'hypothèse de superposition.

1.3.2 Détermination du coefficient de fluage

Le coefficient de fluage peut être déterminé avec une approximation suffisante par :

$$\varphi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t-t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad [4]$$

avec :

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \cdot \left(1 - \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{cm^{28}}} \right) \quad [5]$$

φ_d coefficient d'élasticité différée, pris égal à 0,4;

$\varphi_f = \varphi_{f1} \cdot \varphi_{f2}$ coefficient de plasticité différée,

φ_{f1} dépendant du milieu ambiant (tableau 1, col.3),

φ_{f2} dépendant de l'épaisseur fictive h_0 (article 1.6 et figure 1).

β_d fonction correspondant au développement dans le temps de la déformation élastique différée (figure 2);

β_f fonction correspondant au développement dans le temps de la plasticité différée (figure 3) dépendant de l'épaisseur fictive h_0 (article 1.6);

t âge du béton au moment considéré, corrigé selon l'article 1.5;

t_0 âge du béton au moment de la mise en charge corrigé selon l'article 1.5.

La durée de chargement réelle (non corrigée) doit être prise en compte dans l'évaluation du terme $\varphi_d \beta_d(t-t_0)$.

milieu ambiant	humidité relative	coefficients		coefficient λ (art. 1.6)
		fluage φ_{f1}	retrait ϵ_{s1} (art.1.4)	
1	2	3	4	5
eau		0,8	+ 0,00010	30
atmosphère très humide	90 %	1,0	- 0,00013	5
extérieur en général	70 %	2,0	- 0,00032	1,6
atmosphère très sèche	40 %	3,0	- 0,00052	1

Tableau 1 - Coefficients de base du fluage et du retrait

Les valeurs indiquées pour φ_{f1} et ϵ_{s1} concernent les bétons à consistance plastique : elles doivent être réduites de 25 % pour les bétons à consistance ferme et augmentées de 25 % pour les bétons à consistance molle.

