

Guide méthodologique

# Eurocode 2

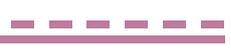
Application aux ponts-routes en béton



Guide méthodologique

# Eurocode 2

Application aux ponts-routes en béton



collection les outils



Document édité par le Sétra dans la collection "les outils".  
Cette collection regroupe les guides, logiciels, supports  
pédagogiques, catalogues, données documentaires et annuaires.

Ont participé à la réalisation de ce guide :

---

---

***Groupe de rédaction :***

Sébastien BRISARD, Sétra  
Ngoc-Vu BUI, Sétra  
Pascal CHARLES, Sétra  
Jean-Marie DARRIEUMERLOU, CETE du Sud-Ouest  
Denis DAVI, CETE Méditerranée  
Fernando DIAS, Sétra  
Daniel GUILLOT, CETE de l'Ouest  
Florent IMBERTY, Sétra  
Jean-Michel LACOMBE, Sétra  
Pierre MARCHAND, Sétra  
Pierre PAILLUSSEAU, CETE du Sud-Ouest  
Florence PERO, Sétra  
Benoît POULIN, Sétra

---

---

***Groupe de relecture :***

Gaël BONDONET, Sétra  
Emmanuel BOUCHON, Sétra  
Guillaume CHAUVEL, Sétra  
Daniel DE-MATTEIS, Sétra  
Jean GUAL, Sétra  
Gilles LACOSTE, Sétra  
Daniel LE FAUCHEUR, Sétra  
Pierre PEYRAC, DREIF  
Michel PRAT, Sétra

---

---

***Groupe de dessin :***

Philippe JULLIEN, Sétra  
Guillaume PERRIN, Sétra  
Alain RECURT, Sétra

---

---

***Groupe de coordination et d'animation :***

Ngoc-Vu BUI  
assisté de :  
Florence PERO  
Florent IMBERTY

# Sommaire

<b>Chapitre 1 - Présentation de l'Eurocode 2 .....</b>	<b>11</b>
1- Introduction .....	12
2- Principe de numérotation .....	13
<b>Chapitre 2 - Bases de conception et de justification .....</b>	<b>15</b>
1- Exigences de base .....	16
2- Principe de justification.....	16
3- Méthode de justification.....	17
3.1 - Justification aux ELU .....	17
3.2 - Justification aux ELS.....	17
4- Actions et combinaisons d'actions.....	18
4.1 - Actions.....	18
4.1.1 - Définitions et notations des principales actions.....	18
4.1.2 - Coefficients $\psi$ pour les ponts routiers .....	20
4.2 - Combinaisons d'actions pour les ELU de résistance.....	21
4.2.1 - Combinaisons fondamentales pour les situations de projet durables et transitoires .....	21
4.2.2 - Combinaisons fondamentales pour les situations de projet accidentelles et sismiques .....	21
4.2.3 - Combinaison de vérification à la fatigue .....	22
4.3 - Combinaisons d'actions pour les ELS .....	23
4.3.1 - Combinaison caractéristique .....	23
4.3.2 - Combinaison fréquente.....	23
4.3.3 - Combinaison quasi-permanente.....	23
5- Justification en phases de construction .....	24
5.1 - Généralités.....	24
5.2 - Combinaisons particulières pour les phases de construction .....	24
5.2.1 - Vérification de la résistance structurale .....	24
5.2.2 - Vérification d'équilibre statique.....	25
5.2.3 - Vérification aux ELS .....	25
6- Analyse structurale.....	25
6.1 - Imperfections géométriques.....	26
6.2 - Modélisation de la géométrie des structures .....	27
6.2.1 - Largeur participante .....	28
6.2.2 - Sections brutes.....	28
6.2.3 - Portée utile.....	28
6.3 - Modélisation du comportement des structures .....	28
6.3.1 - Diagrammes contraintes-déformations pour un comportement élastique.....	28
6.3.2 - Diagrammes contraintes-déformations pour un comportement non linéaire.....	28
6.4 - Types d'analyse.....	31
6.4.1 - Analyse élastique-linéaire .....	31
6.4.2 - Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée .....	32
6.4.3 - Analyse plastique.....	32
6.4.4 - Analyse non-linéaire .....	32
6.4.5 - Analyses au premier ordre et au second ordre.....	33
<b>Chapitre 3 - Données principales pour les projets.....</b>	<b>35</b>
1- Données propres à l'Eurocode 2 .....	36
1.1 - Classes d'exposition.....	36
1.2 - Enrobage.....	39
1.2.1 - Détermination des enrobages minimum et nominal .....	40
1.2.2 - Exemple d'application .....	42
2- Données relatives aux actions .....	43

2.1 - Classe de trafic.....	43
2.2 - Transports exceptionnels .....	43
2.2.1 - Généralités .....	43
2.2.2 - Véhicules spéciaux pris en compte.....	44
2.2.3 - Prise en compte des véhicules spéciaux dans les combinaisons d'actions.....	44
2.3 - Gradient thermique.....	45
2.3.1 - Définition de l'action thermique.....	45
2.3.2 - Signe du gradient thermique .....	46
2.3.3 - Action thermique : action de courte durée.....	46
2.3.4 - Prise en compte dans la combinaison quasi-permanente de charges .....	46
2.3.5 - Calcul des sollicitations dues aux charges thermiques .....	46
3- Données diverses.....	48
3.1 - Définition des sections et coefficients d'équivalence.....	48
3.1.1 - Section brute / nette.....	48
3.1.2 - Section fissurée ou non fissurée .....	48
3.1.3 - Section homogène / homogène réduite.....	48
3.1.4 - Sections pour le calcul des contraintes aux ELS.....	49
3.2 - Durée d'utilisation de projet.....	50
3.3 - Hygrométrie ambiante moyenne.....	50
3.4 - Autres données .....	50
4- Critères de dimensionnement .....	51

## Chapitre 4 - Déformations différées du béton : retrait et fluage.....53

1- Retrait.....	54
2- Fluage.....	54
2.1 - Prise en compte du fluage par une méthode approchée .....	55
2.1.1 - En analyse linéaire.....	55
2.1.2 - En analyse non-linéaire.....	56
2.2 - Prise en compte du fluage par une "méthode scientifique".....	57
3- Eléments pour le calcul des valeurs de retrait et de fluage .....	57
3.1 - Rayon moyen.....	57
3.2 - Présence d'armatures.....	58

## Chapitre 5 - La précontrainte .....59

1- Agrément technique européen des procédés de précontrainte .....	60
1.1 - Informations figurant dans l'ATE .....	60
1.2 - Informations utiles pour l'application de l'Eurocode 2 .....	61
1.2.1 - Forces de mise en tension .....	61
1.2.2 - Coefficients de frottement $k$ et $\mu$ .....	61
1.2.3 - Rentrée d'ancrage.....	61
1.2.4 - Résistance du béton et transfert de charge.....	61
1.2.5 - Contraintes géométriques.....	61
2- Force de précontrainte .....	61
2.1 - Force de précontrainte maximale.....	61
2.2 - Force de précontrainte initiale .....	62
2.3 - Force de précontrainte probable .....	62
3- Pertes de précontrainte .....	62
3.1 - Pertes instantanées.....	62
3.2 - Pertes différées .....	63
4- Valeurs représentatives de la précontrainte.....	63
4.1 - Prise en compte de la précontrainte aux ELU.....	63
4.2 - Prise en compte de la précontrainte aux ELS .....	64
4.3 - En construction.....	64
5- Adhérence de la précontrainte.....	64

## Chapitre 6 - Justification aux ELU ..... 67

1- Justification vis-à-vis de la flexion.....	68
1.1 - Lois de comportement des matériaux pour les vérifications des sections.....	68
1.1.1 - Béton.....	69
1.1.2 - Aciers passifs.....	70
1.1.3 - Aciers de précontrainte.....	71
1.2 - Calcul des sections.....	72
1.3 - Conclusion.....	72
2- Justification vis-à-vis du tranchant.....	73
2.1 - Effort tranchant de calcul.....	73
2.1.1 - Définition de l'effort de tranchant à prendre en compte.....	73
2.1.2 - Largeur d'âme de calcul $b_w$ .....	73
2.1.3 - Principe de la vérification.....	74
2.2 - Vérification des sections courantes.....	74
2.2.1 - Eléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise.....	75
2.2.2 - Eléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises.....	76
2.2.3 - Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales.....	80
2.3 - Résistance à l'effort tranchant près des appuis.....	81
2.3.1 - Cas courant.....	81
2.3.2 - Réduction des charges concentrées près des appuis.....	82
2.3.3 - Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis.....	83
3- Justification vis-à-vis de la torsion.....	84
3.1 - Principe.....	84
3.1.1 - Calcul des flux de cisaillement de torsion dans une section creuse ou pleine.....	85
3.1.2 - Cumul tranchant / torsion.....	86
3.2 - Vérification de la résistance à la torsion combinée au tranchant.....	86
3.2.1 - Résistance des bielles.....	86
3.2.2 - Armatures transversales.....	88
3.2.3 - Armatures longitudinales.....	88
3.2.4 - Cas particulier des sections rectangulaires peu sollicitées.....	89
4- Justification vis-à-vis du poinçonnement.....	90
4.1 - Principe.....	90
4.1.1 - Contour de contrôle de référence.....	90
4.1.2 - Calcul du cisaillement sur le contour de référence.....	90
4.1.3 - Calcul du cisaillement résistant $v_{Rd,c}$ du béton seul.....	91
4.2 - Application numérique.....	92
5- Justification à la fatigue.....	92
5.1 - Principe et éléments de la justification.....	93
5.1.1 - Modèles de charge de fatigue.....	93
5.1.2 - Combinaison d'actions - Etat de référence.....	94
5.1.3 - Calculs des contraintes.....	95
5.2 - Méthodes de vérification.....	96
6- Justification vis-à-vis de la rupture fragile.....	96
6.1 - Principe et exigences de base.....	96
6.2 - Vérification selon la méthode (a).....	97
6.3 - Vérification selon la méthode (b).....	99
7- Analyse non-linéaire et au second ordre - stabilité de forme d'une pile.....	103
7.1 - Généralités sur l'analyse non-linéaire et au second ordre.....	103
7.2 - Méthode générale d'analyse non-linéaire et au second ordre de l'Eurocode 2 partie 1-1.....	103
7.2.1 - Principe.....	103
7.2.2 - Matériaux.....	104
7.3 - Méthode générale d'analyse non-linéaire de l'Eurocode 2 partie 2.....	106
7.3.1 - Lois de comportement des matériaux.....	106
7.3.2 - Principe et format de sécurité.....	108
7.3.3 - Application pratique de la méthode.....	109
7.4 - Synthèse et comparaison des différentes méthodes.....	111

## Chapitre 7 - Justification aux ELS ..... 113

1- Limitation des contraintes .....	114
1.1 - Contrainte de compression dans le béton.....	114
1.1.1 - <i>En service</i> .....	114
1.1.2 - <i>En construction</i> .....	114
1.2 - Contrainte de traction dans les armatures .....	115
1.2.1 - <i>Cas des armatures de béton armé</i> .....	115
1.2.2 - <i>Cas de la précontrainte non adhérente</i> .....	115
1.2.3 - <i>Cas de la précontrainte adhérente</i> .....	115
2- Maîtrise de la fissuration .....	116
2.1 - Principe.....	116
2.2 - Limites d'ouverture de fissure.....	116
2.3 - Méthodes de calcul des ouvertures de fissure.....	117
2.3.1 - <i>Approche selon l'Eurocode 2</i> .....	117
2.3.2 - <i>Approche retenue dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 2</i> .....	117
2.4 - Ferrailage minimal de fissuration.....	118
2.4.1 - <i>Principe et application à des sections rectangulaires</i> .....	118
2.4.2 - <i>Généralisation à des sections quelconques</i> .....	119
2.5 - Maîtrise de la fissuration provoquée par cisaillement.....	119
2.5.1 - <i>Principe</i> .....	120
2.5.2 - <i>Critère de non-fissuration</i> .....	120
3- Règles de dimensionnement de la précontrainte .....	121
3.1 - Cas des ouvrages coulés en place .....	121
3.2 - Cas des voussoirs préfabriqués.....	122
3.3 - Règles en phases de construction.....	122

## Chapitre 8 - Dispositions constructives relatives aux armatures ..... 123

1- Distance libre entre armatures de béton armé .....	124
2- Diamètre admissible des mandrins de cintrage pour les barres pliées .....	125
2.1 - Généralités.....	125
2.2 - Critère de non-endommagement des armatures.....	126
2.3 - Critère de non-rupture du béton.....	126
3- Ancrage des armatures longitudinales.....	129
3.1 - Définitions .....	129
3.2 - Principe.....	129
3.3 - Détermination de la longueur d'ancrage de référence "requis" .....	130
3.3.1 - <i>Contrainte ultime d'adhérence</i> .....	130
3.3.2 - <i>Longueur d'ancrage de référence "requis"</i> .....	132
3.4 - Longueur d'ancrage de calcul .....	132
3.5 - Cas particulier.....	134
4- Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales .....	135
5- Recouvrement .....	135
5.1 - Généralités.....	135
5.2 - Longueur de recouvrement $l_0$ .....	135
5.3 - Espacements longitudinaux des recouvrements.....	137
5.4 - Armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres tendues .....	139
5.5 - Armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres comprimées .....	140
6- Barres de gros diamètre.....	141
7- Paquets de barres.....	141
7.1 - Généralités.....	141
7.2 - Diamètre équivalent du paquet.....	141
7.3 - Distance libre entre paquets de barres .....	142
7.4 - Ancrage des paquets de barres.....	142
7.5 - Recouvrement des paquets de barres.....	144

## Chapitre 9 - Dispositions constructives relatives aux éléments.....145

1- Ferrailage minimal de flexion.....	146
2- Ferrailage de peau.....	146
3- Ferrailage d'effort tranchant.....	147
3.1 - Section minimale d'armatures de tranchant.....	147
3.1.1 - Cas des poutres.....	147
3.1.2 - Cas des dalles.....	147
3.2 - Dispositions pour les armatures de tranchant.....	148
4- Ferrailage de torsion.....	149

## Chapitre 10 - Prescriptions et justifications particulières .....151

1- Effort tranchant.....	152
1.1 - Effet Résal.....	152
1.2 - Cisaillement entre l'âme et les membrures des sections en T.....	154
1.2.1 - Ferrailage minimal des membrures.....	154
1.2.2 - Efforts sollicitants.....	154
1.2.3 - Vérification de la résistance.....	155
1.2.4 - Cumul avec la flexion locale.....	155
1.3 - Cisaillement dans les surfaces de reprise.....	156
1.4 - Eléments en flexion composée, non fissurés à l'ELU de résistance et ne nécessitant pas d'armatures de tranchant.....	157
1.5 - Eléments précontraints à une seule travée ne nécessitant pas d'armatures de tranchant.....	158
1.6 - Cas particuliers permettant une augmentation de la résistance des bielles béton.....	159
1.6.1 - Armatures d'effort tranchant sollicitées à moins de 80% de $f_{yk}$ .....	159
1.6.2 - Armatures de précontrainte droites et niveau de précontrainte élevé.....	159
2- Méthode bielles et tirants pour zone de discontinuité.....	159
2.1 - Principe.....	160
2.2 - Dimensionnement des bielles, des tirants et des nœuds.....	160
2.2.1 - Résistance des bielles.....	160
2.2.2 - Résistance des tirants.....	161
2.2.3 - Résistance des nœuds.....	162
3- Diffusion de la précontrainte.....	163
3.1 - Règles proposées par l'Eurocode 2.....	163
3.1.1 - Force de précontrainte.....	163
3.1.2 - Méthode de calcul.....	164
3.1.3 - Règles particulières.....	164
3.2 - Application des règles de l'Eurocode 2 au cas simple d'un seul ancrage.....	164
3.2.1 - Données.....	164
3.2.2 - Choix d'un modèle bielles-tirants.....	165
3.2.3 - Vérification des nœuds.....	165
3.2.4 - Vérification des bielles.....	166
3.2.5 - Dimensionnement du ferrailage.....	167
3.2.6 - Conclusions sur les règles de l'Eurocode 2.....	168
3.3 - Méthode du guide Sétra "Diffusion des efforts concentrés".....	168
4- Calculs de plaques.....	169
4.1 - Calcul des sollicitations.....	169
4.1.1 - Méthode d'analyse.....	169
4.1.2 - Valeur de calcul retenue pour le dimensionnement.....	169
4.1.3 - Cumul des sollicitations.....	169
4.2 - Problématique générale du calcul des plaques en béton.....	170
4.3 - Règles forfaitaires de cumul de ferrailages.....	171
4.3.1 - Cumul aciers d'effort tranchant / torsion / aciers de diffusion.....	171
4.3.2 - Cumul flexion / cisaillements transversaux.....	172
4.3.3 - Cumul flexion / cisaillements dans le plan de la plaque.....	172
4.4 - Méthode générale de vérification d'une plaque.....	173
4.4.1 - Principe général de la vérification.....	174

4.4.2 - Vérification du feuillet intermédiaire .....	174
4.4.3 - Modèle de membrane .....	175
4.4.4 - Décomposition des efforts sur les membranes .....	176
4.4.5 - Résumé .....	177
4.5 - Conclusion .....	177
5- Fondations .....	177

**Annexes ..... 179**

Annexe I Les ouvrages utilisés pour les applications numériques .....	180
Annexe II Imperfections géométriques .....	184
Annexe III Justification Tranchant / Torsion – Applications numériques .....	187
Annexe IV Justification à la fatigue.....	200
Annexe V Justification vis-à-vis de la rupture fragile .....	226
Annexe VI Vérification de la stabilité de forme – Méthodes simplifiées et exemple de deux piles.....	232
AnnexeVII Exemples de calcul d'ouvertures de fissures aux ELS.....	260
Annexe VIII Bibliographie.....	272

# Avant propos

Les eurocodes sont finalement arrivés au bout de longues et laborieuses années de gestation. Sans apporter un grand bouleversement, ils impliquent tout de même un important effort de familiarisation, d'apprentissage, puis d'appropriation de la part de la communauté technique, pour entrer dans les mœurs et devenir des outils d'un emploi quotidien.

Ce dernier bout de chemin n'est pas sans difficultés et sans importance. Au contraire, il est même décisif pour pouvoir légitimement couronner de succès un programme aussi ambitieux. Sans aucun doute bien des préparatifs sont prévus et seront mis en œuvre pour cette ultime étape. Le Sétra, pour sa part, entend y contribuer pleinement et se doit de mettre à la disposition de la communauté technique un ensemble de guides, ciblés sur les ponts. Ils accompagneront les projeteurs dans cette délicate période du passage d'anciennes règles aux nouvelles. C'est de ce besoin que naît le présent guide "Eurocode 2 - Application aux ponts-routes en béton".

Le guide commence par les chapitres 1 à 3 qui traitent des généralités et des bases pour le dimensionnement et la vérification des projets.

Il se poursuit par quelques thèmes typiques du matériau béton : retrait et fluage dans le chapitre 4 et précontrainte dans le chapitre 5.

Les justifications à effectuer aux états limites ultimes sont traitées ensuite au chapitre 6 où on y trouve dans le détail, tous les sujets classiques comme les vérifications vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant, de la torsion, du poinçonnement et de la fatigue. Ils sont suivis d'un nouveau sujet : la vérification vis-à-vis de la rupture fragile.

Les justifications à effectuer aux états limites de service sont traitées au chapitre 7, où des développements nouveaux concernent la maîtrise de la fissuration.

Les dispositions constructives font l'objet des chapitres 8 et 9 ; le premier est relatif aux armatures et le deuxième aux éléments de structure.

Le dernier chapitre 10 regroupe des méthodes et justifications spécifiques : vérifications vis-à-vis du tranchant pour des cas particuliers, méthode des bielles et tirants pour zones de discontinuité, étude de la diffusion de la précontrainte, "méthode sandwich" pour le calcul des plaques et plus particulièrement le cumul flexion-cisaillement. Les fondations, traitées de manière très partielle par l'Eurocode 2, doivent faire l'objet de rappels de références utiles aux projeteurs.

Le guide se termine enfin, par de nombreuses et diverses annexes. En effet, il se veut complet sans pouvoir tout traiter; et pour éviter d'égarer le lecteur dans une somme excessive d'informations, le parti a été pris de faire des renvois fréquents à des annexes pour y mettre, notamment, des informations moins essentielles et des développements détaillés d'exemples d'application.

Le guide s'est donné comme premier objectif de présenter d'une manière détaillée les prescriptions ayant un caractère nouveau par rapport aux pratiques antérieures. A ce stade de la mise en œuvre des eurocodes, cette mise en valeur vise surtout à faciliter leur compréhension et leur utilisation. Les nombreuses pages du guide qui leur sont consacrées sont là pour donner un maximum d'explications. Il est cependant vrai que pour certaines prescriptions, il est encore trop tôt pour pouvoir bien cerner leur domaine d'utilisation, pour estimer leur importance et pour bien évaluer les conséquences de leur application.

Un deuxième objectif consiste à essayer de permettre au projeteur de se retrouver dans ce nouvel ensemble volumineux et éclaté de règles multiples et diverses. D'où l'existence de nombreux renvois, non seulement à l'intérieur de l'Eurocode 2, mais aussi à d'autres eurocodes, quand cela est nécessaire et utile.

Pour terminer, le caractère austère d'un tel ouvrage est inévitable. Il est de plus, accentué par le très grand nombre et la diversité des sujets abordés. Aussi, un effort particulier a été fourni pour rechercher la simplicité dans les raisonnements ou encore la logique dans l'enchaînement des sujets, dans le but d'offrir une relative commodité de lecture. Le guide aura rempli sa mission si, demain, les projeteurs le trouvent assez facile d'accès, pratique et utile pour ressentir le besoin de l'ouvrir de façon fréquente. Cela ne doit pas, cependant, les dispenser de se référer à l'Eurocode 2.



# Chapitre 1

## Présentation de l'Eurocode 2



# 1 - Introduction

Les eurocodes constituent un ensemble de normes élaborées au niveau européen avec comme ambition de contribuer à l'uniformisation des règles techniques de conception et de calcul des structures. Ils participent ainsi à l'harmonisation générale visée à l'échelle de l'Europe et contribuent à l'élimination des diverses entraves qui peuvent exister à la libre circulation des produits et des prestations de services. Après une longue période de gestation ayant d'abord conduit à la parution de normes européennes expérimentales (XP ENV ou ENV), les eurocodes actuels (EN) sont le résultat de la transformation sur une période relativement courte de cet ensemble de textes expérimentaux. Ils ont alors nettement gagné en cohérence et bénéficié d'une remise à jour proche des derniers développements techniques et scientifiques.

L'Eurocode 2 "EN 1992 Calcul des structures en béton" (désigné parfois par EC2 dans la suite) traite tout particulièrement de la conception et du calcul des structures en béton. Le béton peut être armé ou non, précontraint, léger ou de densité normale. Des règles spécifiques pour le béton préfabriqué sont également prévues.

L'Eurocode 2 comporte actuellement quatre parties :

- Partie 1-1 : Règles générales et règles pour bâtiments
- Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu
- Partie 2 : Ponts en béton
- Partie 3 : Silos et réservoirs

Les parties 2 et 3 présentent les règles particulières propres à chaque type de structure traité.

Le traitement complet d'une structure nécessite de se référer à d'autres eurocodes ou parties d'eurocodes, notamment l'Eurocode 0 "Bases de calculs" pour les principes, les exigences de base et les combinaisons d'actions, les diverses parties de l'Eurocode 1 pour les actions, l'Eurocode 7 pour le calcul géotechnique et l'Eurocode 8 pour le calcul sismique. Le présent guide se limite à faciliter l'utilisation de l'Eurocode 2 appliqué à la conception et au calcul des ponts-routes en béton.

*Le présent guide s'appuie sur des textes publiés, et d'autres en cours de rédaction lors de sa parution. En particulier, les valeurs de paramètres qui sont reprises d'annexes nationales en préparation à la date de publication du présent guide, sont susceptibles de modifications ultérieures. Ces cas seront signalés et il convient sans exception de se référer aux documents publiés.*

L'harmonisation totale des règles ne pouvant être atteinte dans la pratique qu'au terme d'une certaine période d'utilisation, il est prévu au stade initial que les eurocodes proposent des options ou des paramètres dont les choix incombent aux différentes autorités nationales. Ces choix peuvent donner lieu à des valeurs différentes de celles recommandées par les textes européens. Ils font alors l'objet, pour chaque Eurocode quand cela est nécessaire, d'une annexe nationale où leurs valeurs sont précisées ; le présent guide se basera sur les choix français en les signalant et en les expliquant le cas échéant.

## 2 - Principe de numérotation

Il est utile de présenter en préambule les principes de numérotation des clauses de la partie ponts de l'Eurocode 2, et notamment les articulations avec la partie générale.

Les principes adoptés sont les suivants :

- en début de chaque section, l'Eurocode 2 partie 2 contient la liste des clauses de la partie 1-1 qui sont applicables pour les ponts ;
- sont ensuite reprises dans la section, uniquement les clauses qui sont nouvelles ou qui ont remplacé des clauses de la partie 1-1 par suite de modifications ;

*Parfois, c'est seulement la note d'une clause qui a été modifiée dans l'Eurocode 2 partie 2 (par exemple une valeur recommandée). Même dans ce cas, la clause correspondante de l'Eurocode 2 partie 1-1 est considérée comme modifiée et est entièrement reprise dans l'Eurocode 2 partie 2.*

- lorsqu'une clause de l'Eurocode 2 partie 2 est nouvelle, son numéro est obtenu en ajoutant 101 au numéro de la dernière clause de l'Eurocode 2 partie 1-1 du chapitre correspondant ;
- lorsqu'une clause de l'Eurocode 2 partie 2 remplace une clause de l'Eurocode 2 partie 1-1 (clause modifiée), son numéro est obtenu en ajoutant 100 au numéro de la clause qu'elle remplace.

Exemples :

La clause 3.1.6(101)P de l'Eurocode 2 partie 2 remplace la clause 3.1.6(1)P de l'Eurocode 2 partie 1-1 (le texte est identique, mais la valeur recommandée est différente pour  $\alpha_{cc}$ ).

La clause 5.8.4(105) de l'Eurocode 2 partie 2 est une nouvelle clause qui vient après la clause 5.8.4(4) de l'Eurocode 2 partie 1-1.

La section 113 de l'Eurocode 2 partie 2 est une nouvelle section qui vient après la section 12.

Le fonctionnement de l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 2 est basé sur les principes suivants, rappelés dans l'avant-propos de l'annexe nationale :

- les clauses citées sont celles de la norme NF EN 1992-2 : 2005 ;
- lorsque la NF EN 1992-2 rend applicable une clause de la NF EN 1992-1-1, cette clause est applicable avec la clause de l'annexe nationale de la NF EN 1992-1-1 correspondante.