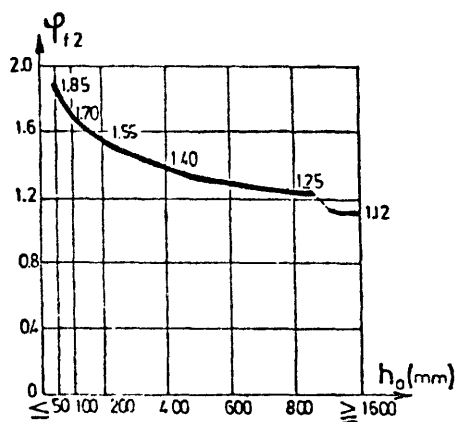


Figure (1) - Influence de l'épaisseur fictive sur le fluage

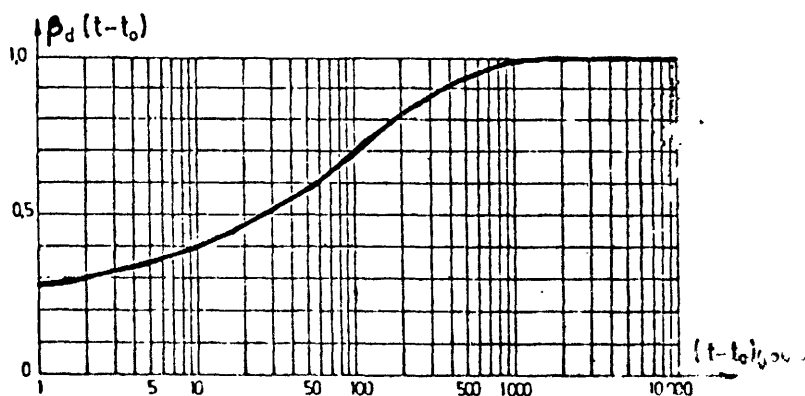


Figure (2) - Développement dans le temps de la déformation élastique différée

Ann.7 - Déformations différées

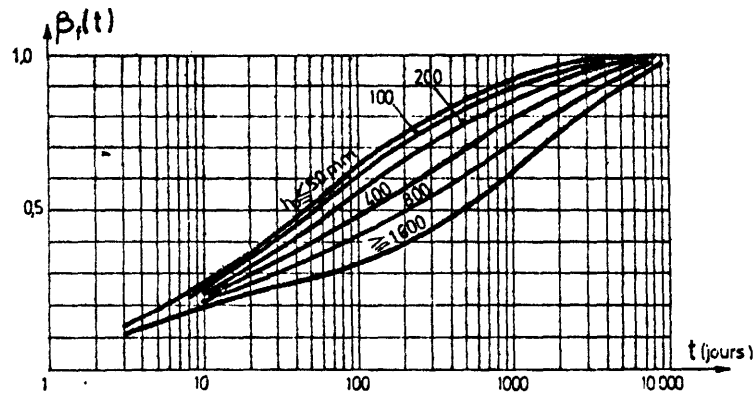


Figure (3) - Développement dans le temps de la déformation plastique différée

Le coefficient de fluage dépend, en plus de t et t_0 , principalement :

- de l'humidité ambiante,
- des dimensions de la pièce,
- de la composition du béton,
- de la température ambiante,
- de la vitesse de durcissement du béton.

La déformation totale sous contrainte constante unitaire (fonction fluage) devient donc :

$$\phi(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\beta_a(t_0)}{E_{c28}} + \frac{\varphi_d \beta_d(t-t_0)}{E_{c28}} + \frac{\varphi_f \beta_f(t) - \beta_f(t_0)}{E_{c28}} \quad [6]$$

Dans le cadre de l'approximation faite pour les équations [4] et [6], eu égard à la mise en évidence du terme $\beta_a(t_0)/E_{c28}$, la valeur du module $E_c(t_0)$ qui caractérise la déformation initiale doit tenir compte seulement de la déformation qui se développe dans les tous premiers instants d'application de la charge (à titre indicatif, 30-60 sec); en l'absence d'essais spécifiques, $E_c(t_0)$ doit être pris égal à $1,25 E_{cm}$, E_{cm} étant déterminé au moyen de l'équation [2] de l'article 3.1.1-A1.4, en remplaçant $(f_{ck} + 8)$ par la valeur $f_{cm}(t_0)$ de la résistance du béton au temps t_0 (âge corrigé selon article 1.5). A défaut de données plus précises, cette résistance peut être tirée de la figure 4 ci-après.

E_{c28} doit être évalué de la même façon.

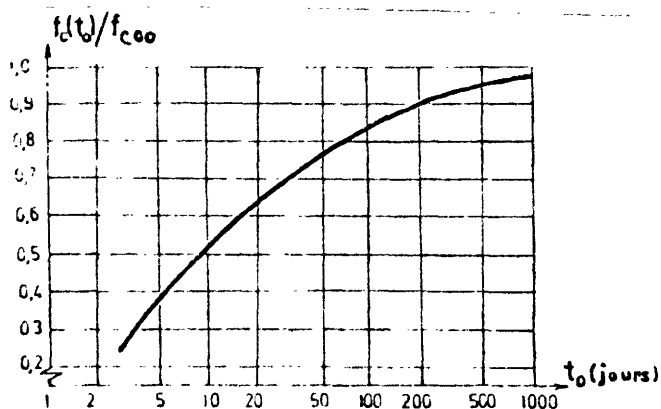


Figure (4)- Variation de la résistance du béton avec l'âge

L'approximation faite est basée sur l'hypothèse simplificatrice que la forme des courbes de fluage et l'effet de l'âge à la mise en charge peuvent être décrits en grande partie par la même fonction $\beta_f(t)$; elle revient à admettre que la déformation différée résulte de la somme de trois termes :

- le terme $\beta_a(t_0)/E_{c28}$, représentant la déformation rapide initiale (partiellement irréversible) qui se développe le premier jour après l'application de la charge (pour simplifier, seule la valeur finale à 24 h est directement considérée),
- le terme $\varphi_d \beta_d(t-t_0)/E_{c28}$, représentant la part réversible de la déformation différée (élasticité différée), dont le développement est supposé indépendant du vieillissement et qui est caractérisée par une valeur constante du coefficient φ_d ,
- le terme $\varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]/E_{c/28}$, représentant la déformation différée irréversible (pasticité différée) très sensible à l'âge de la mise en charge.

Du point de vue pratique, cette approximation permet de simplifier le calcul des effets du fluage dans les structures (article 2.3.2 de la présente annexe) tout en conservant un niveau de sécurité acceptable vis-à-vis des états-limites d'utilisation dans lesquels les imprécisions du calcul ont en général une influence limitée, surtout sur les résultats à long terme. Dans l'article 2.3.1 de la présente annexe et dans [6] sont présentées d'autres méthodes pratiques de calcul des effets structuraux du fluage; il suffit de connaître la déformation totale du fluage, sans nécessité de

recourir à la subdivision schématique entre fluage réversible et fluage irréversible; dans ces cas, des expressions appropriées traduisant la réponse du matériau ou établies à partir d'essais spécifiques peuvent être substituées à la formule [4].

1.4 RETRAIT

La déformation relative de retrait qui se développe dans un intervalle de temps $(t-t_0)$ est donnée par :

$$\epsilon_s(t, t_0) = \epsilon_{s0} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad [7]$$

avec :

$\epsilon_{s0} = \epsilon_{s1} \cdot \epsilon_{s2}$ coefficient de base du retrait

ϵ_{s1} dépendant du milieu ambiant (tableau 1, col. 4),

ϵ_{s2} dépendant de l'épaisseur fictive h_0 (article 1.6 et figure 5),

β_s fonction correspondant au développement du retrait dans le temps (figure 6) dépendant de l'épaisseur fictive h_0 (article 1.6),

t âge du béton au moment considéré, corrigé selon l'article 1.5, en prenant $\alpha = 1$ dans tous les cas.

t_0 âge du béton au moment à partir duquel l'influence du retrait est considérée, corrigé selon l'article 1.5, en prenant $\alpha = 1$ dans tous les cas.

En plus de t et t_0 , le retrait dépend surtout :

- de l'humidité ambiante,
- des dimensions de la pièce,
- de la composition du béton,
- de la température ambiante.

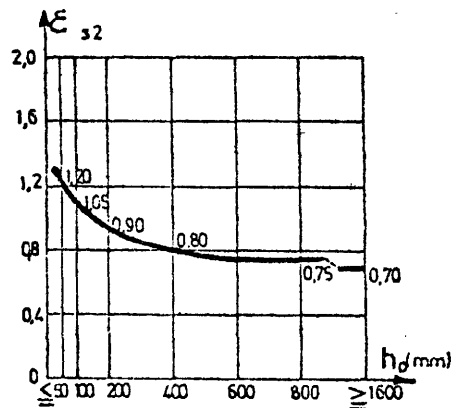


Figure (5) - Influence de l'épaisseur fictive sur le retrait

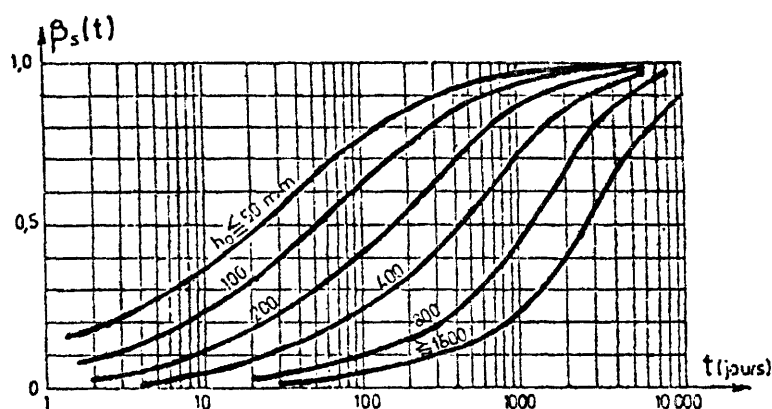


Figure 6 - Développement du retrait dans le temps

1.5 AGE CORRIGE

Pour tenir compte de la température ambiante au cours du durcissement du béton, si elle est sensiblement différente de 20°C, et du type de ciment, l'âge réel du béton doit être corrigé.