## Chapitre 2

# Bases de conception et de justification



# 1 - Exigences de base

Les exigences de base des eurocodes pour la conception et le dimensionnement d'un projet sont définies dans l'Eurocode 0 [EC0 2.1]. Les principales reprennent celles déjà existant dans les règlements antérieurs : elles visent à assurer à toute structure des niveaux adéquats de **résistance**, d'**aptitude au service** et de **durabilité** [EC0 2.1(2)P]. Toutefois, l'exigence vis-à-vis de la durabilité est formulée de manière plus explicite et requiert la spécification d'une durée d'utilisation de projet qui, pour les ponts, est prise généralement égale à 100 ans [Chapitre 3-3.2] ; il est tenu compte des conditions d'environnement propres à chaque projet, par l'intermédiaire de classes d'exposition [Chapitre 3-1.1], préalablement définies en fonction de la nature des risques de corrosion et d'attaques ; il est aussi supposé qu'une maintenance normale et adaptée soit effectuée.

Les eurocodes supposent également que la conception, puis la construction des ouvrages, soient réalisées par des personnels qualifiés et expérimentés et que la surveillance et la maîtrise de la qualité soient effectives.

Les exigences concernant l'exécution et la mise en œuvre doivent aussi être satisfaites. En ce qui concerne les ouvrages en béton, ces exigences sont traitées dans la norme EN 13670.

# 2 - Principe de justification

Le principe de justification basé sur le **calcul aux états-limites** [EC0 3], associée à la méthode des **coefficients partiels** (sous-entendus de sécurité) [EC0 6], maintenant bien familier des projeteurs, est conservé et appliqué.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- les états limites ultimes [Chapitre 6] qui concernent la sécurité des personnes et de la structure, correspondent à la limite d'équilibre statique, la limite de résistance ou la limite de stabilité de forme. A cela s'ajoute l'état limite de fatigue, un état limite de résistance atteint dans des conditions particulières avec des niveaux de charge de service ;
- les états-limites de service [Chapitre 7] qui concernent le fonctionnement de la structure, sa durabilité, le confort des usagers et l'aspect des constructions, sont définis par diverses limitations appropriées telles que :
  - la limitation de la traction du béton ou sa non-décompression,
  - la limitation de la traction dans les armatures passives pour éviter leur plastification ou leur déformation inélastique,
  - la limitation de la largeur d'ouverture des fissures pour la maîtrise de la fissuration.

Les coefficients partiels sont utilisés pour définir les valeurs de calculs des variables de base (actions [EC0 6.3.1], effets des actions [EC0 6.3.2], propriétés des matériaux [EC0 6.3.3], données géométriques [EC0 6.3.4] et résistances [EC0 6.3.5]), et couvrir en partie les nombreuses incertitudes qui existent, afin de donner à la structure, avec une approximation raisonnable, la marge de sécurité souhaitée. En général ils interviennent comme majorants des actions et comme minorants des résistances.

Les coefficients partiels propres à l'Eurocode 2 sont donnés en [EC2-1-1 2.4.2.1] pour le retrait, en [EC2-1-1 2.4.2.2] pour la précontrainte, en [EC2-1-1 2.4.2.3] pour les charges de fatigue et en [EC2-1-1 2.4.2.4] pour les matériaux.

*Les valeurs des coefficients partiels adoptées par l'Eurocode 2 et celles données dans les annexes de l'EC0 sont considérées comme conduisant à des structures de la classe de fiabilité RC2 [EC2-1-1 2.1.2(2)], [EC0 Anx.C Tab.C.2]. A titre indicatif, pour les ponts, une conception et un dimensionnement conformes aux différents eurocodes correspondent à un indice cible de fiabilité  $\beta$  de l'ordre de 3,8 pour les ELU de résistance et pour une durée de référence de 100 ans.*

## 3 - Méthode de justification

La méthode de justification, d'une manière générale, consiste d'abord à effectuer l'**analyse structurale** [Chapitre 2-6] pour déterminer les sollicitations mais aussi d'autres grandeurs caractéristiques comme les contraintes, les déformations, etc. Ceci s'effectue avec l'introduction dans les modèles de calcul de la structure des **actions et/ou combinaisons d'actions** [Chapitre 2-4] définies pour l'état limite étudié et le phénomène dont on souhaite étudier l'influence. On compare ensuite les résultats obtenus à partir de cette analyse à des valeurs qui caractérisent l'atteinte de l'état limite associé au phénomène étudié.

### 3.1 - Justification aux ELU

Aux ELU de résistance par exemple, la justification est souvent faite en montrant que les valeurs de calcul des sollicitations (encore appelées effets des actions, E dans les eurocodes) restent inférieures aux valeurs de calcul des résistances.

Ceci se traduit par la vérification de l'équation symbolique [EC0 6.4.2(3)P] :

$$E_d \leq R_d$$

Les valeurs de calcul des sollicitations  $E_d$ , sont obtenues après majoration des actions par les divers  $\gamma_F$ . Les valeurs de calcul des résistances  $R_d$ , sont obtenues après minoration par les divers  $\gamma_M$  des propriétés des matériaux entrant dans la détermination de leur résistance [Chapitre 2-2].

*Il faut noter que le guide utilise la forme simplifiée de ces coefficients partiels, celle qui englobe les coefficients partiels tenant compte des incertitudes de modèles; dans la pratique et dans la majorité des cas les valeurs numériques données apparaissent sous cette forme.*

### 3.2 - Justification aux ELS

Aux ELS, en général, l'aptitude au service est démontrée en vérifiant que les valeurs des effets des actions sélectionnées (E) ne dépassent pas la valeur limite du critère (C) qui caractérise l'état limite considéré.

Ceci se traduit par la vérification de l'équation symbolique dans laquelle interviennent les valeurs de calcul [EC0 6.5.1(1)P] :

$$E_d \leq C_d$$

*Les valeurs des coefficients partiels à utiliser aux ELS sont prises égales à 1 pour les actions, comme pour les matériaux [EC0 Anx.A2 A2.4.1(1)], [EC0 6.5.4(1)].*

## 4 - Actions et combinaisons d'actions

A la date de rédaction de ce guide, les annexes nationales suivantes sont parues :

NF P06-100-2	Bases de calcul des structures	juin 2004
NF P06-111-2	Actions générales – Poids volumiques, poids propres	juin 2004
NF EN 1991-1-2/NA	Actions sur les structures exposées au feu	février 2007
NF EN 1991-1-3/NA	Actions générales – charges de neige	mai 2007

### 4.1 - Actions

Les actions sont les charges appliquées (forces et couples) ou les déformations imposées à une construction. La classification la plus courante est rappelée dans le tableau ci-dessous :

Actions permanentes	Actions variables	Actions accidentelles
Poids propre	Charges d'exploitation	Chocs de véhicules ou de bateaux
Précontrainte	Charges en cours de construction	Explosions
Poids, poussées, pressions des terres ou d'eau	Neige, vent, température	Séismes*
Déplacements différentiels d'appuis		Chute d'équipage mobile ou de voussoir préfabriqué

On peut noter que les déplacements d'appuis et les effets de la température sont aussi considérés comme des actions indirectes ou des déformations imposées.

*Le retrait et le fluage peuvent être considérés comme des actions indirectes mais sont traités à part comme provenant de propriétés du béton.*

\*Certaines actions comme la neige et le séisme peuvent être considérées comme des actions accidentelles (symbole  $A_d$ ) et/ou variables selon le site du projet.

*En France, pour les ponts routiers, le séisme est une action uniquement accidentelle (symbole  $A_{Ed}$ ). Il fait l'objet de règles de justifications spécifiques développées dans l'Eurocode 8.*

#### 4.1.1 - Définitions et notations des principales actions

##### 4.1.1.a) Actions permanentes

G symbolise en fait les charges permanentes caractéristiques minimales  $G_{k,inf}$  et maximales  $G_{k,sup}$ . Il inclut également les effets éventuels des tassements  $G_{set}$  et se décompose en :

##### Action de poids propre :

Le poids propre de la structure peut être représenté par une valeur caractéristique unique et être calculé sur la base des dimensions nominales et des masses unitaires moyennes [EC0 4.1.2(5)]. Le poids volumique du béton normalement armé ou précontraint est pris égal à  $25\text{kN/m}^3$  [EC1-1-1 Anx.A Tab.A1]. L'annexe nationale de l'Eurocode 1 propose une pondération de 3% sur le poids propre des structures minces précontraintes (les ponts ne sont généralement pas concernés par cette clause).

### Action des superstructures :

L'Eurocode 1 partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments, indique également les dispositions complémentaires particulières aux ponts [EC1-1-1 5.2.3].

Les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure du poids de l'étanchéité et du revêtement de chaussée sont obtenues en prenant un écart de  $\pm 20\%$ , si la valeur nominale tient compte d'un revêtement postérieur à la construction et de  $+ 40\%$  et  $- 20\%$  dans le cas contraire [EC1-1-1 5.2.3(3)]. Le poids volumique de l'asphalte coulé et du béton bitumineux est compris entre 24 et 25kN/m<sup>3</sup> [EC1-1-1 Anx.A Tab.A6].

Les valeurs caractéristiques du poids propre des câbles, tuyaux et gaines techniques sont évaluées en tenant compte d'un écart de  $\pm 20\%$  par rapport à la valeur nominale [EC1-1-1 5.2.3(4)].

Les valeurs caractéristiques du poids propre des autres équipements (garde-corps, barrières, bordures...) sont évaluées en prenant en compte leurs valeurs nominales, sauf indication contraire au projet [EC1-1-1 5.2.3(5)].

P La précontrainte est une action permanente dont P est le symbole générique, pouvant représenter la précontrainte en valeur probable ou en valeurs caractéristiques [Chapitre 5 -4].

#### 4.1.1.b) Principales actions variables

Elles sont définies dans les différentes parties de l'Eurocode 1 :

- TS charge routière de type tandem et UDL charge routière de type répartie uniforme, ces deux charges forment le modèle de charge principal LM1 [EC1-2 4.3.2]
- $q_{fk}$  charge uniforme de trottoir [EC1-2 5.3.2.1]
- $gr_i$  groupe de charge i, cette notion permet de définir clairement les combinaisons des différents modèles de charge à prévoir en vue de leur application simultanée sur les structures [EC1-2 4.5]
- $F_w$  action du vent. On distingue  $F_w^*$  l'action du vent en présence de trafic et  $F_{wk}$  l'action du vent sans trafic [EC1-1-4]
- T action de la température. Cette action mérite un traitement particulier [Chapitre 3 -2.3]
- $Q_{Sn,k}$  action de la neige [EC1-1-3].

## 4.1.2 - Coefficients $\psi$ pour les ponts routiers

Les actions (F) interviennent en général dans les combinaisons, soit par leurs valeurs caractéristiques [EC0 4.1.2], soit par d'autres valeurs représentatives [EC0 4.1.3] qui en sont déduites après affectation de coefficients  $\psi$  appropriés :

- $\psi_0$  pour une valeur de combinaison
- $\psi_1$  pour une valeur fréquente
- $\psi_2$  pour une valeur quasi-permanente

Les coefficients  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  pour les ponts routiers sont donnés par le tableau A2.1 de l'annexe A2 de l'Eurocode 0 [EC0 Anx.A2 Tab.A2.1] et rappelées dans le tableau suivant :

action	symbole		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
charges de trafic	gr1a	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Trottoir + piste cyclable	0,40	0,40	0
	gr1b essieu unique		0	0,75	0
	gr2 force horizontale		0	0	0
	gr3 charge piétonne		0	0	0
	gr4 foule		0	0,75	0
	gr5 véhicules spéciaux		0	0	0
forces de vent	$F_{wk}$	situation durable (en service)	0,6	0,2	0
		situation transitoire (exécution)	0,8	-	0
	$F_w^*$		1,0	-	0
température	$T_k$		0,6	0,6	0,5
neige	$Q_{Sn,k}$ pendant l'exécution		0,8	-	0
charges de construction	$Q_c$		1,0	-	1,0
<b>Note</b> : les valeurs de ce tableau sont sujettes à modification dans l'annexe nationale de l'annexe A2 de l'Eurocode 0.					

Les valeurs de calcul des actions [EC0 6.3.1] s'obtiennent par l'intermédiaire de coefficients partiels  $\gamma_F$  et sont combinées entre elles en fonction des situations de projet à examiner qui sont principalement de trois sortes [EC0 3.2] :

- situation de projet durable, (principalement, l'ouvrage à sa mise en service et en fin de durée d'utilisation),
- situation de projet transitoire (par exemple, l'ouvrage en cours d'exécution ou de réparation),
- situation de projet accidentelle (principalement l'ouvrage soumis à un choc, à un séisme).

Ce sont les annexes A de l'Eurocode 0 "Bases de calculs" qui définissent les règles et les méthodes adoptées pour l'établissement de ces combinaisons d'actions. Pour les ponts, c'est l'annexe A2 ; les autres types d'ouvrages ont leur propre annexe comme l'annexe A1 pour les bâtiments, etc.

Le présent guide se contente de rappeler la définition des principales combinaisons les plus utilisées pour les ponts.

## 4.2 - Combinaisons d'actions pour les ELU de résistance

### 4.2.1 - Combinaisons fondamentales pour les situations de projet durables et transitoires

L'Eurocode 0, pour les situations de projet durable et transitoire [EC0 6.4.3.2], permet de choisir entre l'expression de base

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

et les expressions alternatives

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$$

Les charges permanentes  $G_k$  et les charges variables  $Q_k$  sont prises en valeurs caractéristiques, alors que la précontrainte est prise en valeur probable pour les vérifications aux ELU [EC2-1-1 5.10.8(1)].

Pour l'application aux ponts routiers et ferroviaires et aux passerelles et pour **la vérification des éléments structuraux (STR) non soumis à des actions géotechniques**, l'annexe nationale demande d'utiliser uniquement l'expression de base (6.10) qui, traduite en fonction des actions, des coefficients partiels et des coefficients  $\psi$  classiques, prend les principales formes suivantes [EC0 Anx.A2 Tab.A2.4(B)] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} (1,35 G_{k,j,\text{sup}} + 1,00 G_{k,j,\text{inf}}) \\ \left. \begin{array}{l} 1,35 (TS + UDL + q_{fk}) + 1,50 \text{ Min}(F_w^* ; 0,6 F_{wk}) \\ 1,35 \text{ gri}_{i=1b,2,3,4,5} \\ 1,5 T_k + 1,35 (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}) \\ 1,5 F_{wk} \\ 1,5 Q_{Sn,k} \end{array} \right\} + \gamma_P P \end{array} \right.$$

Les expressions alternatives [EC0 Expr.(6.10a)], [EC0 Expr.(6.10b)] ne doivent donc pas être utilisées pour les ponts et passerelles.

Le coefficient partiel relatif à la précontrainte  $\gamma_P$  vaut  $\gamma_{P,\text{fav}} = 1$  si la précontrainte a un effet favorable, et  $\gamma_{P,\text{unfav}} = 1,2$  si elle a des effets défavorables pour la vérification des effets locaux [EC2-1-1 2.4.2.2]. Lors de la vérification de l'état limite de stabilité en présence d'une précontrainte extérieure, si la précontrainte peut être défavorable il faut retenir  $\gamma_{P,\text{unfav}} = 1,3$  (sauf s'il y a des déviateurs en nombre suffisant sur la longueur de flambement, précise l'annexe nationale).

### 4.2.2 - Combinaisons fondamentales pour les situations de projet accidentelles et sismiques

#### 4.2.2.a) Situation accidentelle

La combinaison de charges en situation accidentelle aux ELU est donnée par [EC0 6.4.3.3] :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

ou

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + P + A_d + 0,6 T_k + Q_c$$

Mais d'une façon générale la définition précise des combinaisons comme des actions à considérer est à trouver dans l'Eurocode 1 partie 1-6 [EC1-1-6 4.12], [EC1-1-6 4.13] et son annexe nationale ou dans les documents de marché des projets particuliers.

Une situation accidentelle particulière aux ponts construits par encorbellements successifs est souvent envisagée et peut se produire en cours de construction lors de la chute d'un voussoir ou d'un équipage mobile [EC2-2 113.2(103)], [EC2-2 113.2(104)]. La combinaison d'actions particulière correspondante est à chercher dans l'annexe nationale à l'Eurocode 1 partie 1-6 ou dans le guide sur les ponts construits par encorbellements successifs.

#### 4.2.2.b) Situation sismique

La combinaison de charges en situation sismique aux ELU est donnée par [EC0 6.4.3.4] :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

La combinaison n'est rappelée que de manière formelle et pour mémoire car son utilisation tout comme les méthodes d'analyse associées sont particulières et propres à l'Eurocode 8 et le projeteur est vivement invité à s'y référer.

### 4.2.3 - Combinaison de vérification à la fatigue

La combinaison qui permet les calculs des étendues de contrainte s'écrit [EC2-1-1 6.8.3] :

$$C_0 + Q_{fat}$$

et se décompose ainsi en :

- une combinaison de base  $C_0$  des charges **non-cycliques**, présentée dans l'Eurocode 2 comme similaire à la combinaison fréquente utilisée aux ELS réversibles et pouvant s'exprimer sous la forme [EC2-1-1 6.8.3(2)P] :

$$C_0 = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

*Si les charges cycliques, qui peuvent être la charge de trafic ou celle du vent sont exclues de cette combinaison, il ne reste plus dans cette combinaison comme action variable non-cyclique que l'action thermique en valeur fréquente. C'est donc l'état moyen de l'ouvrage en service, sous charges permanentes et variation fréquente de température, qui sert d'état de référence pour déterminer les variations de contrainte données par la charge cyclique de fatigue.*

- la charge cyclique de fatigue  $Q_{fat}$  qui peut être l'action du trafic ou l'action du vent.

Sauf cas particuliers (structures sensibles à l'action du vent), la charge cyclique de fatigue  $Q_{fat}$  correspond au passage des camions et est représentée par des modèles de charge de fatigue [Chapitre 6 -5].

Quant à la précontrainte, conformément au [EC2-1-1 5.10.9], elle intervient dans la combinaison de vérification par ses valeurs caractéristiques.

*Ceci se justifie dans ce cas par le processus de vérification qui utilise des calculs de contrainte de type ELS et constitue une exception à la règle générale édictée pour toute vérification de type ELU.*

## 4.3 - Combinaisons d'actions pour les ELS

Aux ELS la précontrainte est à prendre en compte avec ses valeurs caractéristiques [EC2-1-1 5.10.9]. Les charges permanentes  $G_{k,j}$  incluent les tassements  $G_{set}$  ainsi que les effets du retrait et du fluage.

### 4.3.1 - Combinaison caractéristique

[EC0 6.5.3.a)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

De la même façon, exprimée avec les paramètres classiques, elle peut prendre les formes suivantes :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + P_k + \left\{ \begin{array}{l} (TS + UDL + q_{fk}) + \text{Min}(F_w^* ; 0,6 F_{wk}) \\ gr_{i=1a,2,3,4,5} + 0,6 T_k \\ gr1b \\ T_k + (0,75 TS + 0,4 UDL + 0,4 q_{fk}) \\ F_{wk} \\ Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

### 4.3.2 - Combinaison fréquente

[EC0 6.5.3.b)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

ou sous forme plus pratique :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + P_k + \left\{ \begin{array}{l} (0,75 TS + 0,4 UDL + q_{fk}) + 0,50 T_k \\ 0,75 gr4 + 0,5 T_k \\ 0,75 gr1b \\ 0,6 T_k \\ 0,2 F_{wk} \\ 0,5 Q_{Sn,k} \end{array} \right\}$$

### 4.3.3 - Combinaison quasi-permanente

[EC0 6.5.3.c)]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

ou sous forme plus explicite et plus pratique :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}}) \right\} + P_k + 0,5 T_k$$

# 5 - Justification en phases de construction

## 5.1 - Généralités

Les justifications à effectuer en phases de construction ne sont pas présentées de manière explicite dans l'Eurocode 2 partie 1-1. En revanche, l'Eurocode 2 partie 2 y consacre une section particulière, la section 113.

Il convient de vérifier les ELS et ELU en construction dès lors que :

- des efforts, autres que ceux appliqués sur la structure finie, sont appliqués,
- le schéma statique est modifié entre les phases de construction et la phase en service et que ceci provoque une redistribution des efforts,
- les phases de construction ont une influence sur la stabilité ou sur la géométrie ou sur les efforts dans la structure finie.

Les justifications en phases de construction se distinguent essentiellement des justifications en phases d'exploitation, d'une part par la nature et/ou l'intensité des charges qui entrent en jeu et d'autre part, par le type de construction considéré.

Les quelques règles particulières sont notamment :

- les charges spécifiques à prendre en compte sont une série de charges de chantier adaptées au mode de construction de l'ouvrage [EC1-1-6 4.11] ;
- la simultanéité des charges doit être adaptée à la situation de chantier du projet [EC0 Anx.A2 A2.2.1(8)]. En particulier, la combinaison des charges de neige et de vent avec les charges de chantier est à définir pour chaque projet ;

*Le cumul des charges de personnel et des charges climatiques (neige, vent) n'est pas à effectuer.*

- il faut noter la demande de prendre en compte un vent différentiel vertical (qui peut être ascendant ou descendant) et horizontal, pour des ouvrages non-exceptionnels, notamment dans ces vérifications en cours de construction [EC2-2 113.2(102)] ;

*Une valeur de 200 N/m<sup>2</sup> est recommandée par l'Eurocode 2 mais l'annexe nationale renvoie vers les Eurocodes 1 partie 1-4 et partie 1-6 et leurs annexes nationales respectives.*

- l'Eurocode 2-2 rappelle, sans donner de détails, qu'il convient, pour les ponts poussés, de prendre en compte les déformations imposées [EC2-2 113.2(105)] ;
- le type de construction peut aussi amener à considérer des situations accidentelles, c'est par exemple le cas lors de la réalisation d'un fléau de pont construit par encorbellements où il est demandé de tenir compte de la chute d'un équipage mobile (cas de la construction d'un tablier coulé en place) ou d'un voussoir (cas d'un tablier à voussoirs préfabriqués) ;
- enfin, on distingue aussi les vérifications de la résistance de la structure et les vérifications de l'équilibre statique et la situation de projet à considérer est une situation transitoire avec ses  $\gamma_M$  particuliers [EC2-1-1 2.4.2.4].

## 5.2 - Combinaisons particulières pour les phases de construction

### 5.2.1 - Vérification de la résistance structurale

La combinaison fondamentale aux ELU est donnée par les annexes nationales de l'Eurocode 0 annexe A2 et de l'Eurocode 1 partie 1-6 [EC0 Anx.A2/AN], [EC1-1-6/AN].

## 5.2.2 - Vérification d'équilibre statique

De la même façon la combinaison fondamentale aux ELU est donnée par les annexes nationales de l'Eurocode 0 annexe A2 et de l'Eurocode 1 partie 1-6 [EC0/AN Anx.A2], [EC1-1-6/AN].

En particulier, il est nécessaire de vérifier la stabilité des fléaux des ouvrages construits par encorbellements successifs. Dans ce cas, les vérifications des cales d'appui et des câbles de clouage sont similaires à celles décrites dans le guide du Sétra sur les ponts construits par encorbellements, avec les combinaisons données par l'annexe nationale de l'Eurocode 1 partie 1-6 [EC1-1-6/AN].

## 5.2.3 - Vérification aux ELS

L'Eurocode 2 partie 2 demande que les mêmes vérifications aux ELS soient faites pour les phases d'exécution mais précise que certains critères d'aptitude au service peuvent ne pas être appliqués ou appliqués avec des conditions moins sévères, pour autant que la durabilité et l'aspect de la structure finie ne soit pas affectés. Les critères suivants sont cités :

- limite de déformation [EC2-2 113.3.2(102)],
- limite de traction du béton à vérifier sous combinaison quasi-permanente [EC2-2 113.3.2(103)],
- maîtrise de la fissuration à assurer sous combinaison quasi-permanente [EC2-2 113.3.2(104)].

Il est clair que les critères d'aptitude au service doivent être adaptés pour les phases de construction. Il est nécessaire d'en faire de même pour les règles de dimensionnement de la précontrainte qui ont été rajoutées pour compléter les premières. Les détails de ces règles adaptées sont présentés en [Chapitre 7 -3].

# 6 - Analyse structurale

L'analyse structurale, traitée dans la Section 5 de l'Eurocode 2, a pour principal objet de déterminer la distribution des sollicitations, des contraintes, des déformations et déplacements de la structure [EC2-1-1 5.1.1(1)P]. A cet effet, il est nécessaire de faire une modélisation de la géométrie de la structure, mais aussi une modélisation de son comportement par le biais d'hypothèses sur le comportement des matériaux et sur les liaisons avec le milieu extérieur.

*L'Eurocode 2 précise que dans la plupart des cas courants l'analyse structurale servira principalement à déterminer la distribution des sollicitations, des déformations et déplacements de la structure. C'est cette définition plus restrictive qui sera adoptée dans la suite du présent guide pour la distinguer de la justification des sections.*

En outre, quand ils ont une influence significative, l'interaction sol-structure [EC2-1-1 5.1.2] (dans le cas des fondations profondes par exemple) et les effets du second ordre [EC2-1-1 5.1.4] (dans le cas des structures sensibles aux déformations) doivent être pris en compte.

L'analyse structurale doit être complétée par des analyses locales pour la vérification de points particuliers. C'est le cas par exemple des vérifications des zones d'about ou des vérifications des zones d'application de forces concentrées (une application à l'ancrage d'une force de précontrainte est donnée en [Chapitre 10 -3]).

En tout état de cause, l'analyse structurale doit tenir compte des imperfections géométriques [EC2-1-1 5.2] qui comprennent les écarts par rapport à la géométrie théorique de la structure et les écarts dans la position des charges. Ces imperfections géométriques ne sont à prendre en compte qu'aux ELU.

*Il est précisé que les écarts dans les dimensions des sections sont en principe déjà pris en compte dans les coefficients partiels relatifs aux matériaux.*

*On peut aussi noter que des indications pour quantifier les imperfections géométriques sont fournies pour les éléments soumis à un effort normal et aux éléments verticaux de structures soumises à des charges verticales. Ce sont effectivement les éléments ou structures les plus sensibles vis-à-vis de ces effets.*

## 6.1 - Imperfections géométriques

On ne trouve pas de règle de portée générale dans la partie 1-1 de l'Eurocode 2, qui se contente de donner des règles valables essentiellement pour les bâtiments et relatives aux éléments soumis à une compression axiale ou à des charges verticales.

Les imperfections sont ainsi représentées par une inclinaison  $\theta_i$  [EC2-1-1 5.2(5)].

Pour les éléments de pont soumis aux mêmes conditions décrites ci-dessus, la partie 2 de l'Eurocode 2 modifie cette valeur et donne :

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \text{ [EC2-2 5.2(105)],}$$

$$\text{avec } \begin{cases} \theta_0 = 1/200 & \text{valeur de base} \\ \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}} \leq 1 & \text{coefficient de réduction avec L longueur de l'élément en mètre} \end{cases}$$

A partir de l'inclinaison les effets des imperfections peuvent être pris en compte par l'intermédiaire d'une excentricité égale à :

$$e_i = \theta_i \frac{L_0}{2} \text{ [EC2-1-1 5.2(5)]}$$

pour l'application aux piles de pont,  $L_0$  est la longueur de flambement.

Les exemples suivants donnent une illustration de cette règle, et montrent que l'excentricité à prendre en compte n'est pas forcément égale à l'inclinaison multipliée par la hauteur :

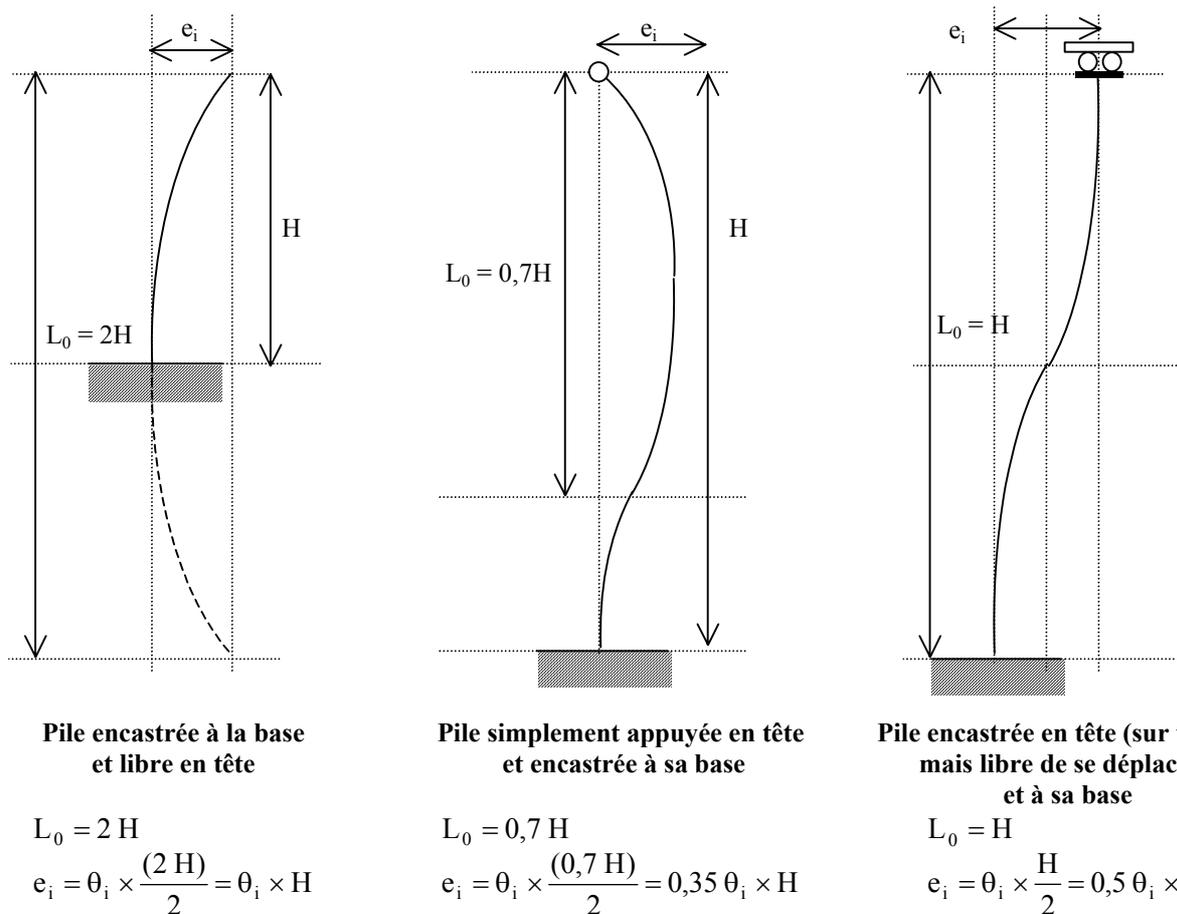


Fig./Tab.6.(1) Imperfection géométrique : cas d'une pile

Pour une pile parfaitement bi-encastree, la longueur de flambement est  $\frac{H}{2}$  et donc la valeur de l'excentricite a appliquer est  $e_i = \theta_i \times \frac{H/2}{2} = 0,25 \theta_i \times H$ .

Pour les ponts en arc, la partie 2 de l'EC2 ajoute la regle supplementaire suivante :

"Il convient d'etablir la forme des imperfections dans les plans horizontal et vertical a partir de la deformee du 1<sup>er</sup> mode de flambement horizontal et vertical respectivement. Chaque deformee modale peut etre representee par un profil sinusoidal dont l'amplitude est egale a  $a = \theta_i \frac{L}{2}$  ou L est la "demi-longueur d'onde" [EC2-2 5.2(106)].

La longueur d'onde du mode de flambement d'un arc correspond a la periode de la sinusoides representant la deformee modale. Dans le cas d'un arc bi-articule et pour le premier mode de flambement, cette longueur est egale a la longueur developpee de l'arc. La demi-longueur d'onde correspond en general a la longueur de flambement, et donc l'amplitude "a" a prendre en compte correspond a l'excentricite equivalente donnee dans le cas general.

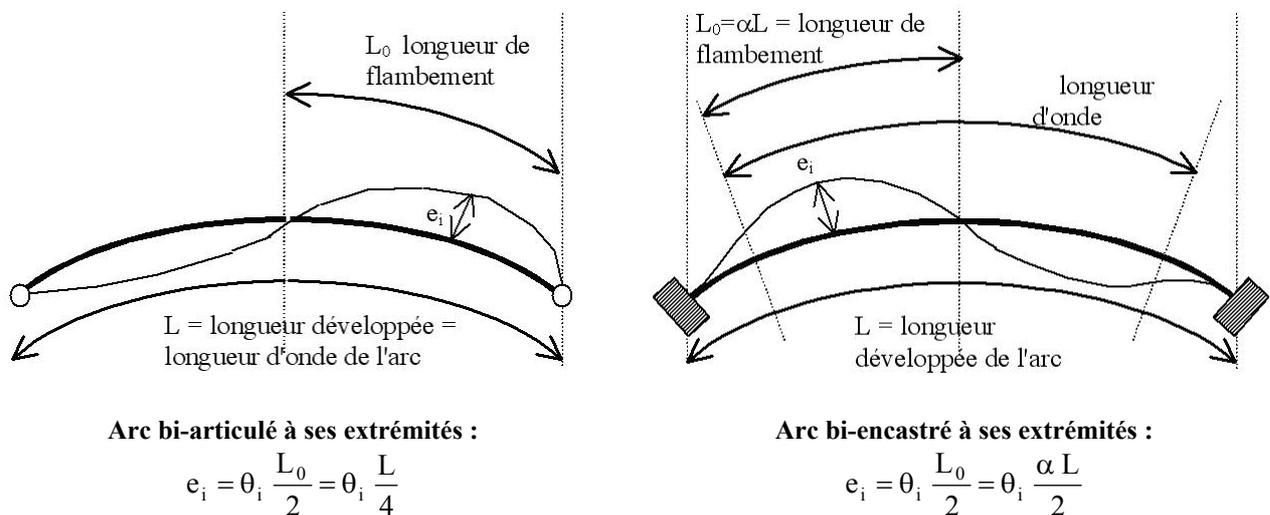


Fig./Tab.6.(2) Imperfection géométrique : cas d'un arc

Comme le fait la partie 1-1 de l'Eurocode 3, il est possible de généraliser la règle  $e_i = \theta_i \frac{L_0}{2}$  à tout type de structure. La difficulté principale consiste, pour une structure complexe, à déterminer la valeur de la longueur de flambement, afin d'en déduire le défaut initial.

## 6.2 - Modélisation de la géométrie des structures

La géométrie est habituellement modélisée [EC2-1-1 5.3] en considérant la structure comme constituée d'éléments linéaires, d'éléments plans et occasionnellement de coques ou, dans un langage plus familier des projeteurs, de poutres, de dalles, de plaques ou de coques....

*Dans certains cas particuliers, il peut être intéressant pour le projeteur de se baser sur quelques critères simples donnés pour les bâtiments [EC2-1-1 5.3.1(3) à (7)] pour pouvoir considérer un élément volumique comme une dalle ou une poutre. La notion de poutre-voile y est aussi explicitée.*

### 6.2.1 - Largeur participante

Un calcul de la largeur participante de la table de compression d'une poutre en T ou en L est à faire.

La clause [EC2-1-1 5.3.2.1] donne une illustration détaillée de la largeur participante de la table de compression pour une poutre en T à plusieurs travées continues. Cette largeur varie selon qu'on se trouve en travée ou sur un appui intermédiaire. Mais, dans les cas où une grande précision n'est pas requise et pour une analyse structurale, une largeur constante peut être adoptée et prise égale à la valeur utilisée en travée.

On peut reprendre cette définition pour une travée indépendante ou pour la membrure inférieure d'une poutre de type caisson.

*Cette largeur participante intervient dans les dimensions des sections adoptées pour l'analyse structurale, mais aussi pour le calcul des contraintes.*

### 6.2.2 - Sections brutes

Les sections de béton résultant des plans de coffrage servent à la détermination des sections brutes qui, généralement, peuvent être utilisées dans les analyses structurales et pour la détermination des sollicitations de poids propre.

### 6.2.3 - Portée utile

Des règles pour la détermination de la portée utile  $l_{\text{eff}}$ , pour différentes conditions d'appuis des éléments de bâtiments, sont données en [EC2-1-1 5.3.2.2]. Ces règles s'avèrent être intéressantes pour des éléments de ponts et sont rendues applicables par l'Eurocode 2 partie 2.

## 6.3 - Modélisation du comportement des structures

Les deux grandes familles de modèle de comportement utilisées pour l'analyse structurale – le comportement linéaire ou le comportement non-linéaire – sont issues notamment de la prise en compte des diagrammes "contraintes-déformations" idéalisés ou réalistes des matériaux.

*Ne sont présentés dans ce chapitre que les diagrammes contraintes-déformations des matériaux à utiliser pour les analyses structurales car l'Eurocode 2 fait une distinction entre ces diagrammes (par exemple [EC2-1-1 3.1.5] pour le béton) et ceux à utiliser pour la vérification des sections ([EC2-1-1 3.1.7] toujours pour le béton) qui seront présentés lors du traitement des calculs de sections [Chapitre 6 -1]. De même, les diagrammes spécifiques qui sont utilisés par des méthodes d'analyse particulières, trouveront naturellement leur place lors de la présentation de ces méthodes.*

### 6.3.1 - Diagrammes contraintes-déformations pour un comportement élastique

L'hypothèse d'un comportement linéaire et élastique des matériaux acier et béton est supposée, ce qui correspond à une situation idéalisée permettant notamment l'utilisation de diagrammes contraintes-déformations linéaires. De plus, les sections des éléments sont supposées non-fissurées et l'analyse structurale est conduite en utilisant les valeurs des modules de déformation  $E_s$  pour les armatures passives,  $E_p$  pour les armatures de précontrainte et  $E_{\text{cm}}$  pour le béton.

### 6.3.2 - Diagrammes contraintes-déformations pour un comportement non linéaire

L'hypothèse d'un comportement non-linéaire mais élastique des matériaux acier et béton est supposée, ce qui est plus proche de leur comportement réel quand les contraintes deviennent élevées. De plus le béton fissuré

n'est pas pris en compte et l'analyse structurale est menée avec les diagrammes contraintes-déformations donnés ci-après :

### 6.3.2.a) Diagramme contraintes-déformations du béton

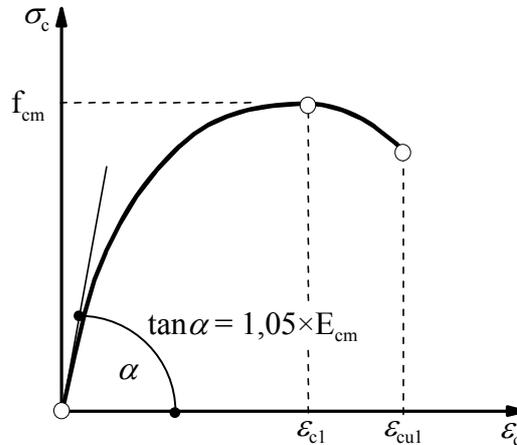


Fig./Tab.6.(3) Diagramme contraintes-déformations du béton

$$\sigma_c = f_{cm} \left[ \frac{k \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} \right)} \right]$$

où

$\epsilon_c$  variable de déformation relative en compression du béton

$$k = \frac{1,05 E_{cm} |\epsilon_{cl}|}{f_{cm}}$$

$\epsilon_{cl} (\%) = \min(0,7 (f_{ck} + 8)^{0,31} ; 2,8)$  déformation relative au pic de contrainte

$\epsilon_{cul} (\%) = \begin{cases} 3,5 & \text{pour } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2,8 + 27 \left[ \frac{98 - (f_{ck} + 8)}{100} \right]^4 & \text{pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases}$  déformation relative ultime

$f_{cm} = f_{ck} + 8$  résistance moyenne en compression du béton à 28 jours

$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$  valeur moyenne du module d'élasticité sécant du béton

### 6.3.2.b) Diagramme contraintes-déformations des aciers de précontrainte

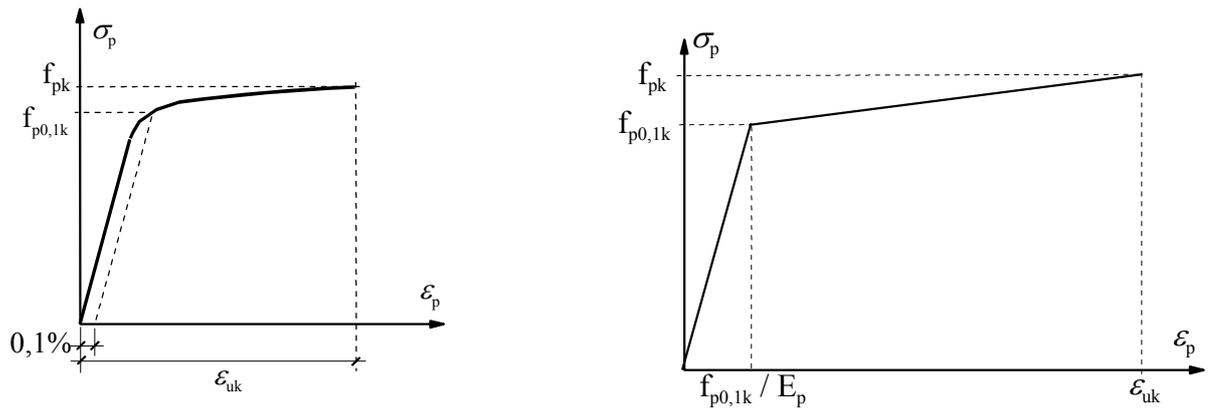


Fig./Tab.6.(4) Diagrammes contraintes-déformations des aciers de précontrainte

Le diagramme de gauche comporte une partie linéaire de pente  $E_p$  jusqu'à  $\sigma \leq 0,9 f_{p0,1k}$  suivie d'une courbe ayant pour équation :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma}{f_{p0,1k}} - 0,9 \right)^5$$

Le diagramme de droite est bâti avec les coordonnées limites des deux branches  $(\varepsilon, \sigma)$  :

- une branche élastique  $\left( \frac{f_{p0,1k}}{E_p} ; f_{p0,1k} \right)$
- une branche supérieure inclinée  $(\varepsilon_{uk} ; f_{pk})$

avec, selon l'EN10138 ou l'ATE approprié,  $\varepsilon_{uk}$  allongement sous charge maximale

$f_{pk}$  est la résistance en traction

$f_{p0,1k}$  est la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1%

et à défaut de valeur précise on peut prendre  $\frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} = 0,9$ .

Pour ces deux diagrammes une valeur de  $E_p$  peut être prise égale à 195 GPa pour les torons [EC2-1-1 3.3.6(3)].

*Les deux modèles de comportement linéaire et non-linéaire sont utilisés dans quatre types d'analyse structurale :*

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

### 6.3.2.c) Diagramme contraintes-déformations des aciers de béton armé

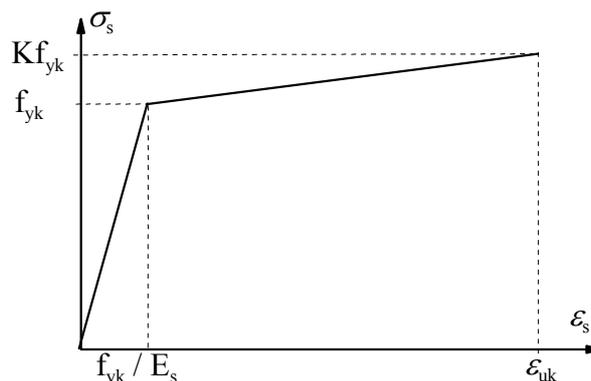


Fig./Tab.6.(5) Diagramme contraintes-déformations des aciers de béton armé

En l'absence de préconisation claire de l'Eurocode 2, le diagramme retenu a été défini en cohérence avec celui donné pour les aciers de précontrainte. Il est bâti avec les coordonnées limites des deux branches ( $\epsilon, \sigma$ )

- une branche élastique  $\left( \frac{f_{yk}}{E_s}; f_{yk} \right)$
- une branche supérieure inclinée  $\left( \epsilon_{uk}; k f_{yk} \right)$

avec

$f_{yk}$  limite d'élasticité

$\epsilon_{uk}$  déformation relative et k selon la classe des armatures

pour la classe B  $\epsilon_{uk} \geq 5\%$   $k \geq 1,08$

pour la classe C  $\epsilon_{uk} \geq 7,5\%$   $1,15 \leq k < 1,35$

et une valeur de  $E_s$  qu'on peut prendre égale à 200 GPa [EC2-1-1 3.2.7 (4)].

*Pour le choix des classes d'armatures à utiliser voir le chapitre 3 du présent guide.*

## 6.4 - Types d'analyse

### 6.4.1 - Analyse élastique-linéaire

L'analyse élastique-linéaire [EC2-1-1 5.4] s'effectue avec le modèle élastique-linéaire et sert dans la vaste majorité des cas, à la fois pour les ELS et les ELU. Les hypothèses de base rappelées en [EC2-1-1 5.4(2)] supposent :

- un comportement élastique des matériaux,
- des sections non-fissurées,
- des relations contraintes-déformations linéaires pour le béton comme pour les aciers,
- des valeurs moyennes du module d'élasticité  $E_s$ ,  $E_p$  et  $E_{cm}$ .

Le processus de justification aux ELU se poursuit généralement, une fois les sollicitations déterminées, par une vérification de la capacité résistante des sections, effectuée en utilisant les diagrammes contraintes-déformations réservés à cet usage [Chapitre 6 -1].

*La clause [EC2-1-1 5.4(2)] permet l'utilisation de rigidités réduites correspondant aux sections fissurées dans une analyse élastique-linéaire pour les effets des déformations thermiques, des tassements et du retrait aux ELU. Ceci permet le cas échéant de modérer les effets du gradient thermique lorsque cette action s'avère pénalisante [Chapitre 3 -2.3].*

### 6.4.2 - Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée

L'analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée [EC2-1-1 5.5] a comme point de départ une analyse élastique-linéaire mais elle est complétée d'une redistribution des efforts (en général atténuation des moments sur appuis et majoration en conséquence des moments en travée) respectant les conditions d'équilibre et s'il y a lieu, les conditions relatives à la capacité de rotation des sections. Destinée à être utilisée pour une justification aux ELU, elle se poursuit, une fois les sollicitations redistribuées, par une vérification de la capacité résistante des sections comme expliqué au paragraphe précédent.

Pour les ponts, on n'a pas souvent recours à ce type d'analyse. S'il faut déterminer les sollicitations avec plus de précision incluant tous les aspects de la redistribution (par fluage, par fissuration ou par plastification) on a recours à l'analyse non-linéaire.

*Dans la pratique, il arrive que la méthode soit utilisée pour justifier, en situation d'exploitation et aux ELU, les sections de clé d'ouvrages construits par encorbellements successifs. La redistribution se fait alors par le transfert d'une partie des moments de flexion vers les sections sur appuis intermédiaires qui ont été le plus souvent dimensionnées en phase de construction et qui disposent de ce fait d'une réserve de résistance.*

### 6.4.3 - Analyse plastique

L'analyse plastique [EC2-1-1 5.6] est réservée aux seules justifications aux ELU et d'une utilisation peu fréquente en France pour les ponts. En pratique, cela se traduit presque uniquement par l'utilisation de la méthode des lignes de rupture (méthode cinématique de la théorie de la plasticité) pour la vérification des dalles.

*On peut signaler que les justifications vis-à-vis de l'effort tranchant et de la torsion de l'Eurocode 2 sont aussi en partie basées sur la théorie de la plasticité et que la méthode bielles et tirants en est une application. Elles s'appuient plus sur l'aspect "modèle de résistance" de cette théorie.*

### 6.4.4 - Analyse non-linéaire

Par convention, l'analyse non-linéaire d'une structure prend en compte le comportement non-linéaire des matériaux en s'appuyant sur des diagrammes de contraintes-déformations plus réalistes [EC2-1-1 5.7(1)]. Il est ainsi tenu compte d'une plus grande déformabilité du béton quand le niveau de compression auquel il est soumis devient élevé, tout comme de celle de l'acier au delà de sa limite d'élasticité conventionnelle. En outre le béton, lorsqu'il est tendu, est négligé dans les calculs. C'est donc la non-linéarité des matériaux qui est prise en compte.

L'analyse non-linéaire :

- utilise les diagrammes contraintes-déformations non-linéaires, pour le béton comme pour les aciers de béton armé et de précontrainte qui sont présentés en [Chapitre 2-6.3.2],
- néglige la résistance du béton tendu,
- et peut être effectuée aux ELS ou aux ELU.

En principe, le processus complet de justification est similaire à celui utilisant l'analyse linéaire : par exemple, aux ELU, il commence par une analyse structurale non-linéaire [EC2-1-1 5.7, 5.8.6(1)P, 5.8.6(2)P, début de 5.8.6(3)] pour déterminer les sollicitations ultimes. Ceci est ensuite complété d'une vérification de la capacité de résistance. Dans cette deuxième étape, les diagrammes contraintes-déformations des matériaux utilisés sont

modifiés, notamment par incorporation des divers coefficients de sécurité pour les matériaux  $\gamma_M$ . On retrouve, de la même façon, une dissociation entre l'analyse structurale proprement dite et la vérification des sections.

*Deux méthodes générales d'analyse non-linéaire sont proposées dans l'Eurocode 2. La première assez classique, est donnée dans l'Eurocode 2 partie 1-1. La deuxième, proposée pour les ponts dans l'Eurocode 2 partie 2, est plus innovante. Ces deux méthodes seront appliquées à la vérification de stabilité de piles de pont [Chapitre 6 -7].*

*On notera que l'Eurocode 8 développe aussi des méthodes d'analyse non-linéaire spécifiques.*

## 6.4.5 - Analyses au premier ordre et au second ordre

Les analyses structurales peuvent aussi se classer selon qu'elles sont effectuées au premier ordre ou au second ordre. Dans une analyse au premier ordre, l'hypothèse de petits déplacements est valable et l'état d'équilibre de la structure est obtenu dans sa géométrie initiale. Dans une analyse au second ordre l'équilibre de la structure est vérifié dans sa géométrie déformée (c'est ce qu'on appelle non-linéarité géométrique et la prise en compte des effets additionnels des actions induits par les déformations de la structure).

Les différents types d'analyse peuvent ainsi se combiner, couvrant une gamme allant de la plus simple, à savoir l'analyse linéaire au premier ordre, à la plus complexe et complète, l'analyse non-linéaire au second ordre (à la fois non-linéarité matériaux et non-linéarité géométrique).

En général, la combinaison la plus simple qui donne l'analyse linéaire au premier ordre peut être utilisée dans la plupart des cas aux ELS, comme aux ELU.

L'Eurocode 2 donne un critère pour négliger ou prendre en compte les effets du second ordre : ils peuvent être négligés s'ils représentent moins de 10% des effets du premier ordre correspondants [EC2-1-1 5.8.2(6)]. Cette règle générale se traduit en pratique par des critères simplifiés relatifs à l'élançement [EC2-1-1 5.8.3.1] pour identifier rapidement au préalable les éléments pour lesquels une analyse au second ordre n'est pas nécessaire; malheureusement ils ne sont applicables qu'à des éléments isolés.

*Le seuil de 10% d'amplification des effets du premier ordre est conventionnel et sert de base au calibrage des règles simplifiées relatives à l'élançement.*

Lorsque les effets du second ordre sont pris en compte, l'équilibre et la résistance doivent être vérifiés dans l'état déformé. Le modèle de comportement non-linéaire doit être utilisé pour l'analyse structurale [EC2-1-1 5.1.1(7)]. Les déformations doivent être calculées en tenant compte de la fissuration (dans le cas où la limite de traction  $f_{ctm}$  est dépassée, le béton tendu est négligé), des propriétés non-linéaires des matériaux et du fluage [EC2-1-1 5.8.2(2)P]. C'est par exemple le cas d'une étude de stabilité de forme, avec des justifications qui sont logiquement à faire aux ELU.

*Il est nécessaire aussi de tenir compte des effets du second ordre aux ELS dans le cas d'éléments très déformables. Les vérifications à apporter concernent les critères classiques de limitation de contrainte, d'ouverture de fissures ou, le cas échéant, de déformations. A la différence avec des justifications aux ELU, l'analyse s'effectue sans considération des imperfections initiales et avec l'hypothèse de l'élasticité linéaire des matériaux. Le béton tendu est toujours négligé s'il est tendu à une contrainte de traction en valeur absolue supérieure à  $f_{ctm}$ .*



# Chapitre 3

## Données principales pour les projets



# 1 - Données propres à l'Eurocode 2

L'Eurocode 2 met l'accent sur la durabilité des structures en béton en lui consacrant toute sa quatrième section avec pour titre significatif, mais un peu réducteur, "Durabilité et enrobage des armatures". En effet, cette durabilité, qui s'entend du point de vue de la performance technique pour une durée d'utilisation donnée, est étroitement liée à divers autres aspects du projet comme la qualité du béton (traité par l'EN 206-1), les conditions d'environnement (qui sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée) ou encore le programme de maintenance de l'ouvrage...

L'Eurocode 2 veut contribuer encore plus nettement à l'objectif de durabilité, en établissant le lien entre les conditions d'environnement (au travers de la définition de **classes d'exposition**) et la protection des armatures (via des règles concernant l'**enrobage**). Il ne faut cependant pas oublier que la majeure partie des justifications aux ELS traitées au chapitre 7 du présent guide est aussi destinée à obtenir des projets durables, tout comme les principales dispositions constructives.

## 1.1 - Classes d'exposition

Les premiers éléments importants pour commencer un projet consistent à préciser les classes d'exposition pour les différentes parois en béton des éléments de la structure en fonction de leurs conditions d'environnement. Six familles de classes d'exposition sont proposées dans le tableau 4.1 [EC2-1-1 4.1], conformément à l'EN 206-1 (Voir tableau page suivante).

La classe X0 ne pourrait correspondre qu'exceptionnellement à la situation des ponts. En effet, c'est le cas du béton supposé à l'abri à l'intérieur de constructions où le taux d'humidité de l'air est maintenu à un niveau très faible et où il y a peu de risque de corrosion des armatures.

Les deux dernières classes (XF ou XA) qui caractérisent les risques supplémentaires et spécifiques liés aux conditions de gel et dégel (classes XF1 à XF4) ou d'attaques chimiques (classes XA1 à XA3) se juxtaposent aux autres classes quand ces risques existent, et ont pour effet de demander des mesures appropriées qui sont à prendre au niveau de la composition du béton [EN 206-1 Anx.F]. La détermination de l'enrobage se fait ainsi exclusivement à partir des classes restantes.