En considérant chaque période réelle Δt_m , au cours de laquelle la température moyenne ambiante est $T(t_m)$, on obtient l'âge corrigé par la relation :

$$t = \frac{\alpha}{30} \sum_{m=0}^{t_m} \{ [T(t_m) + 10] \Delta t_m \} \quad [8]$$

avec :

- α coefficient qui prend les valeurs :
 - 1, pour les ciments à durcissement normal et lent,
 - 2, pour les ciments à durcissement rapide,
 - 3, pour les ciments à durcissement rapide et à haute résistance,
- T température journalière moyenne du béton en degré centigrade;
- Δt_m nombre de jours où la température journalière moyenne a pris la valeur T .

1.6 EPAISSEUR FICTIVE

L'épaisseur fictive est définie par :

$$h_o = \lambda \frac{2A_c}{u} \quad [9]$$

- avec λ coefficient dépendant du milieu ambiant (tableau 1, col.5);
- A_c aire de la section de béton;
- u périmètre en contact avec l'atmosphère.

2 EFFETS STRUCTURAUX

2.1 GENERALITES

En général, les effets du fluage ne sont à considérer que dans les états-limites d'utilisation.

Toutefois, dans certains cas, l'intervention du fluage peut influencer sur le comportement à l'état-limite ultime. C'est notamment le cas pour les effets du deuxième ordre, où le fluage accroît l'excentricité initiale, et pour les structures dont les déformations différées sont grandes par rapport à la déformabilité de certains de leurs éléments (par exemple, effet du raccourcissement différentiel des poteaux d'un immeuble de grande hauteur sur l'état de contrainte des planchers qu'ils supportent). Il en est de même en ce qui concerne la fatigue des poutres précontraintes, où les pertes de précontrainte dues au fluage peuvent augmenter l'amplitude des oscillations des contraintes.

Pour un traitement plus complet, se reporter au document [6].

Les états-limites d'utilisation visés sont :

- l'état-limite de déformation lorsque les déformations différées du béton ont pour effet une augmentation des flèches,
- l'état-limite de fissuration lorsque les déformations différées du béton ont pour effet une variation de l'état de contrainte.

Les déformations différées du béton doivent être considérées comme des déformations imposées qui modifient la configuration initiale de déformation et/ou de contrainte des structures. Cette influence n'est généralement importante que dans le domaine d'utilisation, du fait de la faible déformabilité des matériaux en phase élastique. Par contre, comme pour toute autre déformation imposée, elle est considérablement réduite lorsqu'on approche d'un état-limite ultime, par suite des grandes déformations anélastiques du béton et de l'acier.

Il est rappelé que la modification de l'état de contrainte causée par les déformations imposées (état de coaction) provient de l'apparition de déformations élastiques complémentaires qui s'ajoutent à la déformation imposée, en sorte que la déformation totale soit compatible avec les liaisons internes ou externes du système fonctionnant comme un ensemble géométriquement continu. Suivant qu'il est fait appel à la seule compatibilité avec les liaisons internes ou également à la compatibilité avec les liaisons externes, l'état de coaction peut se manifester aussi bien sur les sections ou éléments de la structure que sur ses liaisons externes.

En conséquence, en ce qui concerne le fluage, il faut noter que la seule apparition de déformations imposées de fluage (qui sont reliées linéairement aux déformations élastiques, voir article 1.3.1) ne modifie pas l'état de contraintes d'une structure hyperstatique avec liaisons rigides soumise à des actions externes dues à des charges (du moins, si l'on néglige l'hétérogénéité créée par l'armature). Inversement, l'état de déformation d'une telle structure n'est pas modifié par le fluage linéaire lorsqu'elle est soumise à des actions externes dues à des déformations imposées.