On s'oriente donc, en général, vers l'une des trois familles de classes XC, XD ou XS, selon que les armatures du béton peuvent être soumises respectivement, aux risques de corrosion par carbonatation, par chlorures ou par chlorures de l'eau de mer.

La classe finale d'exposition XC<sub>i</sub>, XD<sub>j</sub> ou XS<sub>k</sub> peut alors être déterminée en fonction de la dernière colonne du Tableau 4.1, en s'aidant des exemples qui y sont donnés à titre informatif. L'annexe nationale rend cette colonne normative et l'enrichit d'indications précieuses au travers d'une série de notes pour faciliter et mieux cibler les choix.

*Au niveau des choix structuraux, il est associé à chaque classe d'environnement une classe indicative de résistance minimale qu'il faut assurer au béton [EC2-1-1 Anx.E Tab.E.1N]. L'attention est attirée sur le fait que le choix d'un béton de durabilité convenable pour sa propre protection et pour la protection des armatures, peut conduire à une résistance à la compression du béton supérieure à celle requise par le dimensionnement de la structure du point de vue de la résistance.*

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
<b>Aucun risque de corrosion ni d'attaque</b>		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
<b>Corrosion induite par carbonatation</b>		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
<b>Corrosion induite par les chlorures</b>		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement de véhicules
<b>Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer</b>		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines
<b>Attaque gel/dégel</b>		
XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
<b>Attaques chimiques</b>		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol

Fig./Tab.1.(1) : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement, conformément à l'EN 206-1 [EC2-1-1 Tab.4.1]

Les indications complémentaires intéressant explicitement les ponts et apportées par l'annexe nationale [EC2-1-1/AN] sont données dans des notes 3 et 6 du Tableau 4.1. Elles sont rappelées ci-dessous.

**Note 3 :** sont à classer en XC4 les parties aériennes des ouvrages d'art y compris les retours de ces parties par les cheminements et/ou rejaillissements de l'eau.

*Le classement en XC4 tient compte d'un environnement extérieur où même les parties abritées de la pluie sont susceptibles d'être soumises à des ruissellements ou projections d'eau, et où la teneur en gaz carbonique dans l'air environnant l'ouvrage est a priori plutôt élevée.*

**Note 6 :** en France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel [EN 206-1/AN NA4.1 Fig.NA.2 et Note].

*Pour ces classes d'exposition XF, et sous réserve du respect des dispositions liées au béton (EN 206-1 et documents normatifs nationaux), l'enrobage sera déterminé par référence à une classe d'exposition XC ou XD, comme indiqué en [EC2-1-1 4.4.1.2(12)].*

Les classes de référence à retenir, pour l'enrobage uniquement, sont les suivantes :

Type de salage (cf. Recommandations Gel 2003)	Classes d'exposition			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Peu fréquent	XC4	Sans objet	pour béton formulé sans entraîneur d'air XC4 avec entraîneur d'air XD1	Sans objet
Fréquent	Sans objet	XD1, XD3 pour éléments très exposés*	Sans objet	XD2, XD3 pour éléments très exposés*
Très fréquent	Sans objet	Sans objet	Sans objet	XD3

\* pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation

*La correspondance établie par l'annexe nationale à partir des classes XF vers les classes XC ou XD ne s'impose que si la classe de référence obtenue est plus sévère que la classe XC ou XD concomitante. Dans le cas d'une classe XS concomitante avec une XF il n'y a pas de correspondance et c'est la classe XS d'origine du projet qui sert dans la détermination de l'enrobage.*

### Exemple d'un pont en bord de mer

La détermination des classes d'environnement se fait par paroi :

- pour les parois extérieures :
  - XC4 corrosion induite par carbonatation, paroi soumise à un environnement alternativement humide et sec ;
  - XS1 corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer, paroi exposée à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer. L'exemple choisi est suffisamment éloigné du bord de mer immédiat pour ne pas être classé en XS3 [EC2-1-1/AN Tab.4.1 Note5].
- sous la chape d'étanchéité [EC2-2 4.2(105)] :
  - XC3
- pour les parois intérieures [EC2-2 4.2(104)] :
  - XC3 (on a choisi de ne pas classer l'intérieur du caisson en XS1, mais ceci est fonction du projet particulier).

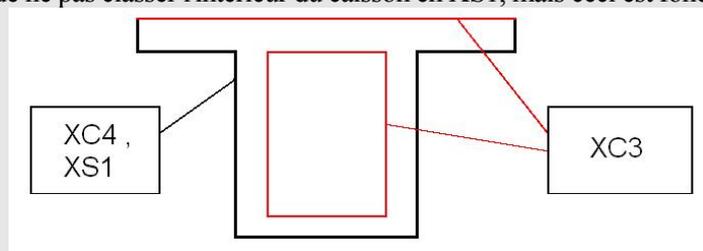


Fig./Tab.1.(2) : Exemple d'un pont situé en bord de mer

## 1.2 - Enrobage

Au premier abord, la détermination des valeurs d'enrobage à adopter pour les armatures paraît complexe.

En effet il faut passer successivement par :

- la détermination des classes d'exposition (utilisation du tableau 4.1 comme vu ci-dessus),
- la détermination de la classe structurale [EC2-1-1 4.4.1.2(5)],

*La classe structurale est définie de manière conventionnelle pour la détermination de l'enrobage. Elle s'appuie sur la durée d'utilisation de projet qui est caractérisée par une catégorie définie en fonction des divers types de constructions [EC0 2.3 Tab.2.1], mais aussi sur d'autres facteurs comme par exemple la classe de résistance de béton.*

*La classe structurale de référence recommandée est S4 correspond à une durée d'utilisation de projet de 50 ans et des classes de résistance de béton au moins égales à celles données en [EC2-1-1 Anx.E]. Elle est ensuite modulée en fonction de choix particuliers pour le projet (utilisation du tableau 4.3NF modifié par l'annexe nationale en 4.3NF ci dessous).*

Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1 / XA1 <sup>3)</sup>	XD2 / XS2 / XA2 <sup>3)</sup>	XD3 / XS3 / XA3 <sup>3)</sup>
Durée d'utilisation de projet	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2
	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1
Classe de résistance <sup>1)</sup>	≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C55/67 : minoration de 1	≥ C35/45 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C45/55 et < C70/85 : minoration de 1
	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C55/67 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C70/85 : minoration de 2
Nature du liant		Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1			
Enrobage compact <sup>2)</sup>	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1

<sup>1)</sup> Par souci de simplicité, la classe de résistance joue ici le rôle d'un indicateur de durabilité. Il peut être judicieux d'adopter, sur la base d'indicateurs de durabilité plus fondamentaux et des valeurs de seuil associées, une justification spécifique de la classe structurale adoptée, en se référant utilement au guide AFGC « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages » ou à des documents normatifs reposant sur les mêmes principes.

<sup>2)</sup> Ce critère ne s'applique que dans le cas des éléments pour lesquels une bonne compacité des enrobages peut être garantie, à savoir :  
Face coffrée des éléments plans (assimilables à des dalles, éventuellement nervurées), coulés horizontalement sur coffrages industriels.  
Éléments préfabriqués industriellement : éléments extrudés ou filés, faces coffrées des éléments coulés dans des coffrages métalliques  
Sous face des dalles de pont, éventuellement nervurées, sous réserve de l'accessibilité du fond de coffrage aux dispositifs de vibration.

<sup>3)</sup> Pour les classes d'exposition XAi, cette correspondance est indicative sous réserve d'une justification de la nature de l'agent agressif.

Fig./Tab.1.(3) : Modulations de la classe structurale recommandée, en vue de la détermination des enrobages minimaux  $c_{min,dur}$  dans les tableaux 4.4N et 4.5NF [EC2-1-1/AN Tab. 4.3NF]

- la détermination de l'enrobage minimal,
- et enfin, la prise en compte des tolérances d'exécution [EC2-1-1 4.4.1.3] qui permet d'arriver à l'enrobage nominal, valeur finale à spécifier sur les plans.

A l'usage, le projeteur découvre qu'il dispose avec l'Eurocode 2 de règles lui permettant d'orienter plus finement ses choix et que les efforts tendant vers une meilleure qualité sont récompensés en retour. Ceci peut s'avérer payant en économie de matière surtout dans des réalisations industrielles répétitives. D'un autre côté, l'adoption directe sans trop de finesse des valeurs proposées donnent à peu près les résultats des pratiques antérieures. Les exemples fournis par la suite en sont une bonne illustration.

### 1.2.1 - Détermination des enrobages minimum et nominal

L'enrobage minimum est défini comme étant la plus grande de trois valeurs  $c_{\min,b}$ ,  $c_{\min,dur}$  et 10 mm.

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b} ; c_{\min,dur} ; 10 \text{ mm} \}$$

Pour les ponts, dans la pratique, la valeur de 10 mm n'intervient pas et ce sont les deux valeurs  $c_{\min,b}$ , valeur requise vis-à-vis de l'adhérence et  $c_{\min,dur}$ , valeur requise vis-à-vis de la durabilité qui entrent en jeu.

#### 1.2.1.a) Enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence

$c_{\min,b}$  est l'enrobage minimum nécessaire pour garantir une bonne transmission des forces d'adhérence. Il est défini par le tableau [EC2-1-1 4.4.1.2 Tab.4.2] et rappelé dans les deux tableaux suivants pour les aciers passifs et pour les armatures de précontrainte.

	<b><math>c_{\min,b}</math> pour les aciers passifs</b>	
	Plus gros granulats $\leq 32$ mm	Plus gros granulats $> 32$ mm
<b>Armatures individuelles</b>	$\phi$	$\phi + 5$ mm
<b>Paquets *</b>	$\phi$ équivalent	$\phi$ équivalent + 5 mm

\* Pour la détermination du diamètre équivalent, dans le cas de paquet de barres, on se reportera au chapitre 8 du présent guide.

	<b><math>c_{\min,b}</math> pour les armatures de précontrainte</b>
<b>Câbles dans gaine circulaire</b>	$\min \{ \phi ; 8 \text{ cm} \}$ , $\phi$ diamètre de la gaine
<b>Câbles dans gaine plate</b>	$\max \{ a ; b/2 \}$ , (a,b) dimensions de la gaine et $b > a$
<b>Armatures pré-tendues</b>	$\max \{ 2\phi ; \text{diamètre du plus gros granulats} \}$ $\phi$ diamètre du toron, du fil lisse ou du fil cranté

Fig./Tab.1.(4) : Valeurs de  $c_{\min,b}$  pour les aciers passifs et de précontrainte

### 1.2.1.b) Enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité

$c_{\min,dur}$  est l'enrobage minimum [EC2-1-1 4.4.1.2] nécessaire pour garantir la protection des armatures en acier contre la corrosion. Il est défini pour les armatures passives par le tableau non-modifié 4.4N de l'Eurocode 2 et pour les armatures de précontrainte par le tableau 4.5N de l'Eurocode 2 modifié par l'annexe nationale; les deux sont reproduits ci-dessous.  $c_{\min,dur}$  dépend de la classe structurale " S n " et des classes d'exposition des parois de la structure.

Exigence environnementale pour $c_{\min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Fig./Tab.1.(5) : Valeurs de l'enrobage minimal  $c_{\min,dur}$  requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080 [EC2-1-1 Tab.4.4N]

Exigence environnementale pour $c_{\min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition suivant le Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	Sans objet	10	15	25	30	35	40
S2		15	25	30	35	40	45
S3		20	30	35	40	45	50
S4		25	35	40	45	50	55
S5		30	40	45	50	55	60
S6		35	45	50	55	60	65

Fig./Tab.1.(6) : Valeurs de l'enrobage minimal  $c_{\min,dur}$  requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de précontrainte [EC2-1-1/AN Tab.4.5NF]

La lecture de ces tableaux se fait de la manière suivante :

- la classe structurale de référence recommandée S4 sert de point de départ ; elle correspond à une durée d'utilisation de projet de 50 ans et a servi comme base au calibrage des valeurs d'enrobage du tableau ;
- le tableau 4.3N de l'Eurocode 2 modifié par l'annexe nationale est ensuite utilisé pour effectuer les changements de classe structurale compte tenu des conditions particulières du projet :
  - sur-classement de 2 classes pour les structures dont la durée d'utilisation de projet escomptée doit être de 100 ans,
  - sous-classement d'une ou de 2 classes par prise en compte des performances de durabilité du béton par le biais de critères basés sur la classe de résistance du béton, la nature du liant ou la compacité de l'enrobage ;
- une fois la classe structurale finale obtenue, les valeurs de l'enrobage minimum  $c_{\min,dur}$  à considérer se lisent directement dans les deux tableaux 4.4N ou 4.5NF présentés précédemment, en fonction des classes d'exposition attribuées au cas étudié.

L'application du tableau 4.4N ou 4.5NF, selon que l'on cherche l'enrobage pour les armatures de béton armé ou l'enrobage pour les armatures de précontrainte, conduit à une valeur  $c_{\min,dur}$  qu'il convient de moduler, le cas échéant, en fonction d'autres aspects complémentaires. C'est le cas, quand une marge de sécurité supplémentaire est voulue ou lors de l'utilisation d'acier inoxydable ou en présence de protection

supplémentaire [EC2-1-1 4.4.1.2(3) et (6) à (13)]. Mais, en général, il n'y a pas lieu de modifier  $c_{\min, \text{dur}}$  [EC2-1-1/AN 4.4.1.2].

### 1.2.1.c) Enrobage nominal

Une fois  $c_{\min}$  obtenu en prenant le maximum des valeurs requises vis-à-vis de l'adhérence  $c_{\min, b}$  et vis-à-vis de la durabilité  $c_{\min, \text{dur}}$ , on lui ajoute une marge appelée écart d'exécution  $\Delta c_{\text{dev}}$  pour tenir compte des tolérances d'exécution [EC2-1-1 4.4.1] et pour obtenir **l'enrobage nominal** qui doit être spécifié sur les plans :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}}$$

L'Eurocode 2 recommande une valeur courante de 10mm pour  $\Delta c_{\text{dev}}$ . L'annexe nationale confirme cette valeur mais fixe des conditions particulières qui peuvent permettre une réduction de cette valeur.

Par exemple :

- si le système d'assurance qualité inclut une surveillance avec mesure de l'enrobage, la valeur peut baisser jusqu'à 5mm,

$$5\text{mm} < \Delta c_{\text{dev}} < 10\text{mm}$$

- si, dans le cas de préfabrication, il y a la garantie de mesures précises et la possibilité de rejet en cas de non-conformité, elle peut baisser jusqu'à zéro :

$$0\text{mm} < \Delta c_{\text{dev}} < 10\text{mm}$$

## 1.2.2 - Exemple d'application

### Exemple du pont en bord de mer

Rappel des classes d'environnement obtenues précédemment :

- **Classes d'environnement pour les parois extérieures :**
  - XC4 corrosion induite par carbonatation, paroi soumise à un environnement alternativement humide et sec
  - XS1 corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer, paroi exposée à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer
- **Classes d'environnement pour les parois intérieures et sous la chape d'étanchéité :**
  - XC3 selon [EC2-2 4.2(105)]
- **Classes structurales :**
  - Classe structurale de départ = S4
  - Modulation de cette classe
    - + 2 pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans
    - +0 ou -1 selon la classe de résistance du béton utilisée par rapport à la classe de résistance recommandée en fonction de la classe d'exposition
    - +0 ou -1 selon la classe de résistance du béton qui doit être aussi à base de CEM I sans cendres volantes.
    - 1 pour enrobage compact en sous-face de dalle

D'où pour les parois extérieures en sous-face

4 + 2 (100 ans) – 1 (béton C35/45 MPa pour XC4) – 0 (CEM I mais résistance insuffisante) – 1 (enrobage compact) → S4

4 + 2 (100 ans) – 0 (béton C35/45 MPa pour XS1) – 0 (CEM I mais sans objet) – 1 (enrobage compact) → S5. C'est le classement en XS1 qui donne le résultat le plus sévère.

(les parois d'âmes ne bénéficient pas de la réduction pour enrobage compact)

Pour les parois intérieures autres que la sous-face de hourdis supérieur

4 + 2 (100 ans) – 1 (béton C35/45 MPa pour XC3) – 1 (CEM I et résistance suffisante) – 0 (enrobage compact) → S4

Enrobage nominal pour les aciers passifs :

<b>Hypothèse d'un cas courant : le plus gros granulats est inférieur ou égal à 32 mm, et <math>\phi</math> acier <math>\leq 25</math></b>		
	parois extérieures en sous-face	parois intérieures (sauf sous-face de hourdis supérieur)
Classes d'environnement	XC4 / XS1	XC3
Classes structurales	S5	S4
Enrobage min/adhérence $c_{\min,b} = \phi_{\text{acier}}$ [Fig./Tab.1.(4)]	25 mm	25 mm
Enrobage min/durabilité $c_{\min,dur}$ [Fig./Tab.1.(5)]	40 mm	25 mm
$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}; c_{\min,dur}\}$	40 mm	25 mm
Tolérances d'exécution $\Delta c_{dev}$ (mesure des enrobages)	5 mm	5 mm
Enrobage nominal $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$	45 mm	30 mm

*Dans la pratique, on essaiera de limiter le nombre de valeurs d'enrobage.*

## 2 - Données relatives aux actions

*A la date de publication du présent document, un guide méthodologique sur les actions sur les ponts est en cours de préparation au Sétra, il conviendra de s'y référer pour plus de détails.*

### 2.1 - Classe de trafic

Il convient de définir la classe de trafic à adopter pour l'ouvrage selon les indications de l'annexe nationale de l'Eurocode 1 partie 2.

### 2.2 - Transports exceptionnels

#### 2.2.1 - Généralités

Conformément à l'annexe nationale de l'Eurocode 1 partie 2, l'annexe A informative de cet Eurocode relative aux véhicules spéciaux n'est pas applicable.

Elle est remplacée par :

- la réglementation française sur les transports exceptionnels pour la définition de véhicules spéciaux "types",
- le "Guide pour la prise en compte des véhicules spéciaux sur les ponts routiers", joint en annexe à l'annexe nationale de l'Eurocode 1 partie 2 pour la définition des règles de calcul à retenir pour les véhicules spéciaux circulant seuls ou mêlés au trafic routier normal.

## 2.2.2 - Véhicules spéciaux pris en compte

Le projet individuel peut éventuellement définir des véhicules spéciaux à prendre en compte et préciser leurs conditions de circulation.

Pour les véhicules spéciaux civils, le projet peut :

- soit viser des véhicules spéciaux "types" définis par la réglementation française sur les transports exceptionnels,
- soit définir des véhicules spéciaux particuliers susceptibles d'emprunter l'ouvrage.

De même, le projet peut indiquer des véhicules spéciaux militaires à prendre en compte, par exemple, le convoi de porte-engins blindés Leclerc, les chars de 72 ou 110 tonnes, etc.

Le projet précise les conditions de circulation de ces véhicules :

- circulation à faible vitesse (inférieure ou égale à 5 km/h) ou à vitesse normale (de l'ordre de 70 km/h),
- véhicules spéciaux seuls sur l'ouvrage ou mêlés au trafic courant,
- nombre et espacement des véhicules spéciaux,
- circulation selon un axe imposé,
- circulation possible sur les bandes d'arrêt d'urgence ou sur les bandes dérasées (en l'absence d'indication le véhicule est supposé pouvoir circuler sur toute la largeur de la chaussée),
- fréquence de passage sur l'ouvrage.

Les valeurs caractéristiques des charges associées aux véhicules spéciaux sont les charges nominales de ces véhicules multipliées par 1,1.

## 2.2.3 - Prise en compte des véhicules spéciaux dans les combinaisons d'actions

Le groupe de charges correspondant aux véhicules spéciaux est appelé groupe 5 et noté gr5.

"LM3" désignant la valeur caractéristique du véhicule spécial retenu au projet individuel, "LM3 freinage" désignant les forces de freinage correspondantes et  $\delta$  désignant le coefficient de majoration dynamique du véhicule spécial, le groupe 5 est défini comme suit :

- sans trafic routier concomitant :  $\text{groupe 5} = \text{gr5} = Q_{\text{LM3}} \times \delta + Q_{\text{"LM3 freinage"}}$
- avec trafic routier concomitant :  $\text{groupe 5} = \text{gr5} = Q_{\text{LM3}} \times \delta + Q_{\text{"LM3 freinage"}} + Q_{0,4\text{UDL} + 0,75\text{TS}}$

Les combinaisons d'action à considérer pour les véhicules spéciaux sont les suivantes :

ELU	combinaison fondamentale pour situations de projet durable et transitoire	$\sum_{j \geq 1} (1,35 G_{k_j, \text{sup}} + 1,00 G_{k_j, \text{inf}}) + \gamma_p P + 1,35 \text{gr5}$
ELS	combinaison caractéristique	$\sum_{j \geq 1} (G_{k_j, \text{sup}} + G_{k_j, \text{inf}}) + P_k + \text{gr5} + 0,6T_k$
ELS	combinaison fréquente	$\sum_{j \geq 1} (G_{k_j, \text{sup}} + G_{k_j, \text{inf}}) + P_k + \psi_1 \text{gr5}$

(avec  $\psi_1$  = dépendant de la fréquence de passage des véhicules spéciaux susceptibles d'emprunter l'ouvrage [EC0/AN Anx.A2].

## 2.3 - Gradient thermique

Il ne s'agit pas ici d'effectuer une présentation complète de l'Eurocode 1 partie 1-5 consacré aux charges thermiques d'origine climatique, mais d'attirer l'attention du projeteur sur les principaux éléments qui distinguent ce texte des pratiques antérieures et de mettre en relief les règles particulières de prise en compte du gradient thermique propres à l'Eurocode 2.

*A défaut d'informations plus précises, le coefficient de dilatation thermique du béton peut être pris égal à  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  [EC2-1-1 3.1.3(4)].*

### 2.3.1 - Définition de l'action thermique

L'**action** thermique  $T_k$  donne lieu à une distribution de températures quelconque dans la section  $\Delta T(y)$ , et peut se décomposer en trois composantes :

- une composante de **variation uniforme de température**. Elle conduit à un allongement ou raccourcissement du tablier de l'ouvrage, et éventuellement un effort normal ; cette composante est notée  $\Delta T_N$  ;
- une composante dite de **gradient thermique**, qui correspond à une différence de température entre les fibres supérieure et inférieure du tablier. Elle conduit à une courbure du tablier, ainsi qu'éventuellement à un moment fléchissant ; cette composante est notée  $\Delta T_M$  ;

*En toute rigueur une composante de gradient linéaire transversal peut exister de manière concomitante avec la précédente ; elle n'est pas explicitée pour simplifier la présentation.*

- une composante dite **équilibrée**, et notée  $\Delta T_E$ . C'est, le champ de température déduit par soustraction des deux champs précédents :

$$\Delta T_E(y) = \Delta T(y) - \Delta T_N - \Delta T_M \times \frac{y}{h}$$

où  $h$  désigne la hauteur de la section, et  $y$  est nul au droit de l'axe neutre. Cette composante équilibrée ne conduit à aucune sollicitation dans la structure (même hyperstatique) : seules des auto-contraintes sont créées ; elles ont pour expression (compression comptée positivement) :  $\sigma_{TE} = E_{cm} \times \alpha_T \times \Delta T_E$ . Par définition, la composante équilibrée  $\Delta T_E$  n'est pas "linéaire" dans la section ; il en va donc de même des auto-contraintes qu'elle crée  $\sigma_{TE}$ . La plupart des règles de vérification énoncées dans les eurocodes matériaux ne sont alors plus directement applicables.

La première composante  $\Delta T_N$  est prise en compte de manière classique et ne présente aucune difficulté particulière. Sa valeur est déterminée au moyen du tableau de l'annexe nationale relatif à la clause [EC1-1-5 6.1.3.2 (1)]. De plus, afin d'éviter au projeteur toute erreur de lecture, les courbes de la figure 6.1 sont remplacées par un tableau (strictement équivalent).

En revanche, deux méthodes sont proposées pour la prise en compte des composantes  $\Delta T_M$  et  $\Delta T_E$  qui dépendent du type de structure, et de l'épaisseur du revêtement :

- dans la méthode 1 [EC1-1-5 6.1.4.1], des valeurs forfaitaires de  $\Delta T_M$  sont spécifiées dans l'Eurocode 1 partie 1-5 ; la composante équilibrée est quant à elle simplement ignorée et aucune valeur n'est fournie ;
- dans la méthode 2 [EC1-1-5 6.1.4.2], les valeurs des composantes  $\Delta T_M$  et  $\Delta T_E$  se déduisent par intégration à partir d'un profil de température  $\Delta T(y)$  variant dans la hauteur de la section et donné dans des tableaux. Cette seconde méthode est plus laborieuse, mais on obtient, dans la plupart des cas, une composante  $\Delta T_M$  plus faible que celle imposée par la méthode 1.

*Il est généralement admis de ne pas tenir compte explicitement de la composante équilibrée dans les calculs de section. Pour les ponts en béton ses effets sont couverts par un ferrailage de peau adapté.*

### 2.3.2 - Signe du gradient thermique

Le gradient thermique  $\Delta T_M$  est conventionnellement compté positivement lorsque la fibre supérieure du tablier est plus chaude que la fibre inférieure du tablier. Ce cas (qui correspond à un échauffement direct par les rayons solaires, en journée) est le seul considéré dans les pratiques antérieures. Les moments hyperstatiques engendrés par un gradient thermique positif tendent à comprimer la fibre supérieure d'une poutre.

L'Eurocode 1 partie 1-5 demande également de considérer un gradient thermique **négatif** (de valeur absolue plus faible que le précédent). Dans ce cas, la fibre inférieure du tablier est plus chaude que la fibre supérieure. Ce cas correspond au refroidissement du tablier pendant la nuit (les déperditions de chaleur sont plus élevées sur la face supérieure que sur la face inférieure). Les moments hyperstatiques engendrés par un gradient thermique négatif tendent la fibre supérieure d'une poutre.

### 2.3.3 - Action thermique : action de courte durée

La distinction entre composantes de variation rapide et lente, introduite dans les pratiques antérieures, n'a pas été reprise dans les eurocodes. L'intégralité de l'action thermique doit être considérée comme une action de courte durée donc calculée avec le module sécant  $E_{cm}$ . Une telle disposition peut être justifiée par un calcul de coefficient de fluage suivant l'annexe B de l'Eurocode 2 partie 1-1.

*On considère pour cela la dalle constituée par la traverse supérieure d'un pont cadre, de 16 m de largeur totale, et d'épaisseur 38 cm. Lorsque cet ouvrage est âgé de cinquante ans (la moitié de sa durée de vie de calcul), on lui applique une déformation imposée pendant une durée de quatre mois (variations saisonnières de température). Un calcul simple du coefficient de fluage montre qu'alors :*

$$\varphi (50 \text{ ans} + 4 \text{ mois}, 50 \text{ ans}) \approx 0,25$$

*Une valeur plus défavorable, calculée au début de la durée d'utilisation, à deux ans par exemple de la mise en service serait :*

$$\varphi (2 \text{ ans} + 4 \text{ mois}, 2 \text{ ans}) \approx 0,47$$

*En d'autres termes, les déformations de fluage sont faibles, et les sollicitations résultant des actions thermiques peuvent être calculées avec la valeur  $E_{cm}$  du module d'Young.*

### 2.3.4 - Prise en compte dans la combinaison quasi-permanente de charges

Il est bon de souligner que conformément à l'annexe A2 de l'Eurocode 0, l'action thermique intervient dans **toutes** les combinaisons d'actions aux ELS, donc **également dans la combinaison quasi-permanente** (contrairement aux spécifications des pratiques antérieures). On pourra toutefois, généralement, négliger l'action thermique aux ELU [EC2-1-1 2.3.1.2].