2.2 FORMULATION GENERALE

En application du principe de superposition (article 1.3.1), la déformation totale du béton est :

- pour des variations discontinues de la contrainte :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma_0 \cdot \phi(t, t_0) + \sum \Delta\sigma(t_i) \phi(t, t_i) \quad [10]$$

- pour une variation continue de la contrainte :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma_0 \cdot \phi(t, t_0) + \int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau) \quad [11]$$

avec :

$\varepsilon_n(t)$ déformation indépendante de la contrainte (retrait, dilatation thermique, ...)

$\phi(t, \tau)$ fonction fluage (article 1.3.1);

$\Delta\sigma(t_i)$ variation de contrainte à l'instant t_i ;

$d\sigma(\tau)$ variation de contrainte dans l'intervalle de temps $d\tau$ infiniment petit.

L'emploi de méthodes numériques d'intégration est généralement nécessaire.

L'application des équations [10] et [11] est limitée aux cas où l'histoire de la contrainte est connue et assez simple. De telles conditions ne se présentent que rarement; il faut alors en général, soit employer, au lieu des équations [10] et [11], des expressions algébriques obtenues en introduisant des approximations (article 2.3.1) soit encore adopter pour la fonction fluage une loi très simplifiée (article 2.3.2 ci-après).

2.3 FORMULATIONS SIMPLIFIÉES

2.3.1 Emploi d'équations algébriques2.3.1.1 Méthode de la contrainte moyenne, avec E_c variable

Lorsque la variation de contrainte est limitée et n'excède pas 30 % dans l'intervalle de temps $(t-t_0)$ (par exemple, évaluation des pertes de précontrainte), on peut utiliser l'expression :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = & \varepsilon_n(t) + \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma(t) + \sigma(t_0)}{2E_{c28}} \cdot \varphi(t, t_0) + \\ & + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{2} \cdot \left[\frac{1}{E_c(t)} + \frac{1}{E_c(t_0)} \right] \end{aligned} \quad [12]$$

Lorsque la variation de contrainte excède 30 % dans l'intervalle de temps $(t-t_0)$ (par exemple, variation de contrainte sous déformation imposée constante ou variable, c'est-à-dire relaxation du béton, effet du retrait gêné, etc.), l'intervalle de temps $(t-t_0)$ doit être divisé en un nombre convenable d'intervalles.

Il est intéressant de remarquer que toutes les formules données dans le présent article 2.3.1 peuvent être déduites de la formulation suivante équivalente à l'équation intégrale de l'article 2.2 ci-avant :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma(t_0) \cdot \varphi(t, t_0) + [\sigma(t) - \sigma(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] \quad [13]$$

où χ dépend en général de l'histoire de la contrainte. Il n'en dépend plus, si la déformation varie selon une loi du type :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) - \varepsilon_n(t) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} E_c(t_0) \quad [14]$$

où ε_1 et ε_2 sont des constantes, et peut alors être déterminé une fois pour toutes en fonction de t et t_0 (tables de χ : voir document [6]). Il peut encore être admis, avec une approximation suffisante, que χ ne dépend pas de l'histoire de la contrainte même si, comme c'est souvent le cas, la variation de déformation ne suit que d'une façon approchée la loi [14].

Sous les conditions touchant à la variation de la contrainte et au module de déformation longitudinale indiquées ci-contre, l'expression de χ peut être explicitée, ce qui conduit à la formule [12] dite "de la contrainte moyenne".

2.3.1.2 Méthode de la contrainte moyenne, avec E_c constant

Si la variation du module de déformation longitudinale, après la mise en charge, peut être négligée, la formule [12] se simplifie comme suit :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \frac{\sigma(t)}{E_{c28}} + \frac{\sigma(t) + \sigma(t_0)}{2E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad [15]$$

La formule [15] revient à prendre $E_c(t) = C^{te} E_{c28}$. Elle peut être tirée aussi de la formule générale [13] en prenant en outre $\chi = C^{te} = 0,5$.

2.3.1.3 Méthode du module de déformation totale

Lorsque la contrainte ne varie pas ou ne varie que très peu (par exemple, calcul de la déformation sous contrainte constante, pertes de pré-contrainte dans les sections à faible pourcentage d'acier), on peut utiliser la formule suivante :

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \frac{\sigma(t)}{E_{c28}} [1 + \varphi(t, t_0)] \quad [16]$$

La formule [16] revient à prendre $E_c = C^{te} E_{c28}$ et $\sigma = C^{te}$ et égale à la valeur finale $\sigma(t)$ dans [15].

Elle peut être tirée aussi de la formule générale [13] en prenant en outre $\chi = 1$. Elle revient à admettre que la somme de la déformation de fluage et de la déformation élastique peut être calculée en prenant en compte un module de déformation totale $E_c = E_{c28} / [1 + \varphi(t, t_0)]$.

2.3.2 Loi simplifiée du fluage

Lorsque l'on cherche l'influence du fluage au-delà de 3 mois, on peut utiliser l'expression approchée suivante du coefficient de fluage :

$$\varphi(t, t_0) = 0,4 + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad [17]$$

Ceci revient à négliger le terme $\beta_a(t_0)$ (voir équation [5] et commentaire de l'article 1.3.2) et à admettre que la totalité de la déformation élastique différée se développe à la mise en charge. La déformation différée fonction du temps se réduit donc à la seule composante qui représente la plasticité différée. Dans ce cas, la valeur du module de déformation initiale à considérer est celle donnée à l'article 3.1.1-A1.4 du présent Eurocode (pour $t_0 = 28$ jours).

Ann.7 - Déformations différées

En négligeant la variabilité du module de déformation initiale avec l'âge de la mise en charge, la fonction fluage prend la forme simplifiée :

$$\Phi(t, t_0) = \frac{1}{E_{c28}} \{1,4 + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]\} \quad [18]$$

Une forme équivalente de l'expression [18] est :

$$\Phi(t, t_0) = \frac{1}{E_{cf}} \{1 + \varphi_{ff} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]\} \quad [19]$$

avec :

$E_{cf} = E_{c28}/1,4$, module fictif de déformation initiale

$\varphi_{ff} = \varphi_f/1,4$, coefficient fictif de plasticité différée.

La formule [18] permet d'utiliser dans les calculs pratiques les résultats de la théorie du vieillissement (méthode de Dischinger). Ce procédé est valable aussi dans le cas où l'on prévoit une grande variation de contrainte.

Par exemple, pour la variation de contrainte sous déformation imposée ϵ_n constante (relaxation du béton), la solution de l'équation différentielle de Dischinger conduit à :

$$\sigma_c(t, t_0) = \epsilon_n \cdot r(t, t_0) \quad [20]$$

où $r(t, t_0)$ représente la fonction relaxation du béton:

$$r(t, t_0) = E_{cf} \cdot \exp \{ - \varphi_{ff} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \} \quad [21]$$

Dans les problèmes relatifs aux structures hétérogènes avec liaisons internes ou externes élastiques, il est possible de donner des solutions simples basées sur l'emploi de coefficients correctifs de la solution élastique (voir article 2.4.1.2 ci-après).

2.4 EVALUATION DES PERTES DE PRECONTRAINTE

Lorsque les armatures de précontrainte sont suffisamment rapprochées pour que l'on puisse les assimiler à une armature unique, les pertes de précontrainte peuvent être évaluées avec un degré d'approximation suffisant par les formules suivantes.

Dans les formules du présent article, on doit introduire les valeurs de ϵ_s et φ selon l'article 1; en outre, toutes les quantités doivent être prises avec leur signe (négatif pour les compressions et les raccourcissements, positif pour les tractions et les allongements).

2.4.1 Pertes par retrait et fluage2.4.1.1 Formule dérivée de la méthode de la contrainte moyenne

$$\Delta\sigma_{p,c+s} = \frac{\varepsilon_s(t,t_0)E_s + \alpha\varphi(t,t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cpo})}{1 - \alpha \frac{\sigma_{cpo}}{\sigma_{po}} \left[1 + \frac{\varphi(t,t_0)}{2} \right]} \quad [22]$$

avec : $\alpha = E_s/E_c$

$\Delta\sigma_{p,c+s}$ variation de la contrainte de l'acier de précontrainte due au fluage et au retrait;

σ_{po} contrainte initiale de l'acier de précontrainte, sous la précontrainte seule;

σ_{cg} contrainte du béton au niveau de l'acier de précontrainte, due au poids propre et aux autres actions permanentes;

σ_{cpo} contrainte initiale du béton au niveau de l'acier sous la précontrainte seule.