*Il faut noter que dans certains cas, non seulement la température ne doit pas être négligée aux ELU mais peut même intervenir comme action de base (ex. : cas d'un arc surbaissé).*

### 2.3.5 - Calcul des sollicitations dues aux charges thermiques

Seules les composantes  $\Delta T_N$  et  $\Delta T_M$  sont visées ici, puisqu'il a été déjà mentionné que la composante  $\Delta T_E$  éventuellement prise en compte ne créait ni effort normal, ni moment fléchissant (composante **équilibrée**).

En général le calcul des sollicitations peut se faire en admettant un comportement linéaire-élastique de la structure [EC2-1-1 5.4(2)] (les caractéristiques géométriques sont celles des sections **brutes**).

L'Eurocode 2 offre cependant la possibilité de tenir compte de l'état de fissuration de la section pour le calcul des effets de l'action thermique [EC2-1-1 5.4(3)].

Ceci conduit à une réduction des moments fléchissants dus au gradient thermique par redistribution mais entraîne des complications de calcul importantes. On peut se contenter de se mettre du côté de la sécurité en évaluant les sollicitations majorées, obtenues à partir de sections non-fissurées.

Dans les ouvrages courants en béton armé en France, jusqu'ici, les effets du gradient thermique étaient traditionnellement négligés sans constat de pathologie particulière. On pourra s'appuyer sur la clause citée ci-dessus pour prendre en compte l'effet favorable de la fissuration afin de minimiser l'impact de la prise en compte de l'action thermique dans ces structures.

Dans le cas particulier et simple d'une structure en béton armé fléchie (pas d'effort normal) avec un rapport des inerties fissurée et brute constant, la réduction du moment fléchissant correspond directement à la minoration du gradient thermique ou de la courbure imposée déduite de  $\Delta T_M$  par cette même valeur.

$$\omega = -\frac{\alpha_T}{h} \times \frac{I_{\text{fiss}}}{I_{\text{brute}}} \times \Delta T_M$$

(La courbure étant comptée positivement lorsqu'elle conduit à un allongement de la fibre inférieure).

A titre d'exemple, considérons la dalle constituée par la traverse supérieure d'un pont cadre et dans laquelle on néglige la présence de l'effort normal. On adopte les données suivantes :

- béton C35/45,  $E_{cm} = 34$  Gpa
- largeur totale  $b = 16$  m
- hauteur totale  $h = 0,38$  m
- distance de la fibre supérieure au lit inférieur des aciers  $d = 0,34$  m
- section transversale des armatures du lit inférieur  $A_s = 38,1$  cm<sup>2</sup>/m (2HA20 tous les 0,165 m).

Les inerties obtenues sont les suivantes :

- section brute de béton (armatures négligées) :  $I_{\text{brute}} = 73,16 \times 10^{-3}$  m<sup>4</sup>
- section fissurée (béton tendu et armatures comprimées négligés) :  $I_{\text{fiss}} = 25,96 \times 10^{-3}$  m<sup>4</sup>

soit un facteur de 2,8 entre les deux inerties, et une réduction des sollicitations dues aux charges thermiques dans le même rapport.

## 3 - Données diverses

### 3.1 - Définition des sections et coefficients d'équivalence

Les différentes sections à utiliser ne sont pas introduites explicitement dans l'Eurocode 2, puisqu'il ne s'agit pas de notions "réglementaires". Elles restent bien sûr valables, pratiques et il est utile de rappeler leur définition précise.

#### 3.1.1 - Section brute / nette

Ces deux premières sections ne font pas intervenir les armatures passives ou de précontrainte.

- Sections brutes : ce sont les sections du béton seul, telles qu'elles résultent des dessins de coffrage, sans déduction des évidements, encoches et conduits destinés à recevoir les armatures de précontrainte ou leurs ancrages, souvent utilisées pour les analyses structurales comme vu en [Chapitre 2 -6.2.2].
- Sections nettes : on les obtient en soustrayant des sections brutes les vides tels que trous, encoches et conduits ménagés pour le passage ou l'ancrage des armatures de précontrainte, et ce, même si ces vides sont ultérieurement remplis.

#### 3.1.2 - Section fissurée ou non fissurée

Le choix entre calcul en section fissurée/non fissurée se fait au cas par cas, en fonction de la contrainte de traction maximale dans la section résultant d'un premier calcul en section non fissurée [EC2-1-1 7.1(2)].

- Si  $\sigma_{\min} > -f_{ct,eff}$ , les calculs sont faits en section non fissurée le cas échéant\*.
- Sinon, les calculs sont faits en section fissurée, c'est-à-dire en négligeant le béton tendu.

La valeur de  $f_{ct,eff}$  à utiliser pour le calcul des contraintes peut être prise égale à  $f_{ctm}$  ou  $f_{ctm,fl}$

*Pour l'application aux ponts, on utilisera systématiquement  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$*

*\*Il faut évidemment considérer dans le premier calcul la contrainte maximale de traction qu'est susceptible de connaître l'ouvrage sous combinaison caractéristique. En effet, une fois que la section a été fissurée elle ne présente plus de résistance à la traction. Ainsi par exemple pour une vérification sous combinaison fréquente, même si  $0 > \sigma_{\min} > -f_{ctm}$  il convient de faire le calcul en section fissurée si  $\sigma_{\min} < -f_{ctm}$  sous combinaison caractéristique.*

#### 3.1.3 - Section homogène / homogène réduite

Ces deux dernières sections font intervenir les armatures passives et/ou de précontrainte **dans la mesure où ces armatures sont adhérentes au béton** par l'intermédiaire des **coefficients d'équivalence n** qui sont les rapports de leur module de déformation au module de déformation du béton, soit  $\frac{E_s}{E_{cm}}$  et  $\frac{E_p}{E_{cm}}$ . Elles se distinguent selon que l'on est en section fissurée ou en section non-fissurée.

- Sections homogènes : elles interviennent dans les calculs en section non-fissurée et sont obtenues en ajoutant aux sections nettes la section des armatures de béton armé et/ou de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence.

*Il est rappelé que les sections non-fissurées sont les sections où la contrainte de traction n'est pas inférieure à  $-f_{ctm}$  sous combinaison caractéristique.*

- Sections homogènes réduites : elles interviennent dans les calculs en section fissurée pour lesquels le béton tendu est négligé; ce sont les sections homogènes obtenues avec la seule partie comprimée du béton.

*Les sections sont fissurées en service quand elles ne vérifient pas le critère des sections non-fissurées (ce sont généralement les sections en béton armé et dans le cas de section en béton précontraint on parle alors de précontrainte partielle).*

### 3.1.4 - Sections pour le calcul des contraintes aux ELS

Le calcul des contraintes se fait avec les hypothèses fondamentales suivantes :

- les sections droites restent planes,
- le béton tendu, soit résiste à la traction (calcul en section non-fissurée), soit est négligé (calcul en section fissurée),
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif (les armatures ont la même déformation que le béton situé au même niveau),
- les armatures et le béton obéissent à la loi de Hooke.

#### 3.1.4.a) Calculs de contrainte des sections en béton armé

Comme en général les sections sont fissurées, ce sont les **sections homogènes réduites** qui sont utilisées pour le calcul des contraintes.

Par ailleurs la façon de prendre en compte le fluage n'est pas explicitée, mais la méthode simplifiée utilisant un module effectif de déformation du béton,  $E_{c,eff}$  [Chapitre 4 -2.1.1], est admise. Les effets du fluage peuvent ainsi être pris en compte d'une manière forfaitaire par l'utilisation d'un coefficient d'équivalence  $n$ , intermédiaire entre  $E_s/E_{cm}$  et  $E_s/E_{c,eff}$ , et dépendant de la proportion entre charges permanentes et charges variables. Un pas de plus dans la simplification pourrait consister à revenir aux pratiques antérieures en adoptant une valeur fixe pour  $n$ .

*On pourra généralement prendre  $n = 15$  pour les bétons ordinaires et  $n = 9$  pour les bétons à hautes performances ( $f_{ck} \geq 55\text{MPa}$ ), un calcul plus précis restant toujours possible.*

*Un second calcul "court terme" avec  $n = E_s/E_{cm}$  peut être nécessaire lorsque la contrainte de compression du béton obtenue par le calcul précédent est proche de la limite admissible. Il convient alors de vérifier que la compression admissible n'est pas dépassée dans le calcul "court terme".*

#### 3.1.4.b) Calculs de contrainte des sections en béton précontraint

Pour les sections non-fissurées en service :

- les contraintes dues aux actions permanentes sont généralement calculées en section nette.

*Cette manière de faire peut servir pour un calcul manuel simple et en pré-dimensionnement. En pratique dans le cas de constructions phasées avec utilisation d'un logiciel élaboré et prise en compte du fluage par une méthode scientifique, les sections homogènes interviennent dès qu'il y a injection de certaines armatures de précontrainte qui les rendent adhérentes vis-à-vis des applications de charges permanentes ultérieures.*

- les contraintes dues aux actions variables sont calculées en section homogène, avec un coefficient d'équivalence  $E_s/E_{cm}$  pour les aciers passifs et  $E_p/E_{cm}$  pour les aciers de précontrainte.

Pour les sections fissurées en service, le calcul des contraintes est fait comme précédemment en section non fissurée pour les charges permanentes et en section homogène réduite pour les actions variables. Les tensions dans les aciers passifs et les surtensions dans les câbles de précontrainte à partir de l'état permanent sont calculées avec un coefficient d'équivalence  $\frac{E_s}{E_{cm}}$  pour les aciers passifs et  $\frac{E_p}{E_{cm}}$  pour les aciers de précontrainte.

*La pratique antérieure distinguait la part de surtension des aciers de précontrainte accompagnant le retour à zéro de la contrainte du béton adjacent, et la part de surtension ultérieure, en leur affectant des coefficients d'équivalence différents. Cette distinction sur le coefficient d'équivalence n'a pas lieu d'être ; elle n'est donc pas reconduite.*

*Il est par ailleurs rappelé que les différences d'adhérence entre aciers passifs et précontrainte doivent être prises en compte le cas échéant [Chapitre 5 -5].*

### 3.2 - Durée d'utilisation de projet

La durée d'utilisation de projet est la période pendant laquelle une structure doit pouvoir être utilisée avec une maintenance normale et sans réparations majeures. Une valeur de 100 ans est escomptée pour les ponts en béton dont les projets sont établis en utilisant les eurocodes [EC0 2.3 Tab.2.1].

Il faut rappeler que l'enrobage minimum, élément important du projet, a sa valeur qui dépend directement du choix de la durée d'utilisation de projet. Il se détermine avec l'Eurocode 2 comme indiqué au [Chapitre 3 -1.2].

*En cas de besoin particulier du maître d'ouvrage pour une durée d'utilisation différente, les eurocodes n'offrent pas de solution complète car ils ne permettent une modification du niveau de fiabilité qu'au travers d'un nombre restreint de variables, comme par exemple la valeur représentative des actions, les coefficients partiels. Il existe néanmoins d'autres mesures, en dehors du cadre des eurocodes, comme la gestion de la qualité, l'assurance d'une maintenance efficace, etc. Enfin, des mesures spécifiques de type préventif ou de protection sont aussi favorables à la longévité des ouvrages.*

### 3.3 - Hygrométrie ambiante moyenne

En l'absence de données plus précises, on peut prendre pour des ouvrages à l'air libre les valeurs suivantes pour l'hygrométrie ambiante moyenne, RH, exprimée en pourcentage d'humidité relative :

RH = 55 dans le quart sud-est de la France

RH = 70 dans le reste de la France

*La méthode simplifiée de détermination du coefficient de fluage dans l'Eurocode 2 [EC2-1 Fig.3.1] est donnée pour les valeurs de RH de 50 % et 80 %. Il est bien entendu qu'il est loisible de faire des interpolations linéaires.*

### 3.4 - Autres données

Les autres données, relatives aux matériaux et nécessaires aux calculs sont les suivantes :

- pour le béton : la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours  $f_{ck}$  (compte tenu, le cas échéant, du minimum requis précédemment) et donc tous les autres paramètres qui en découlent  $f_{cm}$ ,  $f_{ctm}$ ,  $E_{cm}$  etc.(voir tableau 3.1) ;

*Il est rappelé que le module  $E_{cm}$  dépend notamment du type de granulats. L'Eurocode 2 donne des valeurs indicatives sur les corrections à apporter à  $E_{cm}$  [EC2-1-1 3.1.3(2)]. Lorsque la valeur du module a une forte influence sur les résultats des calculs, il est recommandé de procéder à des essais.*

- pour les armatures passives : les barres et fils à haute adhérence sont utilisés et l'acier requis est caractérisé par sa limite conventionnelle d'élasticité et sa classe de ductilité. Pour les ponts l'Eurocode 2 recommande de n'utiliser que les classes de grande et très grande ductilité B et C [EC2-2 3.2.4(101)P]. On utilisera donc en principe les aciers B500B en général et l'acier B500C dans le cas de besoin d'une très grande ductilité, par exemple pour une conception vis-à-vis du séisme. Néanmoins l'emploi de la classe A pour les armatures de tranchant et de torsion est admis par l'annexe nationale. Pour plus d'informations on ira utilement consulter la norme EN 10080 ;
- pour les armatures de précontrainte : il convient d'avoir recours à un acier à haute résistance, caractérisé principalement par sa résistance caractéristique à la traction  $f_{pk}$  et sa classe de relaxation (classe 2 de relaxation de l'Eurocode 2 [EC2-1-1 3.3.2(4)P]) ;
- pour le ciment il y a lieu de faire un choix parmi les 3 classes de ciment S, N et R dont dépendent certaines données qui entrent dans le calcul de la montée en résistance du béton au cours des 28 premiers jours (caractérisé par le coefficient  $\beta_{cc}$ ) [EC2-1-1 3.1.2(6)] ou encore dans le calcul des coefficients de fluage et de retrait [EC2-1-1 Anx.B].

*Pour les projets courants on peut adopter la classe de ciment N. Lorsque la conception de l'ouvrage nécessite une mise en tension de la précontrainte sur un béton jeune, il est souvent nécessaire de recourir à un ciment de classe R pour raccourcir la durée d'attente avant mise en tension.*

## 4 - Critères de dimensionnement

Il convient de rappeler que l'Eurocode 2 est principalement une norme de vérification des structures avec quelques éléments de base pour la conception. Les règles de calcul sont ainsi présentées sous forme de vérification, et pratiquement pas sous forme de dimensionnement.

Ce point est particulièrement important en ce qui concerne le dimensionnement de la précontrainte. En effet, plusieurs niveaux de précontrainte sont possibles dans une structure, depuis une précontrainte partielle minimale jusqu'à une précontrainte totale. L'Eurocode 2 se contente de fixer un niveau minimal de précontrainte en fonction des conditions d'environnement, et d'indiquer ensuite comment justifier la quantité d'aciers passifs nécessaire.

Il est bien évident que **le choix du niveau de précontrainte reste de la responsabilité du concepteur**. Il convient donc de définir au niveau de chaque projet le niveau de précontrainte souhaité ; l'optimum économique dépend du type de structure, et il n'est pas possible de donner des règles générales.

*Les règles antérieures suivaient la même logique : 3 niveaux de précontrainte étaient définis avec leurs règles de vérification. Le choix du niveau restait de la responsabilité du concepteur, projet par projet.*

L'Eurocode 2 n'a pas reconduit la définition de niveaux discontinus : il passe de façon progressive d'une précontrainte partielle à une précontrainte totale, laissant l'entière liberté au concepteur. Afin de ne pas multiplier les choix, le chapitre 7 donne des indications sur les niveaux de précontrainte qui peuvent être adoptés en service.

Les mêmes réflexions doivent être menées en phase de construction : il convient de définir les tractions admissibles en fonction du type de charges et des phases considérées. Là aussi, l'Eurocode 2 donne quelques indications qui peuvent être adaptées en fonction des projets. On se référera également au chapitre 7 pour une présentation de ces règles.



## Chapitre 4

# Déformations différées du béton : retrait et fluage



Les déformations différées du béton dues au retrait et au fluage sont à prendre en compte dans les justifications aux ELS et généralement négligées aux ELU, sauf quand leurs effets sont significatifs, comme par exemple pour les vérifications aux ELU de stabilité de forme, pour lesquelles les effets du second ordre ont une importance particulière [EC2-1-1 2.3.2.2].

*On peut signaler d'une manière générale que le retrait et le fluage sont des phénomènes très complexes qui encore aujourd'hui ne sont pas complètement maîtrisés ; les modèles codifiés de ces phénomènes qui permettent d'effectuer des calculs, en dépit de leur apparente sophistication, sont encore assez loin de bien pouvoir représenter la réalité. De plus, l'intensité de ces phénomènes dépend fortement de paramètres comme l'humidité ambiante, les dimensions des éléments, la composition du béton. Il faut donc garder une certaine prudence vis-à-vis de la précision des résultats des calculs.*

*Les pratiques antérieures faisaient abstraction des phénomènes de retrait et de fluage pour les calculs des sections en béton armé : le fluage est pris en compte de manière forfaitaire par les coefficients d'équivalence, et le retrait par des joints de dilatation et un ferrailage appropriés.*

*En revanche, les effets du fluage et du retrait sur la précontrainte sont importants et font baisser de manière significative l'effort de précontrainte introduit initialement dans les structures. De plus, pour les structures hyperstatiques précontraintes, les déformations dues au fluage peuvent entraîner d'importantes redistributions d'efforts. Aussi, pour les structures en béton précontraint, il est plus exact de dire que les effets du retrait et du fluage sont pris en compte pour les vérifications aux ELS, comme aux ELU. Plus précisément, de manière conventionnelle, leurs effets, déterminés pour les vérifications aux ELS, pourront être conservés pour la suite des vérifications aux ELU.*

## 1 - Retrait

Le retrait est une diminution de volume du béton non chargé qui commence au cours de son durcissement et se prolonge jusqu'à la maturation définitive du béton. L'Eurocode 2 distingue principalement deux sortes de retrait selon leur origine : le retrait endogène (ou retrait au jeune âge) d'origine chimique, qui commence très tôt pour se terminer assez rapidement au bout de quelques jours et qui est dû à la diminution de volume de la pâte de ciment au cours de son hydratation; le retrait de dessiccation (ou exogène), dû à la variation d'hygrométrie interne, qui ne commence pratiquement qu'au décoffrage et qui constitue un processus lent, de longue haleine.

C'est bien la déformation totale de retrait qui doit être prise en compte dans les calculs. Ceci étant, le risque de fissuration suite à des déformations gênées produites par les retraits thermique et endogène dans un béton frais coulé au contact d'un béton durci est particulièrement important pour être souligné par l'Eurocode 2 [EC2-1-1 3.1.4(6)].

*La prise en compte du retrait dans l'analyse structurale a été rappelée au début de ce chapitre pour la détermination des sollicitations.*

*Pour le calcul des contraintes :*

- *l'effet du retrait n'intervient plus directement dans le cas général où d'autres charges que le retrait sont appliquées ;*
- *à l'inverse, l'effet du retrait seul et empêché est une cause de la fissuration, et mérite une étude particulière; on se reportera à l'exemple de calcul donné en [0] du présent guide.*

## 2 - Fluage

Le fluage du béton est le phénomène selon lequel la déformation du béton soumis à une charge constante continue de croître dans le temps. Le fluage dépend aussi, en plus des facteurs cités ci-dessus, de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge appliquée. L'hypothèse simplificatrice d'un fluage linéaire du béton est communément admise à la condition de limiter la contrainte de

compression dans le béton à  $0,45 f_{ck}$  (ou  $0,45 f_{ck}(t_0)$  si le béton est chargé à un âge  $t_0$ ) sous combinaison de charges quasi-permanentes [EC2-1-1 3.1.4(4)], [EC2-1-1 7.2(3)].

## 2.1 - Prise en compte du fluage par une méthode approchée

Dans le cas où une grande précision ne serait pas requise, l'Eurocode 2 donne dans la figure 3.1 [EC2-1-1 Fig3.1] un moyen rapide d'estimer la valeur finale du coefficient de fluage  $\varphi(\infty, t_0)$  dans des conditions courantes de température ambiante ( $-40^\circ\text{C}, +40^\circ\text{C}$ ) et d'humidité relative ( $40\% < \text{RH} < 100\%$ ).

*$t_0$  représente l'âge du béton lors de l'application de la charge. Dans ces calculs approchés on sous-entend que le béton est suffisamment âgé pour que ses caractéristiques à l'âge de 28 jours soient utilisables. Il est loisible de faire des interpolations à partir des valeurs données.*

Une valeur finale un peu plus précise du coefficient de fluage peut aussi s'obtenir à partir des lois de fluage fonction du temps, données dans l'annexe B de l'Eurocode 2 Partie 1-1 ou pour du béton à hautes performances dans l'annexe B dans la partie 2 de l'Eurocode 2.

La valeur finale du coefficient de fluage est utilisée pour prendre en compte les effets du fluage dans un calcul approché avec une petite différence selon que l'on est en analyse linéaire ou en analyse non-linéaire.

*L'incidence sur le fluage dans le cas d'un béton soumis à une cure thermique est traité au [EC2-1-1 10.3.1.2].*

### 2.1.1 - En analyse linéaire

La prise en compte du fluage se fait par l'utilisation du module effectif du béton [EC2-1-1 7.4.3(5)], un équivalent du module différé qui n'est pas utilisé explicitement dans l'Eurocode 2 pour les calculs de contrainte mais qui est défini pour les calculs de déformations [EC2-1-1 Expr.(7.20)] :

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

*L'Eurocode 2 définit à partir de cela un coefficient d'équivalence effectif par  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,\text{eff}}}$  mais n'en donne pas d'utilisation dans ses autres prescriptions.*

Cette façon de faire est valable aux ELS comme aux ELU. On peut préciser que pour des structures entièrement en béton et construites sans phases cela n'a pas d'incidence sur les sollicitations et affecte uniquement les résultats relatifs aux déformations. A l'inverse pour des structures construites par phases ou pour des structures composites acier-béton les sollicitations sont évidemment aussi modifiées.

*Pour les structures construites par phases, un calcul avec fluage scientifique donnera des résultats plus précis (voir plus loin). Pour les structures composites, l'Eurocode 4 donne les valeurs de coefficients d'équivalence à utiliser en fonction du type d'action.*

*La façon de prendre en compte le fluage aux ELS dans le calcul des contraintes en section fissurée n'est pas détaillée par l'Eurocode 2. A défaut de calcul plus précis, on peut reconduire les coefficients d'équivalence, utilisés dans la détermination des sections homogènes réduites [Chapitre 3 -3.1].*

## 2.1.2 - En analyse non-linéaire

Une manière simplifiée de prendre en compte le fluage consiste à utiliser un coefficient de fluage effectif  $\varphi_{ef}$  [EC2-1-1 5.8.4(2)], [EC2-1-1 Exp.(5.19)]. Elle ne s'applique qu'aux cas simples et quand une grande précision n'est pas requise.

$$\underbrace{\varphi_{ef}}_{\text{fluage effectif}} = \underbrace{\varphi(\infty, t_0)}_{\text{fluage final}} \frac{\overbrace{M_{0Eqp}}^{\text{moment QP 1}^{\text{er}} \text{ ordre}}}{\underbrace{M_{0Ed}}_{\text{moment de la combinaison considérée 1}^{\text{er}} \text{ ordre}}}$$

*Il est également possible de définir  $\varphi_{ef}$  à partir des moments fléchissants totaux  $M_{Eqp}$  et  $M_{Ed}$  mais ceci nécessite une itération et une vérification de la stabilité sous l'état permanent avec  $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$  [EC2-1-1 5.8.4(2) note].*

*Si le rapport des moments varie dans l'élément ou la structure, on peut calculer le rapport pour la section de moment maximal, soit utiliser une valeur moyenne représentative [EC2-1-1 5.8.4(3)]. On privilégiera plutôt la valeur moyenne représentative si on peut la déterminer facilement, car c'est la déformation de l'ensemble de la structure qui est intéressante.*

L'effet du fluage est alors considéré comme pris en compte par l'utilisation du diagramme contraintes-déformations du béton obtenu en multipliant toutes les valeurs des déformations relatives par un facteur  $(1+\varphi_{ef})$  [EC2-1-1 5.8.6(4)].

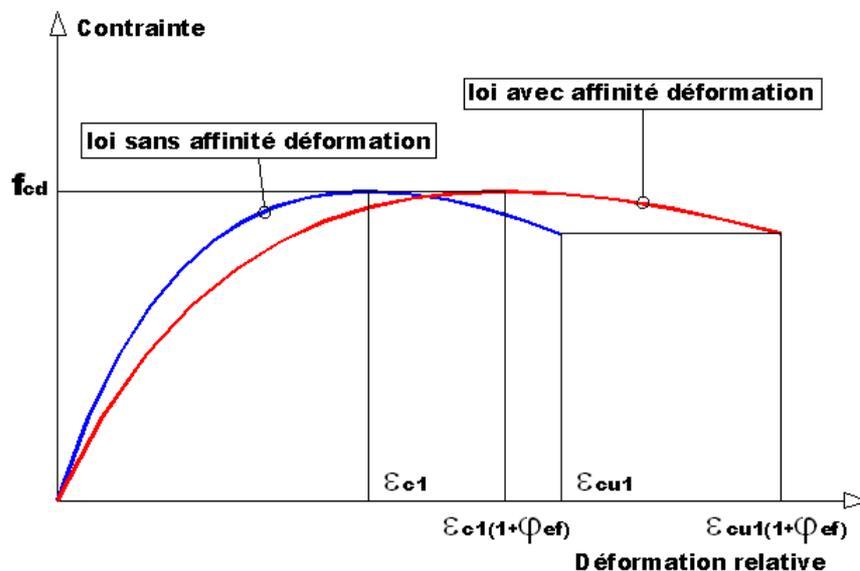


Fig./Tab.2.(1) : Diagrammes contraintes-déformations et facteur de fluage

*Une analyse non-linéaire se poursuit généralement jusqu'à une vérification aux ELU, ce qui explique les définitions de  $M_{0Eqp}$  qui est un moment fléchissant provenant d'une combinaison quasi-permanente et  $M_{0Ed}$  qui est un moment fléchissant de combinaison fondamentale d'ELU. Une adaptation de la méthode aux ELS consisterait à prendre un moment de combinaison caractéristique pour cette dernière valeur.*

## 2.2 - Prise en compte du fluage par une "méthode scientifique"

Dans le cas de constructions par phases il est nécessaire d'utiliser des logiciels élaborés pour obtenir une bonne précision, la prise en compte du fluage passe par un calcul itératif, prenant en compte les lois d'évolution du fluage [EC2-1-1 et EC2-2 Anx.B] et des propriétés du matériau béton au cours du temps. C'est aussi le cas des études de stabilité de forme impliquant la non-linéarité des matériaux et le second ordre. Les sections doivent être modélisées par un nombre suffisant de fibres et leurs déformations sont reconstituées à chaque instant à partir de celles des fibres en négligeant les fibres tendues; les déformations différées des sections s'obtiennent avec une des méthodes préconisées par l'Eurocode 2, incrémentale, superposition, etc.