La formule [22] est obtenue en appliquant la méthode de la contrainte moyenne avec $E_c = C^{te} = E_{c28}$ (voir équation [15] et en égalant les variations d'allongement du béton et de l'acier au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Le numérateur représente la somme des effets du fluage et du retrait sans prise en compte de l'interdépendance des phénomènes. La réduction due à l'interdépendance est représentée par le dénominateur qui est une quantité positive et supérieure à 1.

La contrainte σ_{po} est celle qui existe lorsque la précontrainte est réalisée après durcissement du béton (post-tension); dans le cas de pré-tension, la contrainte à prendre en compte est celle qui agit immédiatement après déblocage des ancrages.

Dans le cas où des variations $\Delta\sigma_{cgi}$ des charges permanentes interviennent à des époques t_i successives, on doit ajouter au numérateur de la formule le terme $\alpha \sum [\Delta\sigma_{cgi} \cdot \varphi(t, t_i)]$.

2.4.1.2 Formule dérivée de la loi simplifiée du fluage

$$\Delta\sigma_{p,c+s} = \alpha \left[(\xi_g - 1) \sigma_{cg} - (\xi_p - 1) \frac{1 - \delta}{\delta} \sigma_{cpo} + \xi_s (1 - \delta) \varepsilon_s(t, t_0) E_c \right] \quad [23]$$

où ξ_g , ξ_p et ξ_s sont trois coefficients donnés par les figures 7, 8 et 9 en fonction de $\varphi(t, t_0)$ et du rapport δ des rigidités :

$$\delta = \alpha \frac{A_p}{A_i} \left(1 + \frac{A_i}{I_i} y_{ip}^2 \right) \quad [24]$$

avec :

A_p aire de l'acier de précontrainte

A_i, I_i aire et moment d'inertie de la section homogénéisée,

y_{ip} distance de l'acier de précontrainte au centre de gravité de la section homogénéisée.

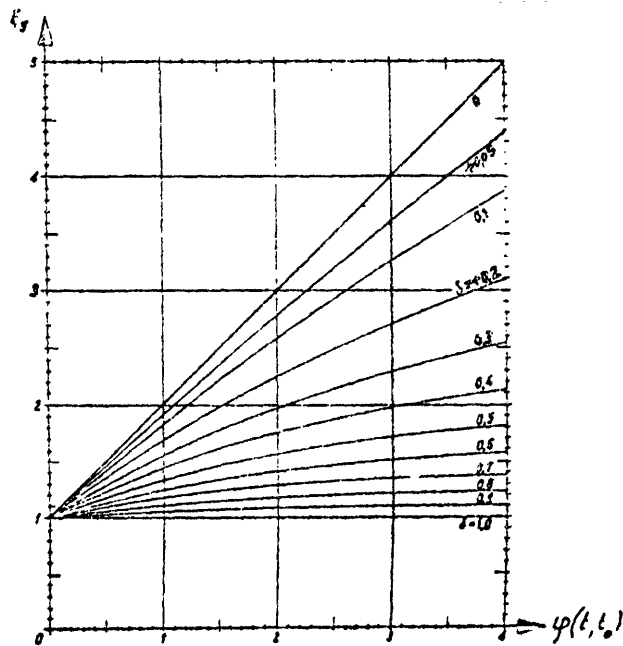


Figure 7 - Coefficient ε_g à introduire dans [23]

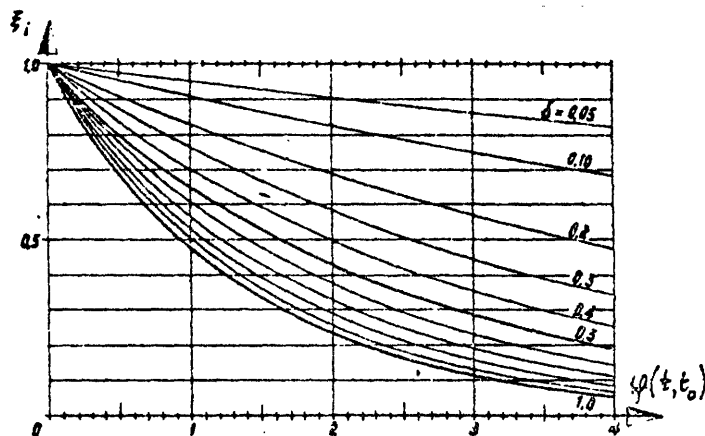


Figure 8 - Coefficient ε_p à introduire dans [23]

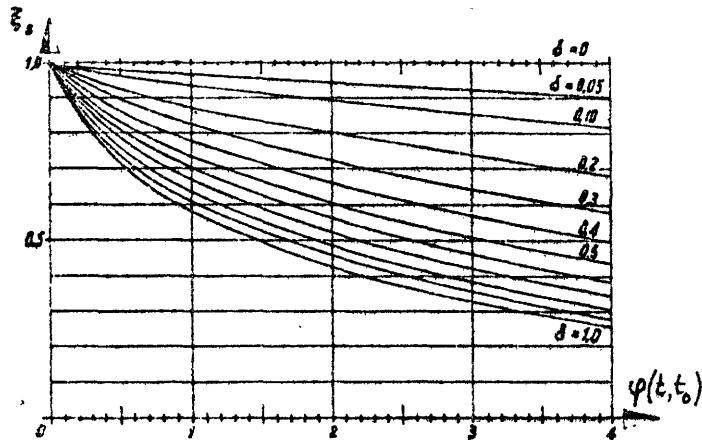


Figure 9 - Coefficient ξ_s à introduire dans [23]

La formule [23] est obtenue en imposant le respect de la compatibilité intérieure (planéité de la section) et en adoptant la loi simplifiée du fluage (équation [18]); l'armature de précontrainte est traitée comme une liaison intérieure élastique. Un procédé analogue est généralement appliqué (voir littérature spécialisée) en cas de liaison élastique externe (imposition de la compatibilité externe) (par exemple, arc avec tirant). Dans ce cas, la formule [24] doit être légèrement modifiée, et le rapport δ doit être calculé d'une façon appropriée (voir document [6]).

Le coefficient de fluage et le module de déformation initiale du béton sont évalués en accord avec 2.3.2.

2.4.2 Prise en compte de la relaxation de l'acier

L'évaluation de la perte totale de précontrainte due au retrait, au fluage et à la relaxation de l'acier, en tenant compte de l'interdépendance de ces trois phénomènes, peut être effectuée au moyen de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\xi_s(t, t_0) E_s + \Delta\sigma_{pr} + \alpha\varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cpo})}{1 - \alpha \frac{\sigma_{cpo}}{\sigma_{spo}} \left[1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2} \right]} \quad [25]$$

avec :

$\Delta\sigma_{pr}$ variation de tension dans l'acier de précontrainte (négative) due à la relaxation agissante seule; la valeur à prendre en compte est celle qui se produirait sous une tension initiale :

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{pgo} - [0,3] \Delta\sigma_{p,c+s+r} \quad [26]$$

avec :

σ_{pgo} , contrainte initiale de l'acier de précontrainte due à la précontrainte et aux actions permanentes;

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ valeur estimée a priori de la perte totale, que l'on doit contrôler par la suite avec le résultat de la formule [25] (procédé par itération).

Le procédé indiqué permet de tenir compte d'une façon satisfaisante de l'influence réciproque du comportement rhéologique du béton et de l'acier.

La formule [25] est obtenue de la même manière que l'équation [22] .

Etant donné que la relaxation n'est pas une fonction linéaire de la contrainte de l'acier, il convient d'évaluer $\Delta\sigma_{pr}$ à partir d'une contrainte de l'acier supérieure à la contrainte moyenne.