*Pour les ponts en béton précontraint la méthode scientifique est utilisée dès le niveau d'un projet détaillé car un calcul relativement précis de pertes de précontrainte est nécessaire. Pour la même raison la clause [EC2-1-1 2.3.2.2(2)] doit s'entendre qu'aux ELU les effets du fluage sont significatifs et sont évalués sous l'effet de la précontrainte probable et des charges permanentes (comme pour une vérification aux ELS) et sont conservés [EC2-1-1 2.3.2.2 (3)]. La suite de la vérification aux ELU se poursuit par application des charges variables ad-hoc. La majoration de charge de poids propre (0,35 G) est considérée comme une charge d'ensemble supplémentaire qu'on applique de manière conventionnelle sur le schéma statique de l'ouvrage terminé, sans qu'elle ne crée de fluage supplémentaire.*

## 3 - Éléments pour le calcul des valeurs de retrait et de fluage

### 3.1 - Rayon moyen

La détermination des valeurs du retrait et du fluage fait appel au "rayon moyen" de la structure, noté  $h_0$ .

$h_0 = 2A_c/u$ , où  $A_c$  est l'aire de la section transversale du béton et  $u$  le périmètre de la partie exposée à la dessiccation.

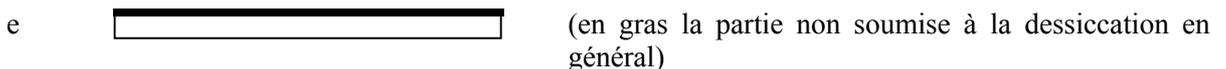
Dans le cas d'une dalle, le "rayon moyen" ainsi défini correspond sensiblement à quatre fois la moyenne des trajets que doit faire l'eau lors de son évaporation pendant le durcissement du béton.

**a) Cas d'une dalle ou d'une poutre sans étanchéité :** le rayon moyen est sensiblement égal à l'épaisseur  $e$ .



**b) Cas d'une dalle avec étanchéité :** en général le hourdis supérieur recouvert par l'étanchéité n'est pas pris en compte dans le calcul de la partie du périmètre exposée à la dessiccation et le rayon moyen est alors sensiblement égal à 2 fois l'épaisseur, soit  $2e$ .

Cependant, ce point est à apprécier au cas par cas en fonction du délai avant mise en place de l'étanchéité.



c) **Cas d'un caisson** : en général l'intérieur du caisson n'est pas pris en compte dans le calcul de la partie du périmètre exposée à la dessiccation.

Cependant, ce point est à apprécier au cas par cas, notamment dans le cas de voussoirs préfabriqués.



(en gras parties non soumises à la dessiccation en général)

### 3.2 - Présence d'armatures

La modification des valeurs de déformation de retrait et de fluage due à la présence d'armatures n'est pas explicitement évoquée dans l'Eurocode 2. Quand une grande précision n'est pas requise pour certains calculs, il est loisible de négliger le phénomène ce qui place du côté de la sécurité. A l'inverse, si on veut le prendre en compte, la définition précise des armatures adhérentes présentes dans les sections et l'utilisation de logiciels élaborés est nécessaire. Une option médiane consiste à reconduire une prise en compte forfaitaire en utilisant un coefficient réducteur,  $k_s$ , à appliquer aux coefficients de retrait et de fluage, défini par :

$$k_s = \frac{1}{(1 + 20\rho_s)} \text{ pour les bétons ordinaires,}$$

$$k_s = \frac{1}{(1 + 12\rho_s)} \text{ pour les BHP}$$

$\rho_s$  étant le pourcentage des armatures adhérentes, rapport de la section des armatures adhérentes à la section de béton.

# Chapitre 5

## La précontrainte



Avec l'Eurocode 2 la séparation très nette que faisaient les règles françaises entre béton précontraint et béton armé s'estompe pour donner naissance à un texte unique traitant globalement des constructions utilisant le matériau béton renforcé par des armatures en acier, qu'elles soient passives ou actives. On peut dire qu'il y a une sorte de continuité allant du béton armé où la précontrainte est inexistante au béton à précontrainte totale, en passant par du béton à précontrainte partielle.

L'Eurocode 2 se borne d'ailleurs à la seule précontrainte apportée par la mise en tension d'armatures (barres, fils et torons) et en définitive l'essentiel du traitement de la précontrainte apparaît dans le texte de l'Eurocode 2 partie 1-1 en [EC2-1-1 5.10] ; d'autres éléments indispensables sont donnés de façon disséminée, là où c'est logique et nécessaire, sous forme de règles spécifiques. C'est de cette manière notamment que les particularités qui caractérisent la précontrainte par pré-tension, post-tension ou extérieure et non-adhérente sont introduites. Ceci étant, rien de fondamental n'a été modifié dans la prise en compte de la précontrainte par l'Eurocode 2.

Mais la précontrainte c'est avant tout les systèmes de précontrainte qui sont des produits de construction. Et, là aussi, la logique d'harmonisation européenne joue, avec l'apparition des Agréments techniques européens (ATE), dont il convient de dire quelques mots, puisqu'ils sont indissociables de l'utilisation des eurocodes.

## 1 - Agrément technique européen des procédés de précontrainte

Les caractéristiques des armatures de précontrainte doivent être conformes à la norme EN 10138 ou, à défaut, définies dans un agrément technique européen (ATE).

Les "kits" de précontrainte, dès lors qu'ils ne sont pas mis en œuvre par leurs producteurs, doivent bénéficier d'un marquage CE et d'un ATE. Les ATE sont délivrés par des organismes d'agrément (ex : Sétra en France, DIBT en Allemagne, OIB en Autriche) sur la base d'un guide d'agrément technique européen (ETAG 013). L'agrément est délivré après un certain nombre d'essais pour vérifier l'aptitude à l'usage du produit.

Ces kits font ensuite l'objet d'une "attestation de conformité" pour certifier la concordance du produit mis sur le marché avec celui testé dans le cadre de la délivrance de l'agrément technique européen. Cette deuxième étape aboutit au marquage CE délivré par un organisme de certification (ex : ASQPE en France ...). Doté du marquage CE le produit est présumé conforme aux exigences essentielles et peut être commercialisé et utilisé sans avoir à subir de vérification de conformité à une réglementation nationale.

### 1.1 - Informations figurant dans l'ATE

Les informations contenues dans l'ATE sont les suivantes :

- usages possibles du système (précontrainte extérieure, câble remplaçable, etc.),
- gamme d'ancrage (de 3 à 37T15 par exemple),
- description des composants et dimensions,
- rayons de courbure minimums autorisés suivant le type de gaine,
- longueur libre à respecter derrière l'ancrage ou encombrement des vérins,
- longueur droite à respecter à la sortie de l'ancrage,
- coefficient de frottement  $k$  et  $\mu$ ,
- espacement des supports de gaine,
- rentrée d'ancrage lors de la mise en tension,
- résistance minimale moyenne du béton à respecter à la mise en tension ( $f_{cm,0}$ ),
- entraxe et enrobage des ancrages (dépendant de  $f_{cm,0}$ ),
- frettage à placer derrière l'ancrage (dépendant de  $f_{cm,0}$ ) et adaptation possible,
- type d'injection,
- recommandations sur le transport, le stockage et la manutention.

## 1.2 - Informations utiles pour l'application de l'Eurocode 2

Les principales informations utilisées dans les calculs sont les suivantes :

### 1.2.1 - Forces de mise en tension

Les forces de mise en tension sont généralement données à titre indicatif ou de recommandation dans l'ATE (sauf prescription contraire) car les systèmes sont testés pour résister en statique, en fatigue et en transfert de charge sur la base des forces caractéristiques des câbles  $F_{pk}$  et non des forces indiquées dans l'ATE. Celles-ci doivent donc être déduites de la norme sur les armatures de précontrainte (EN 10138) donnant  $F_{pk}$  et  $F_{p0,1k}$  et de l'annexe nationale de l'Eurocode 2 donnant les coefficients  $k_1$  et  $k_2$  à placer devant  $F_{pk}$  et  $F_{p0,1k}$ . Ces derniers coefficients sont utilisés pour définir les limites maximales des forces de mise en tension [Chapitre 5 -2.1]

### 1.2.2 - Coefficients de frottement $k$ et $\mu$

Les valeurs fournies par défaut dans l'Eurocode 2 [EC2-1-1 5.10.5.2(2)], [EC2-1-1 5.10.5.2(3)] sont en général sécuritaires. Dans certains cas, les ATE peuvent proposer des valeurs plus réalistes issues de mesures sur site.

*Il est aussi conseillé de prendre des valeurs sécuritaires dans le cas de traversée des câbles au travers de nombreux joints.*

### 1.2.3 - Rentrée d'ancrage

Les valeurs à utiliser dans le projet sont fixées dans les ATE.

### 1.2.4 - Résistance du béton et transfert de charge

Les ATE fournissent une ou plusieurs valeurs de résistance minimale du béton à respecter à la mise en tension, en fonction du positionnement respectif des ancrages. Cette résistance minimale du béton conditionne les entraxes, les distances aux bords des ancrages ainsi que les frettages associés. Dans le cas où plusieurs valeurs de  $f_{cm,0}$  sont proposées il est loisible d'interpoler sur tous ces paramètres.

### 1.2.5 - Contraintes géométriques

Le projecteur trouvera en outre, toutes les contraintes géométriques que le projet devra respecter pour que notamment les mises en tension soient aisément réalisables.

## 2 - Force de précontrainte

L'Eurocode 2 utilise un vocabulaire légèrement différent des anciennes pratiques, dont il est utile de rappeler les principales définitions.

### 2.1 - Force de précontrainte maximale

Elle est représentée par  $P_{max}$  : C'est la force appliquée à l'extrémité active lors de la mise en tension (force au vérin). Naturellement elle doit être limitée pour éviter la plastification des armatures [EC2-1-1 5.10.2.1]

$$P_{max} = A_p \times \min (k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k})$$

$A_p$  étant l'aire de la section des armatures de précontrainte

$k_1$  et  $k_2$  ayant pour valeurs, respectivement 0,80 et 0,90, soient les valeurs recommandées qui sont reprises par l'annexe nationale,

mais aussi pour éviter la compression excessive du béton soumis aux charges lors de l'application de la précontrainte [EC2-1-1 5.10.2.2]

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t)$$

## 2.2 - Force de précontrainte initiale

Elle est représentée par  $P_{m0}(x)$  : C'est la force de précontrainte appliquée au béton immédiatement après mise en tension (post-tension) ou après transfert (pré-tension), après déduction des pertes instantanées. La variation en fonction de l'abscisse  $x$  est due aux frottements pour la précontrainte par post-tension et à l'établissement de la précontrainte par pré-tension dans les zones d'about.

L'Eurocode 2 impose aussi une limitation à cette force initiale, ce qui est nouveau :

$$P_{m0}(x) \leq A_p \times \min (k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0,1k} )$$

$k_7$  et  $k_8$  ayant pour valeurs définies par l'annexe nationale, respectivement 0,77 et 0,87, pour la précontrainte par post-tension et 0,8 et 0,9 pour la précontrainte par pré-tension.

## 2.3 - Force de précontrainte probable

Elle est représentée par  $P_{m,t}(x)$  : la force de précontrainte variable le long de l'armature et dans le temps, qui résulte de la déduction des pertes instantanées et des pertes différées.

# 3 - Pertes de précontrainte

Il n'y a aucun changement de principe dans le calcul des pertes de précontrainte. L'adoption de lois différentes pour les déformations différées du béton par l'Eurocode 2 ne devrait conduire qu'à peu d'écart dans les résultats finaux des forces de précontrainte par rapport aux pratiques antérieures. En outre, pour du béton à haute performance (classe de résistance supérieure à C50/60), les lois de perte par relaxation comme celles de perte par fluage et retrait sont restées les mêmes que précédemment.

## 3.1 - Pertes instantanées

Pour la précontrainte par post-tension les pertes instantanées sont les pertes par blocage des ancrages, les pertes par frottement et les pertes par déformation élastique du béton.

A la différence de la post-tension, la mise en œuvre de la pré-tension peut déjà conduire à des pertes de précontrainte qui se produisent entre la mise en tension de l'armature et la mise en précontrainte de l'élément. Ce sont notamment les pertes dues au retrait du béton, à la relaxation de l'acier et éventuellement à un traitement thermique qu'il convient de prendre en compte en plus des pertes instantanées proprement dites.

Il faut noter que les variables  $\mu$  et  $k$  utilisées dans l'expression de calcul des pertes par frottement [EC2-1-1 Expr.(5.45)] ne sont pas, de façon formelle, exactement celles utilisées jusqu'ici, mais traduisent la prise en compte des mêmes phénomènes physiques. Par ailleurs, leurs valeurs, fournies à défaut de valeurs plus précises qui seraient à rechercher dans les Agréments Techniques Européens (ATE), sont en général sécuritaires [EC2-1-1 5.10.5.2(3)], [EC2-1-1 5.10.5.2(4)].

## 3.2 - Pertes différées

Les pertes différées ont deux causes :

- la réduction de l'allongement de l'armature induite par la déformation du béton du fait du retrait et du fluage,
- la diminution de la contrainte de l'armature due à la relaxation.

Le calcul des pertes différées par relaxation se fait en principe pour les ponts par l'utilisation de la classe 2 de relaxation [EC2-1-1 3.3.2(4)] définie par une valeur de  $\rho_{1000}$  au plus égale à 2,5 % (c'est l'équivalent de la classe de relaxation TBR des règles antérieures) et par l'utilisation de l'expression (3.29).

A l'exception de cas très simples (éléments isostatiques, construits sans phasage) pour lesquels il est envisageable d'estimer de manière approximative les pertes différées et totales à partir de l'expression (5.46) fournie par l'Eurocode 2 [EC2-1-1 3.3.2(7)], utile pour un pré-dimensionnement, il est nécessaire de faire appel aux lois de déformation de retrait et de fluage pour effectuer le calcul détaillé des pertes différées.

*Dans le cas où on n'aurait pas besoin d'une grande précision, par exemple pour l'étude de la flexion transversale d'un hourdis de pont, l'expression (5.46) [EC2-1-1 5.10.6(2)] peut être utile.*

L'Eurocode 2 partie 1-1 donne dans son Annexe B les lois correspondantes ; l'Eurocode 2 partie 2 précise dans l'Annexe B modifiée que pour des bétons à haute performance (de classe de résistance supérieure à C50/60) l'utilisation des lois données en B.103 donne de meilleurs résultats. De plus cette Annexe modifiée fournit des méthodes pour déterminer les coefficients à utiliser dans les expressions de B.103 en vue d'une meilleure précision quand on dispose de mesures expérimentales obtenues à partir d'essais de retrait et de fluage appropriés.

Les différentes méthodes permettant le passage à l'évaluation des effets structurels induits par le comportement différé du béton sont décrites brièvement dans l'Annexe KK de l'Eurocode 2 partie 2, notamment la méthode du temps équivalent.

## 4 - Valeurs représentatives de la précontrainte

A partir de limitations apportées à la force de précontrainte avant et après l'opération de mise en tension l'Eurocode 2 définit, comme vu précédemment, une force de précontrainte probable  $P_{m,t}(x)$  déduction faite des pertes au temps  $t$ , mais aussi par majoration et minoration de cette force, un couple de deux valeurs caractéristiques  $P_{k,sup}$  et  $P_{k,inf}$ , encore communément appelé fourchette :

- une valeur inférieure :  $P_{k,inf} = r_{inf} \times P_{m,t}$
- une valeur supérieure :  $P_{k,sup} = r_{sup} \times P_{m,t}$

Les pourcentages de majoration et minoration sont respectivement de 10 % ( $r_{sup} = 1,1$  ;  $r_{inf} = 0,9$ ) pour la précontrainte intérieure adhérente par post-tension et de 5% pour la précontrainte extérieure ou la précontrainte par pré-tension ( $r_{sup} = 1,05$  ;  $r_{inf} = 0,95$ ).

*Lorsque des mesures appropriées sont prises comme par exemple la mesure directe de la précontrainte par pré-tension on peut adopter  $r_{sup} = r_{inf} = 1$ .*

### 4.1 - Prise en compte de la précontrainte aux ELU

La valeur probable  $P_{m,t}$  est à utiliser pour les justifications aux ELU sauf pour la vérification à la fatigue qui utilise une combinaison d'actions similaire à une combinaison fréquente.

## 4.2 - Prise en compte de la précontrainte aux ELS

Les valeurs caractéristiques  $P_{k,sup}$  et  $P_{k,inf}$  sont à utiliser pour les justifications aux ELS et donc pour :

- les calculs de contrainte dans le béton à vérifier vis-à-vis des limites prescrites,
- les calculs de contrainte dans les aciers passifs à vérifier vis-à-vis des limites prescrites,
- la détermination du ferrailage minimal,
- les calculs de contrainte dans les aciers passifs pour les calculs d'ouvertures de fissure.

*On peut noter que la fourchette n'est pas utilisée pour le calcul des contraintes dans les armatures de précontrainte.*

## 4.3 - En construction

Dans les situations en construction les annexes nationales des parties 1-1 et 2 précisent qu'il est possible de prendre  $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$  lorsque des précautions particulières sont prises, tant au niveau de la conception qu'au niveau de l'exécution, pour que la précontrainte probable  $P_m$  soit réalisée dans l'ouvrage.

Dans le cas de la post-tension, ces précautions consistent notamment :

- à prévoir, dès le niveau de la conception, des conduits vides permettant de mettre en place des câbles complémentaires pour les cas où la tension probable ne serait pas obtenue sur chantier ;
- à imposer des mesures du coefficient de transmission sur les premiers câbles mis en tension (épreuve de convenance) et sur un nombre suffisant de câbles tendus ultérieurement (épreuve de contrôle) ;
- à établir un programme de travaux suffisamment échelonné pour permettre de déterminer et d'effectuer les corrections éventuellement nécessaires.

Si la structure est très sensible aux effets de la précontrainte, il convient de maintenir les valeurs  $r_{sup} = 1,05$  et  $r_{inf} = 0,95$ .

## 5 - Adhérence de la précontrainte

Les aciers de précontrainte présentent une moins bonne adhérence au béton que les aciers passifs à haute adhérence. Dans les calculs de contrainte en sections fissurées, les surtensions dans les aciers passifs seraient donc plus importantes que celles calculées en supposant une adhérence parfaite des aciers de précontrainte.

Le problème ne se pose que pour les calculs de contrainte dans les structures à précontrainte partielle (c'est-à-dire les structures précontraintes susceptibles d'être significativement fissurées aux ELS).

Deux méthodes sont possibles pour prendre en compte cette différence de comportement vis-à-vis de l'adhérence :

- faire un calcul en faisant l'hypothèse d'une adhérence parfaite, et corriger ensuite les contraintes obtenues ;
- faire un calcul de contrainte en réduisant "à la source" la contribution de la surtension des armatures de précontrainte.

Ces deux méthodes sont envisagées dans l'Eurocode 2. La première est recommandée pour les calculs à la fatigue [EC2-1-1 6.8.2(2)P], la seconde est proposée pour le calcul du ferrailage minimum aux ELS [EC2-1-1 7.3.2(3)].

La première méthode a l'avantage de la simplicité mais ne permet pas d'obtenir un état de contrainte qui respecte les conditions d'équilibre général de la section.

Les modalités d'application suivantes sont recommandées :

- pour les calculs à la fatigue des structures à précontrainte partielle, on applique la méthode recommandée par l'Eurocode 2 [EC2-1-1 6.8.2]. Une borne supérieure à la variation de contrainte dans les aciers passifs peut être obtenue en négligeant totalement les surtensions  $\Delta\sigma_p$  dans les aciers de précontrainte au-delà de l'état de déformation nulle du béton adjacent ;
- pour les calculs de contrainte aux ELS dans les structures précontraintes non fissurées, on néglige les surtensions  $\Delta\sigma_p$  dans les aciers de précontrainte.

*Pour les calculs de contrainte aux ELS dans les structures à précontrainte partielle, l'Eurocode n'indique pas de méthode précise. On peut s'inspirer de la seconde méthode, qui consiste à calculer l'état d'équilibre de la section en pondérant la surtension  $\Delta\sigma_p$  par un coefficient  $\xi_1$  (borné supérieurement à 1,0) – ou, ce qui est équivalent, à réduire la section de précontrainte  $A_p$  par ce même coefficient  $\xi_1$ .*

*Là aussi, une borne supérieure à la variation de contrainte dans les aciers passifs peut être obtenue en négligeant totalement les surtensions  $\Delta\sigma_p$  dans les aciers de précontrainte.*

Des exemples de calcul sont donnés dans les chapitres ELS et ELU de fatigue (application à une dalle de PSIDP calculée en précontrainte partielle).

*L'utilisation de modèles de calcul plus complexes, représentant de façon adéquate les différences d'adhérence entre aciers, reste possible. Voir par exemple l'article de F. Toutlemonde et R. Pascu, du Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°241 de novembre-décembre 2002.*

Pour la précontrainte extérieure la surtension résulte de la valeur moyenne de l'allongement entre deux déviateurs ou sur une plus grande longueur en cas de glissement sur ces déviateurs. La surtension est donc faible et du fait de la possibilité de glissements son estimation est aléatoire. Aux ELS, la surtension est donc totalement négligée. Aux ELU, l'Eurocode autorise une prise en compte forfaitaire de la surtension [Chapitre 6 -1.1].



# Chapitre 6

## Justification aux ELU



Ce chapitre traite des justifications aux ELU, en particulier de l'ELU de résistance vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant, de la torsion, et du poinçonnement.

Les justifications pour des ELU plus spécifiques comme la fatigue, la rupture fragile et le flambement sont également présentées.

Il faut se reporter par contre au calcul des plaques du Chapitre 10 -4 pour trouver des éléments concernant le cumul des effets de la flexion longitudinale et des effets locaux.

Le calcul des sollicitations est généralement effectué sur la base d'une analyse élastique linéaire sans redistribution (sauf pour l'étude de la stabilité de forme), en tenant compte des caractéristiques des sections brutes [Chapitre 2 -6.2.2] et le cas échéant de la largeur participante [EC2-1-1 5.3.2.1], [Chapitre 2 -6.2.1].

La seule différence par rapport aux pratiques antérieures vient de la prise en compte de la précontrainte extérieure.

L'Eurocode autorise en effet la prise en compte des surtensions dans les câbles non-adhérents. L'accroissement de contrainte dans les armatures de précontrainte non-adhérente (par exemple pour la précontrainte extérieure) peut être évalué :

- à défaut de calcul précis, en prenant en compte un accroissement forfaitaire de **100 MPa** [EC2-1-1/AN 5.10.8(2)],
- sinon, en tenant compte de la déformation d'ensemble de l'élément [EC2-2 5.10.8(103)], au moyen d'une analyse non-linéaire géométrique (second ordre, [EC2-1-1 5.7(1)]).

*Il est en général plus défavorable de négliger l'effet de cet accroissement de tension.*

*Lorsqu'il est utile d'évaluer cet accroissement, on peut considérer un câble totalement glissant (en particulier au droit des déviateurs) au tracé identique au câble réel.*

## 1 - Justification vis-à-vis de la flexion

Ce paragraphe fait référence aux clauses [EC2-1-1 6.1] et [EC2-2 6.1]. La flexion déviée est abordée en [EC2-1-1 5.8.9].

De façon générale, les justifications aux ELU de résistance en flexion dans l'Eurocode 2 sont très proches de la pratique antérieure :

- calcul des sollicitations par un modèle linéaire-élastique ;
- vérification des sections avec des lois de comportement des matériaux (présentées ci-après) différentes de celles utilisées pour l'analyse structurale (déjà présentées au [Chapitre 2-6.3.1]).

Ce paragraphe met l'accent sur les principales différences entre l'Eurocode 2 et les règles antérieures. Sont présentées successivement les lois matériaux, la prise en compte de la précontrainte dans l'analyse, et la vérification des sections.

### 1.1 - Lois de comportement des matériaux pour les vérifications des sections

Le calcul des sections est basé sur l'utilisation des diagrammes contraintes-déformations particulières données dans la Section 3 de l'Eurocode 2 partie 1-1 [EC2-1-1 3.1.7], [EC2-1-1 3.2.7] et [EC2-1-1 3.3.6].

### 1.1.1 - Béton

Plusieurs lois de comportement peuvent être utilisées.

**La loi "parabole-rectangle" [EC2-1-1 Fig.3.3] :**

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{pour } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

*Cette loi n'est pas constituée en fait d'une parabole pour les bétons dont la résistance est supérieure à 50 MPa, dits bétons BHP, puisque l'exposant n est alors compris entre 1,75 pour du C55/67 et 1,4 pour du C90/105.*

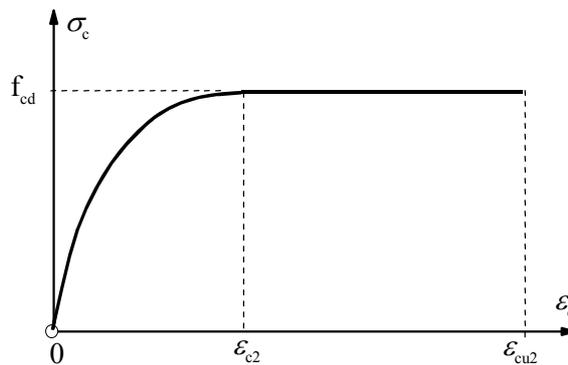


Fig./Tab.1.(1) : Loi de comportement du béton pour le calcul des sections

Deux autres lois appelées simplifiées sont admises et sont considérées comme équivalentes à la loi "parabole-rectangle".

**La loi "bilinéaire" [EC2-1-1 3.1.7 (3) Fig.3.4] :**

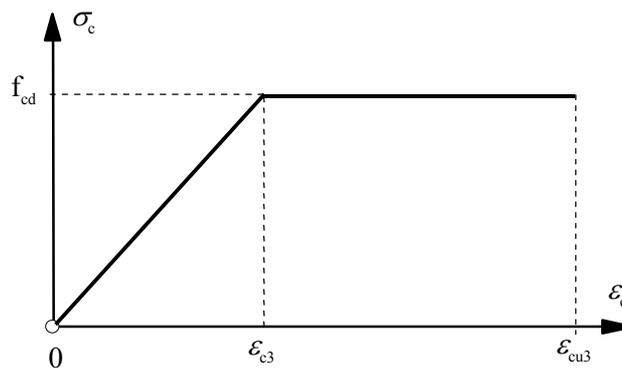


Fig./Tab.1.(2) : Lois de comportement bilinéaire du béton pour le calcul des sections

**Le diagramme rectangulaire simplifié [EC2-1-1 3.1.7 (3) Fig.3.5] :**

L'hypothèse d'un diagramme rectangulaire de compression dans le béton est possible, tant pour les bétons normaux que les BHP. La hauteur utile de la zone comprimée et la résistance effective sont alors fonction de la résistance caractéristique du béton.

*Ces trois lois ont été calibrées pour donner des résultats très proches, voire plus conservateurs pour les diagrammes simplifiés.*

Toutes ces lois sont caractérisées par l'utilisation du paramètre  $f_{cd}$ , résistance de calcul en compression du béton définie par :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

avec  $\alpha_{cc}$  coefficient tenant compte des effets de la durée d'application de la charge sur la résistance en compression du béton, coefficient dont l'annexe nationale a fixé la valeur à  $\alpha_{cc} = 1,0$

$\gamma_c$  coefficient partiel du béton [EC2-1-1/AN 2.4.2.4(2)] de valeur 1,5 en situations durable et transitoire et 1,2 en situation accidentelle.

*Le coefficient  $\alpha_{cc}$  permet de tenir compte de l'importance des charges permanentes dans les combinaisons. Les annexes nationales de l'Eurocode 2 ont retenu la valeur  $\alpha_{cc} = 1,0$  pour toutes les structures en béton.*

Les valeurs des paramètres de déformation  $\epsilon_{ci}$  fonction de la classe de résistance du béton sont à rechercher dans [EC2-1-1 Tab.3.1].

### 1.1.2 - Aciers passifs

Les lois de comportement suivantes peuvent être utilisées [EC2-1-1 Fig.3.8] :

- la loi bilinéaire à palier horizontal, pour laquelle il n'y a pas de limitation des déformations de l'acier,
- la loi bilinéaire avec raffermissement.

La résistance de calcul des aciers passifs dans le cas d'utilisation de la loi avec palier horizontal est donnée par :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

avec  $\gamma_s$  coefficient partiel de l'acier de béton armé [EC2-1-1/AN 2.4.2.4(2)] de valeur 1,15 en situations durable et transitoire et 1,0 en situation accidentelle.

Dans le cas d'utilisation de la loi bi-linéaire avec raffermissement la valeur limite de résistance est définie par l'allongement maximal de calcul  $\epsilon_{ud}$  dont la valeur recommandée vaut  $0,9 \epsilon_{uk}$ .

Les valeurs de résistance usuellement utilisées, pour un acier B500B en situation durable, sont  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 435$  MPa. La limite de résistance avec la loi bilinéaire et raffermissement correspond à  $\epsilon_{ud} = 4,5\%$  et vaut au moins 466 MPa.

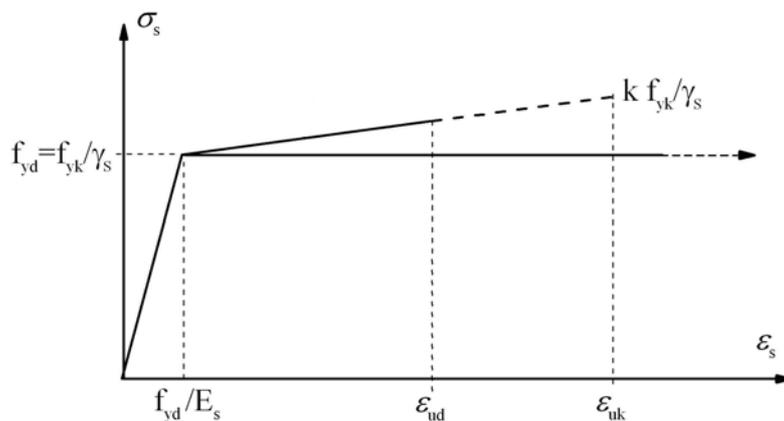


Fig./Tab.1.(3) : Diagrammes contraintes-déformations des aciers de béton armé pour le calcul des sections

### 1.1.3 - Aciers de précontrainte

Plusieurs lois de comportement peuvent être utilisées :

- la loi bilinéaire à palier horizontal [EC2-1-1 3.3.6 Fig.3.10],
- la loi bilinéaire avec raffermissement [EC2-1-1 3.3.6 Fig.3.10],
- une loi représentant le diagramme réel des aciers, sous réserve de lui appliquer le coefficient  $1/\gamma_s$  au delà de  $f_{p0,1k}$  [EC2-1-1 3.3.6(7)]. Pour les torons, la loi du règlement antérieur (conforme à la figure [EC2-1-1 3.3.6 Fig.3.9] peut donc être reprise, elle est mentionnée sur la figure suivante.

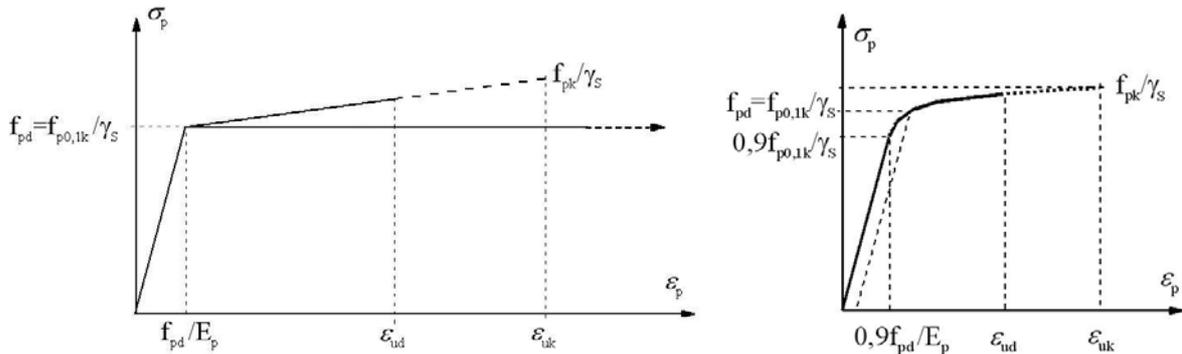


Fig./Tab.1.(4) : Diagrammes contraintes-déformations des aciers de précontrainte

La résistance de calcul des aciers de précontrainte dans le cas d'utilisation de la loi avec palier horizontal est donnée par :

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

avec  $\gamma_s$  coefficient partiel de l'acier de précontrainte [EC2-1-1/AN 2.4.2.4(2)] de valeur 1,15 en situations durable et transitoire et 1,0 en situation accidentelle.

Dans le cas d'utilisation de la loi bi-linéaire avec raffermissement la valeur limite de résistance est définie par l'allongement maximal de calcul  $\epsilon_{ud}$  dont la valeur recommandée vaut 2%.

Les valeurs de résistance usuellement utilisés en situation durable, sont  $f_{pk} = 1860$  MPa,  $f_{p0,1k} = 0,9f_{pk} = 1674$  MPa,  $f_{pd} = 1456$  MPa.

## 1.2 - Calcul des sections

Le calcul des sections à l'ELU de résistance est basé sur les hypothèses suivantes [EC2-1-1 6.1(2)] :

- les sections droites restent planes ;
- la résistance à la traction du béton est négligée ;
- il n'y a pas de glissement relatif des matériaux, sauf pour la précontrainte non-adhérente.

Le principe des pivots est conservé :

- pivot A (lorsqu'il existe) : limitation de la déformation des aciers passifs et/ou de précontrainte ;
- pivot B : limite de déformation du béton pour des pièces fléchies ;
- pivot C : limite de déformation du béton en compression pure.

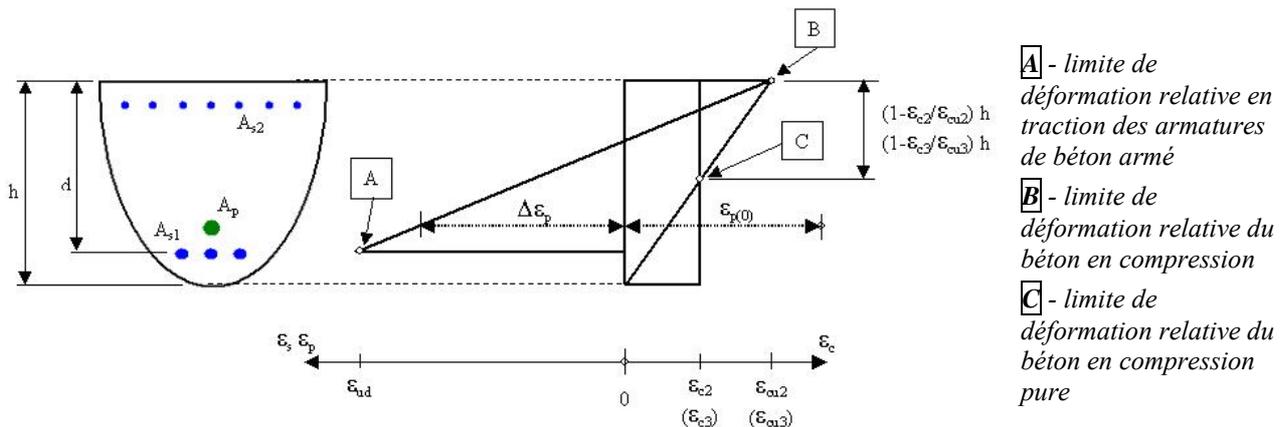


Fig./Tab.1.(5) : Diagramme des déformations relatives admissibles à l'état limite ultime

Il faut s'assurer que les déformations ultimes admissibles ne sont pas atteintes, le cas échéant.

Par ailleurs, pour les membrures comprimées des poutres-caissons (charge relativement centrée vérifiant  $\frac{e}{h} < 0,1$ ), il faut vérifier que la déformation **moyenne** en compression dans la membrure est inférieure à  $\epsilon_{c2}$  (ou  $\epsilon_{c3}$  selon le diagramme utilisé) [EC2-1-1 6.1(5)].

*Cette clause peut être dimensionnant pour les pièces fortement sollicitées (hourdis inférieur sur appuis). Il peut être nécessaire de limiter la déformation en fibre extrême à une valeur inférieure à  $\epsilon_{cu2}$ (ou 3) pour pouvoir respecter cette condition.*

## 1.3 - Conclusion

Le principe du calcul des sections à l'ELU de résistance est conforme aux habitudes de calcul antérieurement pratiquées en France, avec une légère réduction des quantités pour les raisons suivantes :

- $\alpha_{cc} = 1,0$
- possibilité d'utiliser un diagramme bilinéaire incliné pour les aciers, qui permet une réduction de quelques pourcents du ferrailage.

*On a l'impression qu'on pourrait gagner 5 à 8 %, mais en réalité le gain est bien moindre à cause de la limitation imposée au béton.*

- possibilité de prendre en compte la surtension des câbles de précontrainte extérieure.

En revanche, la suppression du pivot A, lorsqu'on utilise des diagrammes à palier horizontal pour les armatures de béton armé et de précontrainte, ne permet pas, de façon générale, de réduire les quantités d'aciers, car dans ce cas c'est le pivot B qui impose les limites.

## 2 - Justification vis-à-vis du tranchant

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.2] et [EC2-2 6.2].

Ce paragraphe concerne l'étude de la résistance aux efforts tranchants aux ELU. Il ne traite pas du cumul des efforts de cisaillement et de flexion locale qui est abordé au [Chapitre 10 -4.3]. De même il faut aller au [Chapitre 7 -2.5] pour trouver la vérification des sections vis-à-vis du tranchant aux ELS.

Il est aussi complété par le traitement de certains cas particuliers au [Chapitre 10 -1] et des applications numériques en [Annexe III].

### 2.1 - Effort tranchant de calcul

#### 2.1.1 - Définition de l'effort de tranchant à prendre en compte

L'effort tranchant agissant de calcul  $V_{Ed}$ , utilisé pour la justification des sections, est la somme :

- de l'effort tranchant dû aux actions extérieures,
- de l'effort tranchant dû à la précontrainte,
- des composantes d'effort tranchant dans le cas d'éléments de hauteur variable dues à l'effet Résal [Chapitre 10 -1.1].

#### 2.1.2 - Largeur d'âme de calcul $b_w$

$b_w$  est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue ou dans la zone comprise entre la membrure tendue et la membrure comprimée.

En présence de gaines de précontrainte métalliques injectées de diamètre  $\phi > \frac{b_w}{8}$ , l'effort tranchant résistant

$V_{Rd,max}$  doit être calculé en adoptant une largeur nominale de l'âme réduite :

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \text{ avec } \sum \phi = \text{encombrement des gaines au niveau le plus défavorable.}$$

Dans le cas de gaines non injectées, de gaines en plastique injectées ou d'armatures de précontrainte non adhérentes :

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi$$

L'Eurocode 2-1-1 précise que, dans ce dernier cas, si des armatures transversales adaptées sont prévues pour éviter le fendage des bielles, le coefficient 1,2 peut être réduit à 1,0 [EC2-1-1 6.2.3(6)] ; ceci est confirmé par l'annexe nationale.

*Dans la suite les expressions font apparaître uniquement  $b_w$  ; il faut lire  $b_{w,nom}$  le cas échéant.*

### 2.1.3 - Principe de la vérification

La procédure générale de vérification comprend [EC2-1-1 6.2.1] :

- une vérification de la résistance de la section **sans** armatures d'effort tranchant. Si celle-ci est concluante, seul le ratio minimum d'armatures [EC2-1-1 9.2.2] rappelé en [Chapitre 9 -3.1] est à mettre en œuvre et la vérification ci-dessous n'est pas à faire ; il peut être cependant être omis dans le cas des dalles (pleines, nervurées ou alvéolées) lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible [EC2-1-1 6.2.1(4)] ;
- une vérification de la résistance **avec** armatures d'effort tranchant qui comprend à la fois la vérification de la résistance des bielles de béton et celle de la résistance des armatures de cisaillement ;
- la prise en compte de l'effort de traction longitudinal supplémentaire qui doit intervenir dans le dimensionnement des armatures longitudinales.

*Les règles générales édictées pour la justification des sections s'appliquent lorsque les charges sont appliquées en partie supérieure des éléments.*

*Lorsque des charges sont appliquées en partie inférieure, il faut ajouter des armatures verticales suffisantes pour transmettre la charge en partie supérieure [EC2-1-1 6.2.1(9)].*

*Ces conditions peuvent se présenter lors de croisement de poutres.*

*Elles se présentent également dans les ponts caissons :*

*- le poids du hourdis inférieur exerce directement une traction sur le bas des âmes.*

*- pour des caissons de hauteur variable avec hourdis courbe, l'effort normal  $N_i$  résultant de l'ensemble des contraintes normales sur celui-ci, induit une poussée au vide  $Q = N_i / R$  où  $R$  est le rayon de courbure du hourdis. Dans le cas où  $N_i$  est une traction,  $Q$  exerce une traction sur les âmes.*

*- les câbles de précontrainte, situés dans le hourdis inférieur ou dans le bas des âmes, induisent également une poussée au vide  $Q_P = \Sigma F_P / R$  vers le bas.*

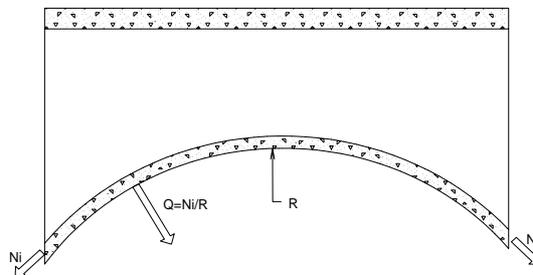


Fig./Tab.2.(1) : Poussée au vide d'un hourdis

## 2.2 - Vérification des sections courantes

On commence par vérifier que les éléments dépourvus d'armatures de tranchant ont une résistance suffisante. Sont considérés comme dépourvus d'armatures les éléments munis seulement du ferrailage minimal comme indiqué au [Chapitre 9-3.1].

## 2.2.1 - Eléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise

### 2.2.1.a) Cas général

Il convient de vérifier :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$V_{Ed}$  est l'effort tranchant agissant de calcul.

$V_{Rd,c}$  est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armature transversale :

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad [\text{EC2-1-1 6.2.2 Expr.}(6.2.a)]$$

avec une valeur minimale

$$V_{Rd,c} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad [\text{EC2-1-1 6.2.2 Expr.}(6.2.b)]$$

où

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{avec } d \text{ exprimé en mm}$$

$$\rho_1 = A_{sl}/b_w d \leq 0,02$$

Les valeurs adoptées sont les suivantes :

- $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,18/1,5 = 0,12$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{\min} = 0,34/\gamma_C f_{ck}^{1/2}$  pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré
- $v_{\min} = 0,053/\gamma_C k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$  pour les poutres et les dalles autres que celles ci-dessus
- $v_{\min} = 0,35/\gamma_C f_{ck}^{1/2}$  pour les voiles

Ce sont les valeurs recommandées sauf celles concernant  $v_{\min}$  dans le cas des dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale et des voiles, qui sont des valeurs proposées par l'annexe nationale.

*L'expression (6.2a) fait intervenir le ratio d'armatures longitudinales  $\rho_1 = A_{sl}/b_w d$  dans lequel peuvent être comptées les armatures de précontrainte adhérentes. Ce ratio est surtout prévu pour des sections rectangulaires et n'a pas beaucoup de signification pour les poutres caissons, pour lesquelles il est préférable de le négliger et de ce fait, ne retenir que l'effort résistant donné par l'expression (6.2b).*

*Les expressions (6.2a) et (6.2b) ne diffèrent que par le premier terme de la somme entre parenthèse. La comparaison de ces deux termes montre que pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale, l'expression (6.2b) est toujours prépondérante.*

*Les valeurs de  $v_{\min}$  préconisées par l'annexe nationale appellent les commentaires suivants :*

- le coefficient partiel  $\gamma_C$  est mis en évidence ce qui permet de traiter les cas de situations accidentelles ;
- la valeur préconisée pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale donne des efforts résistants beaucoup plus élevés que pour les poutres à dimensions égales.

### 2.2.1.b) Cas particuliers

Le cas particulier des éléments non fissurés aux ELU est examiné en [Chapitre 10 -1.4], celui des éléments précontraints à une seule travée en [Chapitre 10 -1.5].

## 2.2.2 - Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises

Cette vérification est basée sur un modèle de treillis tel que représenté ci-après [EC2-1-1 6.2.3] :

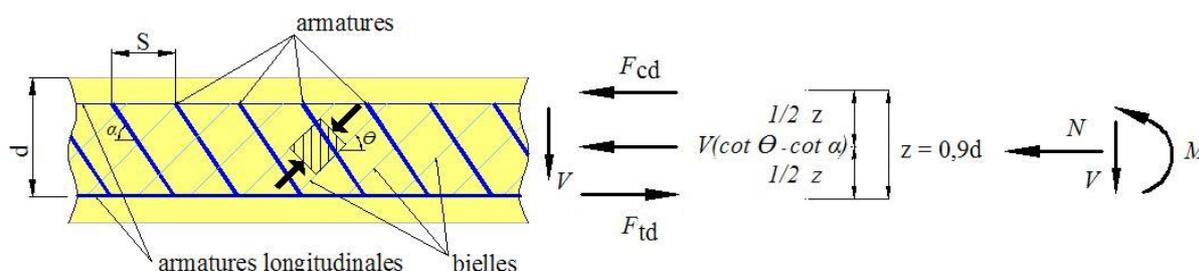


Fig./Tab.2.(2) : Modèle de treillis d'effort tranchant

Elle nécessite :

- la vérification de la résistance des bielles,
- la vérification ou la détermination des armatures d'effort tranchant.

L'Eurocode 2 présente à la fois le cas des armatures perpendiculaires à la fibre moyenne ( $\alpha = 90^\circ$ ) pour lesquelles les expressions se simplifient et celui des armatures inclinées d'un angle  $\alpha$  quelconque. Par la suite, les expressions avec un angle  $\alpha$  quelconque sont explicitées; leur simplification est facile et immédiate.

*Lorsqu'on souhaite minimiser le ferrailage d'effort tranchant, on choisira l'inclinaison des bielles la plus faible compatible avec leur résistance en compression. Cela peut toutefois conduire à majorer de façon importante les aciers longitudinaux. De plus, si la direction des bielles choisie à l'ELU de résistance est trop éloignée de la direction élastique des contraintes principales de compression aux ELS, des fissurations importantes peuvent se produire sous effort tranchant en service, accompagnées de problèmes de fatigue.*

*Dans le cas d'éléments de ponts en béton armé, il est donc recommandé de ne pas trop incliner les bielles à l'ELU de résistance, pour ne pas créer de problème de fissuration excessive aux ELS. On pourra par exemple borner inférieurement l'inclinaison à  $34^\circ$  ( $\cot 34^\circ = 1,5$ ), conformément à l'annexe nationale [EC2-1-1/AN 7.3.1(10)], [EC2-2/AN 6.8.1(102)].*

*Dans le cas d'éléments en béton précontraint, où les suppléments d'aciers passifs longitudinaux sont faibles, il est généralement intéressant d'incliner les bielles le plus possible.*

*Il faut signaler enfin que le schéma présenté dans la figure ci-dessus n'est valable qu'en partie courante de la poutre. Près des appuis, une étude spéciale de la bielle d'about doit être effectuée. Le choix d'une bielle trop inclinée peut nécessiter d'ancrer des aciers longitudinaux en quantité importante, et on peut avoir intérêt à réduire l'inclinaison des dernières bielles.*

### 2.2.2.a) Vérification de la résistance des bielles

Il y a lieu de commencer par le choix de l'angle d'inclinaison des bielles défini par les conditions suivantes, fixées par l'annexe nationale [EC2-1-1/AN 6.2.3(2)] :

- en compression ou flexion simple  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$  (conformes aux valeurs recommandées) soit :

$$21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

- en traction  $\sqrt{1 + \sigma_{ct} / f_{ctm}} \leq \cot\theta \leq 2,5 \sqrt{1 + \sigma_{ct} / f_{ctm}}$

où  $\sigma_{ct}$  est la contrainte de traction au centre de gravité ( $-f_{ctm} < \sigma_{ct} < 0$ )

*Le cas d'une section où  $\sigma_{ct} < -f_{ctm}$  n'est pas traité.*

Il convient de vérifier :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Ed}$  est l'effort tranchant agissant de calcul

$V_{Rd,max}$  est l'effort résistant de la bielle en béton qui est donné par :

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.14)]$$

$b_w$  est la largeur d'âme

*La largeur nette est à prendre en présence des gaines d'armatures de précontrainte. En cas de largeur d'âme variable la plus petite largeur est à prendre.*

$v_1$  est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant. Sa valeur recommandée est prise égale à  $v$  [EC2-1-1 6.2.2(6)] ; elle est retenue par l'annexe nationale et est donnée par :

$$v_1 = v = 0,6 (1 - f_{ck}/250) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.6N)]$$

*On peut noter qu'une résistance  $f_{ck}$  élevée réduit  $v$ .*

$\alpha_{cw}$  est un coefficient prenant en compte l'état de contrainte dans la membrure comprimée. Les valeurs recommandées, validées par l'annexe nationale, sont les suivantes :

1	pour les structures non précontraintes	
$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$	pour $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$	[EC2-1-1 Expr.(6.11.aN)]
1,25	pour $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$	[EC2-1-1 Expr.(6.11.bN)]
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	pour $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$	[EC2-1-1 Expr.(6.11.cN)]

La figure ci-dessous représente  $\alpha_{cw}$  en fonction de la contrainte normale :

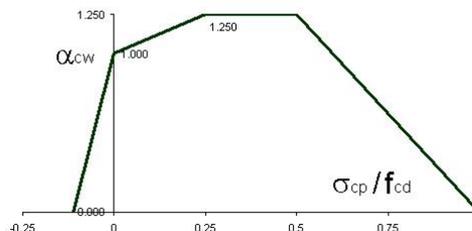


Fig./Tab.2.(3) : Variation de  $\alpha_{cw}$ , avec la contrainte normale moyenne du béton

L'annexe nationale complète et précise que pour le cas d'éléments en flexion composée avec un effort de traction, mais dont une membrure reste comprimée, on peut prendre :

$$\alpha_{cw,t} = 1 + \sigma_{ct}/f_{ctm}$$

Le cas d'une section entièrement tendue n'est toutefois pas traité.

*Pour la détermination de  $\alpha_{cw}$ ,  $\sigma_{cp}$  est la contrainte de compression moyenne ( $> 0$ ),  $\sigma_{ct}$  est la contrainte de traction moyenne ( $< 0$ ), chacune étant déterminée sous l'effort normal de calcul sur la section de béton, en tenant compte des armatures.*

*Plus précisément, les contraintes normales peuvent être déterminées par un calcul élastique conventionnel bien que le calcul soit mené aux ELU. On a alors  $\sigma_{cp} = N/S$  (contrainte au centre de gravité de l'ensemble de la section). Pour les sections non précontraintes, on trouve bien  $\sigma_{cp} = 0$  et  $\alpha_{cw} = 1$ .*

*Pour prendre en compte les armatures on utilise les valeurs de coefficient d'équivalence  $n$  données au [Chapitre 3 -3.1.4]. Dans le cas de sections très comprimées, il est du côté de la sécurité de négliger la participation des aciers. Dans le cas de sections peu comprimées, une variation de 15 % de la section (obtenue pour un ratio d'armatures longitudinales de 1%), n'entraîne qu'un écart de 3 % environ sur  $\alpha_{cw}$ .*

*Il est précisé qu'il n'y a pas lieu de calculer la valeur de  $\sigma_{cp}$  à une distance inférieure à  $0,5d \times \cot\theta$  du nu de l'appui.*

Si l'effort tranchant sollicitant de calcul  $V_{Ed}$  est supérieur à  $V_{Rd,max}$  calculé ci-dessus, la bielle n'a pas assez de capacité de résistance. Elle peut être trop inclinée par rapport à la verticale et/ou l'épaisseur des âmes est insuffisante. Il faut commencer par redresser la bielle. Lorsque celle-ci atteint  $45^\circ$ , et si la résistance n'est toujours pas suffisante, il faut alors augmenter l'épaisseur des âmes.

*Toutefois dans certains cas, la résistance des bielles peut être augmentée [Chapitre 10 -1.6].*

### 2.2.2.b) Vérification de la résistance des armatures transversales

La résistance due aux armatures est donnée par :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.13)]$$

La détermination des armatures se fait en égalant cette capacité de résistance au tranchant sollicitant de calcul  $V_{Ed}$  :

$$A_{sw}/s = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

et si les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne :

$$A_{sw}/s = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta}$$

*La section efficace des armatures est plafonnée à la valeur donnée par l'expression suivante :*

$$\frac{A_{sw,max} \times f_{ywd}}{b_w \times s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} / \sin \alpha \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.15)]$$

*Cette expression est à utiliser en prenant en compte les valeurs de  $f_{cd}$  et  $f_{ywd}$  obtenues en situation durable et transitoire. Elle ne s'applique pas en situation accidentelle.*

Elle traduit l'égalité de  $V_{Rd,max}$  et  $V_{Rd,s}$  lorsque la résistance des bielles est atteinte pour leur angle d'inclinaison maximum de  $45^\circ$  ou  $\cot \theta = 1$ , c'est-à-dire lorsque  $V_{Ed}$  épuise totalement la résistance du béton de la section.

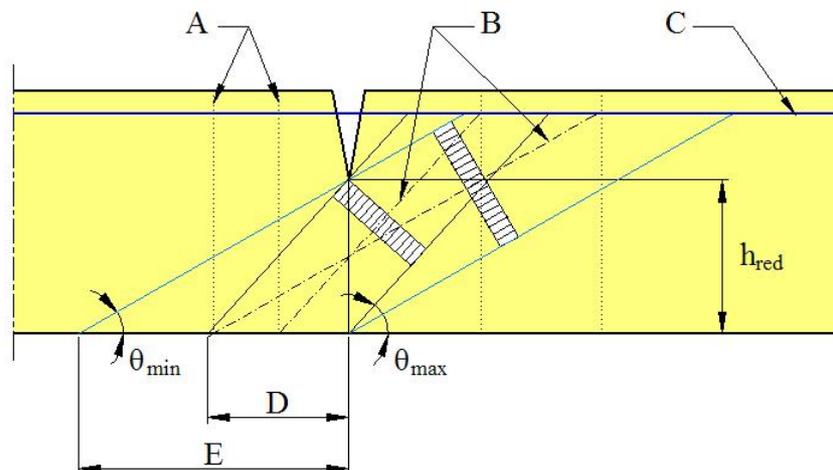
Dans le cas où il n'y a pas de discontinuité de  $V_{Ed}$  (chargement uniforme par exemple), la détermination des armatures d'effort tranchant sur une longueur élémentaire  $l = z (\cot \theta + \cot \alpha)$  peut être effectuée en considérant la plus petite valeur de  $V_{Ed}$  sur cette longueur [EC2-1-1 6.2.3(5)].

Cette disposition revient à décaler la courbe enveloppe des sections d'armatures d'effort tranchant vers les appuis.

### 2.2.2.c) Cas des ouvrages construits par tronçons préfabriqués et sans précontrainte adhérente

Ce cas est traité en [EC2-2 6.2.3(109)].

Dans ce cas, l'ouverture du joint dans les membrures tendues diminue la hauteur du béton comprimé qui permet la transmission des bielles. La section des armatures d'effort tranchant doit tenir compte de cette hauteur réduite.



- A - Axes des tirants théoriques
- B - Axes des bielles de compression théoriques
- C - Membrane tendue du treillis (armature extérieure)
- D - Champ A : disposition de cadres ou étriers avec  $\theta_{max}$  ( $\cot \theta = 1,0$ )
- E - Champ B : disposition de cadres ou étriers avec  $\theta_{min}$  ( $\cot \theta = 2,5$ )

Fig./Tab.2.(4) : Champs inclinés de contrainte dans l'âme à travers le joint.

La hauteur réduite  $h_{red}$  est la hauteur de béton comprimé, calculée lors de la vérification de la section en flexion aux ELU.

Il faut alors vérifier que  $h_{red} > 0,5h$ . Sinon, il faut augmenter la précontrainte pour recomprimer les joints.

L'angle d'inclinaison des bielles se déduit de la valeur de  $h_{red}$  par l'expression suivante :

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w v f_{cd}} (\cot \theta + \tan \theta) \quad [EC2-2 \text{ Expr.}(6.103)]$$

La section des armatures d'effort tranchant est alors donnée par :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \cot \theta} \quad [EC2-2 \text{ Expr.}(6.104)]$$

On remarque que ces expressions se déduisent de celles du calcul de résistance des sections courantes en remplaçant  $z$  par  $h_{red}$ .

## 2.2.3 - Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales

### 2.2.3.a) Calcul de l'effort

L'inclinaison des bielles du treillis induit un effort de traction supplémentaire dans les membrures :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.18)]$$

Par ailleurs sa prise en compte doit être telle que  $(M_{Ed}/z + \Delta F_{td}) \leq M_{Ed,max}/z$  [EC2-1-1 6.2.3(7)] et [EC2-2 6.2.3(107)].

Pour des éléments comportant un ferrailage d'effort tranchant, cet effort  $\Delta F_{td}$  peut être obtenu par un décalage de la courbe des moments de :

$$a_1 = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(9.2)]$$

Avec :  $\theta$  inclinaison des bielles d'effort tranchant

$\alpha$  inclinaison des aciers sur l'axe longitudinal de la poutre

$z$  bras de levier du couple élastique.

*On démontre facilement que l'expression donnant le décalage correspond à l'hypothèse d'un treillis multiple (ce qui est assez vrai pour les structures de ponts dans lesquels les éléments sont de grande hauteur par rapport à l'espacement des armatures transversales). Pour un treillis simple et des armatures non-inclinées le décalage vaut  $z \cot \theta$ .*

Cette disposition est représentée par la figure [EC2-1-1 Fig.9.2] reproduite ci-dessous.

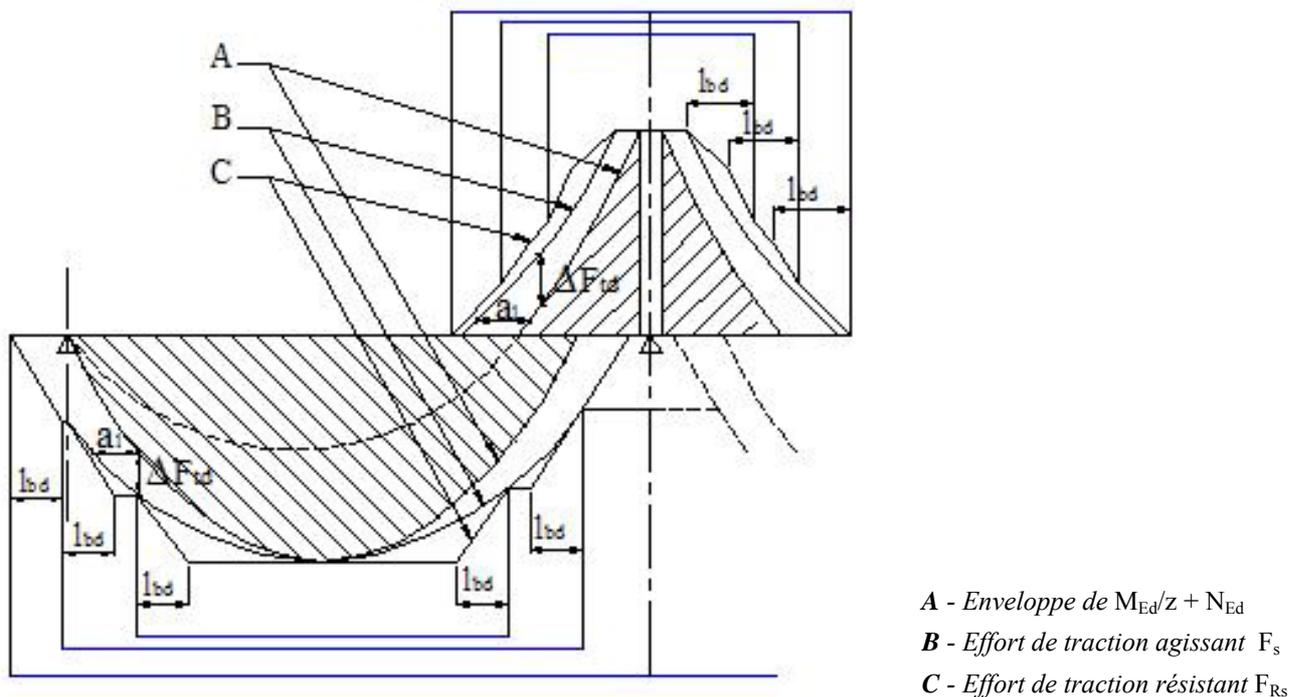


Fig./Tab.2.(5) : Illustration de la règle du décalage

Cependant, dans le cas où les efforts sollicitants sont tels qu'il n'y a pas besoin d'armatures d'effort tranchant, il convient de prendre :

$$a_1 = d \quad \text{avec } d = \text{hauteur utile} \quad [\text{EC2-1-1 6.2.2(5)}]$$

### 2.2.3.b) Reprise de l'effort

Dans la membrure comprimée, il est envisageable de reprendre cet effort par une décompression, dans la mesure où la membrure reste comprimée aux ELU.

*Cette possibilité est prévue en [EC2-1-1 6.3.2(3)] pour la torsion, mais est aussi applicable au cas de l'effort tranchant.*

Dans la membrure tendue, l'effort de traction est équilibré par les armatures longitudinales (aciers passifs et éventuellement précontrainte adhérente) [EC2-1-1 6.2.3(7)], [EC2-2 6.2.3(107) note]. La contrainte de traction dans les armatures de béton armé doit rester inférieure à la contrainte limite définie par [EC2-1-1 3.2.7] et la tension totale des armatures de précontrainte doit rester inférieure à la contrainte limite définie par [EC2-1-1 3.3.6].

Pour la prise en compte des armatures de précontrainte adhérentes dans le cas où elles sont inclinées, l'Eurocode 2 propose un système de treillis explicité par la figure reproduite ci-dessous [EC2-2 Fig.6.102N].

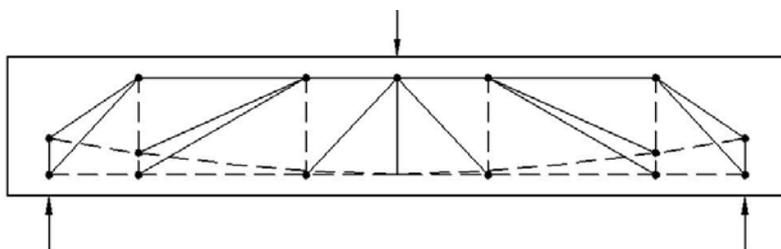


Fig./Tab.2.(6) : Superposition de modèles de résistance pour l'effort tranchant [EC2-2 Fig.6.102N]

*Ce type de schéma est particulièrement utile pour étudier la participation de la précontrainte à l'équilibre de la bielle d'about. Les règles françaises antérieures détaillaient ce point de façon plus complète, en prenant en compte le tracé réel de chaque câble.*

*En partie courante en revanche, les différences angulaires entre aciers passifs longitudinaux et précontrainte étant faibles, on peut généralement se contenter du schéma de bielle classique sans distinguer les tracés des aciers passifs longitudinaux et de la précontrainte.*

*Nota : La résistance des armatures doit également prendre en compte les sollicitations de torsion concomitantes. Les armatures de précontrainte adhérentes peuvent participer à la résistance mais en tout état de cause leur surtension totale est limitée à  $\Delta\sigma_p = 500$  MPa [EC2-2 6.3.2(103)]. Cette limite est rarement atteinte dans la pratique. D'autre part, la surtension doit être déterminée à partir de l'état permanent.*

## 2.3 - Résistance à l'effort tranchant près des appuis

### 2.3.1 - Cas courant

L'Eurocode [EC2-1-1 6.2.1(7)] indique que pour les éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, les vérifications à l'effort tranchant ne sont pas nécessaires pour les sections situées à une distance inférieure à  $d$  (hauteur utile) du nu de l'appui [EC2-1-1 6.2.1(8)]. Les armatures d'effort tranchant requises à cette distance sont cependant maintenues jusqu'à l'appui. Il convient de vérifier que l'effort tranchant sur appui n'exède pas  $V_{Rd,max}$  [Chapitre 6 -2.2.2].

*Pour les ponts en béton, les effets des charges permanentes sont généralement supérieurs à ceux des charges d'exploitation, ils peuvent alors être considérés comme soumis principalement à des charges réparties.*

### 2.3.2 - Réduction des charges concentrées près des appuis

La prise en compte des charges concentrées près des appuis suit les règles [EC2-1-1 6.2.2(6)] et [EC2-1-1 6.2.3(8)].

Les charges sont celles situées sur la face supérieure de l'élément, à une distance  $a_v$  comprise entre  $0,5d$  et  $2d$  du nu de l'appui, si celui-ci est rigide ou du centre de l'appui si celui-ci est souple. Les appareils d'appui en caoutchouc et les appareils d'appui à pot entrent dans cette seconde catégorie.

L'effort sollicitant  $V_{Ed}$  peut être réduit par un facteur  $\beta = a_v / 2d$ . Si  $a_v < 0,5d$ , il convient d'adopter  $a_v = 0,5d$ . On obtient ainsi un effort  $V_{Ed}$  réduit (appelé  $V_{Ed,r}$  par la suite).

Toutefois ceci n'est valable que si les armatures longitudinales nécessaires sont totalement ancrées au droit de l'appui.

#### 2.3.2.a) Cas où des armatures d'effort tranchant ne sont pas requises

La valeur  $V_{Ed,r}$  calculée comme ci-dessus doit être comparée à l'effort tranchant résistant  $V_{Rd,c}$  donné par les expressions (6.2a) et (6.2b) de l'Eurocode 2 partie 1-1.

Si  $V_{Ed,r}$  est inférieur à  $V_{Rd,c}$ , des armatures ne sont pas requises.

Par ailleurs l'effort tranchant **non réduit** doit vérifier la condition suivante :

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.5)]$$

où  $v$  est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant donné par

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.6N)]$$

#### 2.3.2.b) Cas où des armatures d'effort tranchant sont requises

Si l'effort tranchant réduit  $V_{Ed,r}$  est supérieur aux valeurs de  $V_{Rd,c}$ , des armatures d'effort tranchant sont requises.

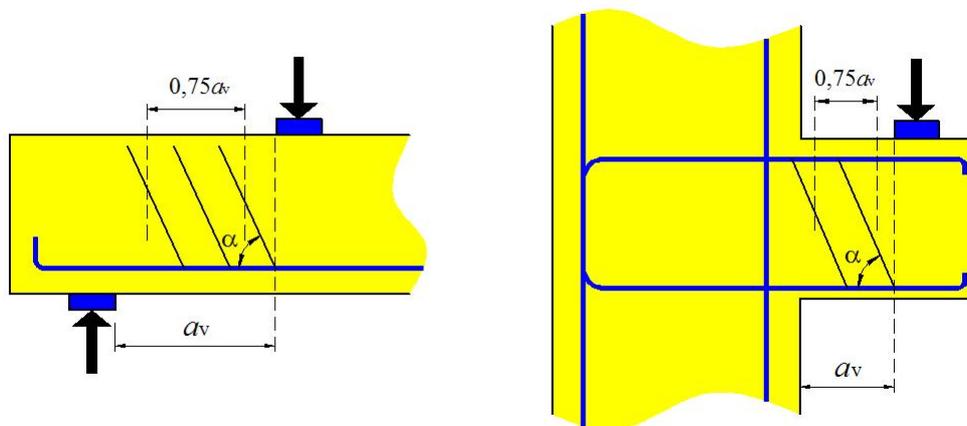


Fig./Tab.2.(7) : Armatures d'effort tranchant dans le cas de transmission directe aux appuis

Il faut alors vérifier :

$$V_{Ed,r} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.19)]$$

où  $A_{sw}$  est la section d'armatures d'effort tranchant situées sur une longueur  $0,75a_v$  centrée sur  $a_v$ , comme indiqué sur la figure ci-dessus.

La résistance des bielles doit être vérifiée selon l'expression générale (6.14) de l'Eurocode 2 partie 1-1 (voir ci-dessus) en prenant en compte l'effort tranchant non réduit.

La condition exprimée par l'expression (6.5), rappelée précédemment, doit également être vérifiée pour l'effort tranchant non réduit.

### 2.3.3 - Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 9.2.1.4], [EC2-1-1 9.2.1.5].

#### 2.3.3.a) Appuis simples d'extrémités

La figure [Fig./Tab.2.(7)] montre que la section d'armatures présente au niveau des appuis doit y être ancrée, la longueur d'ancrage étant mesurée depuis le nu de l'appui.

Cette section peut être calculée à partir de la règle du décalage, ou en appliquant l'expression suivante :

$$F_E = |V_{Ed}| \times a_1 / z + N_{Ed} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(9.3)]$$

où  $N_{Ed}$  est l'effort normal agissant concomitant

Pour les éléments comportant des armatures d'effort tranchant,  $a_1 = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2$  et l'expression devient :

$$F_E = 0,5 |V_{Ed}| (\cot \theta - \cot \alpha) + N_{Ed}$$

C'est l'expression (6.18) de [EC2-1-1 6.2.3(7)], déjà vue à l'article [Chapitre 6 -2.2.3] à laquelle s'ajoute l'effort normal concomitant.

La section ancrée ne doit pas être inférieure à  $\beta_2 \times A_{max}$ , avec

$A_{max}$  section des armatures en travée

$\beta_2 = 0,25$  valeur recommandée, soumise à validation par l'annexe nationale

L'annexe nationale donne  $\beta_2 = 0$  sous réserve de vérifier la condition suivante :

$$F_E = |V_{Ed}| \times a_1 / z + N_{Ed} + M_{Ed}/z$$

où  $M_{Ed}$  est le moment concomitant (à prendre avec son signe).

On obtient ainsi :

$$F_E = 0,5 |V_{Ed}| (\cot \theta - \cot \alpha) + N_{Ed} + M_{Ed}/z$$

*On a vu que l'expression donnant le décalage  $a_1$  correspond à l'hypothèse d'un treillis multiple [Chapitre 6-II.2.3] qui risque de ne plus être vérifié en zone d'appui d'extrémité. Une étude spécifique de l'équilibre de la bielle d'about doit être effectuée pour chaque cas ; celle-ci permettra de déterminer plus précisément l'effort longitudinal à ancrer. Un modèle simple à un seul treillis conduit à ancrer une force de  $V_{Ed} \cot \theta$  pour la part apportée par le tranchant. Ceci correspond à la pratique antérieure qui demandait l'ancrage de l'effort  $V_{Ed}$  pour un angle de bielle  $\theta = 45^\circ$ , par simplification, ce qui va dans le sens de la sécurité. L'étude précise de la bielle d'about devrait conduire à un effort intermédiaire entre les valeurs de  $0,5V_{Ed} \times \cot \theta$  et  $V_{Ed} \times \cot \theta$ .*

#### 2.3.3.b) Appuis intermédiaires

Les recommandations concernant les appuis d'extrémités s'appliquent [EC2-1-1 9.2.1.5].

## 3 - Justification vis-à-vis de la torsion

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.3].

*Dans la suite du texte le symbole  $\tau_{t,i}$  de l'Eurocode 2 a été remplacé par  $\tau_{T,i}$  (T pour torsion) qui est plus cohérent avec  $\tau_{v,i}$  (V pour tranchant).*

### 3.1 - Principe

L'Eurocode 2 ne traite explicitement que de la résistance à une torsion circulaire (ou pure) d'un élément de section pleine ou creuse et énonce que la torsion gênée peut être négligée dans le cas des caissons et des sections pleines [EC2-1-1 6.3.3].

Par ailleurs, l'Eurocode 2 effectue la justification de la résistance en torsion circulaire dans une section fermée à parois minces, à partir de l'équilibre avec le flux de cisaillement exercé ; le cas d'une section pleine est traité, comme dans les règlements antérieurs, en l'assimilant à une section creuse à parois minces équivalentes. Chaque paroi de section est alors vérifiée séparément, selon le principe d'un treillis résistant à l'effort tranchant qui lui est appliqué.

*Dans le cas d'ouverture des joints sans armatures adhérentes, il faut se préoccuper de la modification du schéma de résistance et de la distribution des efforts de torsion [EC2-2 6.3(106)]. Ceci concerne les ouvrages en caisson construits par tronçons préfabriqués sans précontrainte adhérente dans la zone tendue. Le schéma de répartition des efforts peut s'apparenter alors à celui d'une section ouverte.*

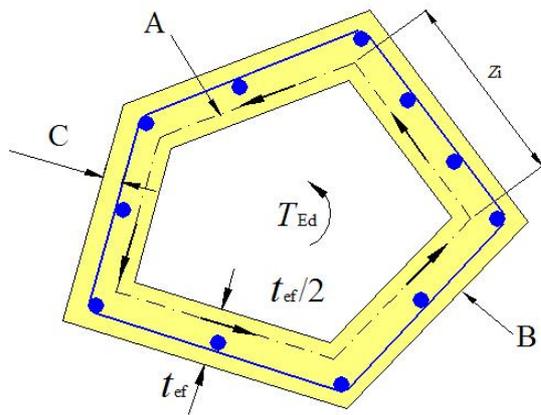
L'étude des tabliers de ponts en béton vis-à-vis de la torsion, dès lors que leur section est complexe comme un multi-poutres ou un multi-caissons, doit être précédée d'une analyse structurale appropriée permettant de déterminer les sollicitations de torsion propres à chaque élément longitudinal. Si ces sections peuvent être considérées comme indéformables, alors elles peuvent être justifiées selon les prescriptions de l'Eurocode 2.

*Une section en T, si elle peut être considérée comme indéformable, peut être décomposée en sections élémentaires, modélisées chacune par une section à parois minces équivalentes. La résistance en torsion de l'ensemble est prise égale à la somme des résistances des sections élémentaires. Dans ce cas, la redistribution des moments de torsion dans les sections élémentaires doit être proportionnée à la rigidité de torsion à l'état non fissuré de celles-ci. Chaque section élémentaire peut être calculée séparément.*

Dans le cas de sections déformables l'étude doit se faire avec des méthodes appropriées.

*La torsion gênée introduit des contraintes normales qui peuvent être non négligeables dans le cas de profils minces ouverts et de sections très élancées. Dans ces cas, elle peut être étudiée à l'aide de modèles de réseaux de poutres ou de modèles aux éléments finis.*

### 3.1.1 - Calcul des flux de cisaillement de torsion dans une section creuse ou pleine



- A - Feuillet moyen
- B - Parement extérieur de la section, périmètre u,
- C - Enrobage

Fig./Tab.3.(1) : Torsion - section creuse équivalente

Ce calcul nécessite la connaissance des épaisseurs des parois. Dans le cas de section creuse,  $t_{ef,i}$  sont les épaisseurs réelles des parois.

Dans le cas d'une section pleine la figure ci-dessus représente le principe de détermination de la section creuse qui lui est équivalente. L'épaisseur des parois  $t_{ef,i}$  est alors supposée constante.

$$t_{ef,i} = A/u \text{ en général}$$

A est l'aire totale de la section délimitée par le périmètre extérieur, partie creuse comprise

u est le périmètre extérieur de la section

$t_{ef,i}$  doit être supérieure à deux fois la distance entre le parement extérieur et l'axe des armatures longitudinales.

Le flux de cisaillement en torsion pure est donné par :

$$\tau_{T,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.26)]$$

$T_{Ed}$  est le moment de torsion agissant de calcul

$\tau_{T,i}$  est la contrainte tangente de torsion dans la paroi i

$A_k$  est l'aire intérieure au feuillet moyen des parois, partie creuse comprise

La sollicitation tangente  $V_{Ed,i}$  dans une paroi i du fait de la torsion est donnée par :

$$V_{Ed,i} = \tau_{T,i} t_{ef,i} z_i \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.27)]$$

$z_i$  est la longueur de la paroi i, définie par la distance entre points d'intersection des parois adjacentes.

*Il y a ici un risque de confusion car le symbole choisi par l'Eurocode 2 pour la longueur de paroi est similaire à celui utilisé pour le bras de levier du couple élastique.*

Les justifications se font ensuite pour chacune des parois, de la même manière que pour l'effort tranchant.

### 3.1.2 - Cumul tranchant / torsion

Dans tous les cas, les effets de la torsion et de l'effort tranchant peuvent être cumulés en prenant une même valeur pour l'inclinaison  $\theta$  des bielles [EC2-2 6.3.2(102)]. Les valeurs limites sont celles définies pour l'effort tranchant.

Dans le cas des caissons, il convient de vérifier chaque paroi séparément en tenant compte du cumul algébrique des cisaillements de tranchant et de torsion.

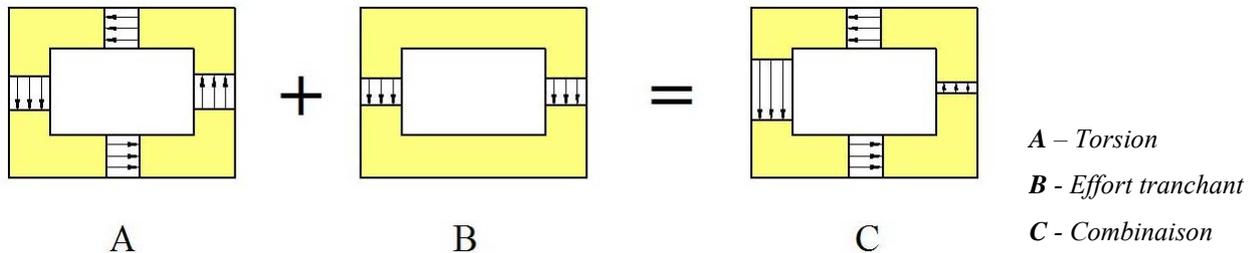


Fig./Tab.3.(2) : Combinaison des sollicitations au sein des différentes parois d'un caisson [EC2-2 Fig.6.104]

Dans le cas de sections pleines, le cumul tranchant-torsion ne peut plus se faire simplement par cumul des cisaillements correspondants comme présenté ci-dessus. Le cisaillement de tranchant s'exerce en effet sur toute la largeur de l'élément, alors que le cisaillement de torsion s'exerce sur les parois de la section creuse équivalente. Il est alors nécessaire de revenir aux sollicitations de tranchant et de torsion pour effectuer la vérification, comme présenté ci-dessous.

## 3.2 - Vérification de la résistance à la torsion combinée au tranchant

### 3.2.1 - Résistance des bielles

La méthode de vérification de la résistance des bielles de béton des éléments soumis aux sollicitations d'effort tranchant et de torsion est définie par la clause [EC2-2 6.3.2(104)].

Elle distingue les sections pleines des sections creuses.

#### 3.2.1.a) Pour les sections pleines

Il convient de vérifier :

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad [EC2-2 \text{ Expr.}(6.29)]$$

où :

$T_{Ed}$  est le moment de torsion agissant de calcul

$V_{Ed}$  est l'effort tranchant agissant de calcul

$T_{Rd,max}$  est le moment de torsion résistant de calcul donné par

$$T_{Rd,max} = 2 v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad [EC2-2 \text{ Expr.}(6.30)]$$

$v$  est donné en [EC2-1-1 6.2.2(6)] et  $\alpha_{cw}$  par la note 3 de l'expression (6.9) ; ils ont été déjà rappelés en [Chapitre 6 -2.2.2.b)].

$V_{Rd,max}$  est la valeur maximale de l'effort tranchant résistant de calcul selon les expressions [EC2-1-1 Expr.(6.9)] et [EC2-1-1 Expr.(6.14)]. On est dans le cas de sections pleines, et la largeur complète de l'âme peut être utilisée pour déterminer  $V_{Rd,max}$ .

### 3.2.1.b) Pour les caissons

Il convient de vérifier séparément chaque paroi pour les effets combinés de la torsion et de l'effort tranchant concomitant s'il existe, appliqués à la paroi.

Il faut donc que pour chaque paroi la somme des sollicitations tangentes de torsion et de tranchant reste inférieure à l'effort tranchant résistant de calcul de la paroi, soit :

$$V_{Ed,i(T)} + V_{Ed,i(V)} < V_{Rd,max,i}$$

avec :

$$V_{Ed,i(T)} = \tau_{T,i} t_{ef,i} z_i : \text{sollicitation tangente dans la paroi } i \text{ due à la torsion [Chapitre 6-3.1.1]}$$

$$V_{Ed,i(V)} : \text{part de l'effort tranchant total sollicitant la paroi } i$$

$$V_{Rd,max,i} : \text{effort tranchant résistant de la paroi } i \text{ selon [EC2-1-1 Expr.(6.14)]}$$

### 3.2.1.c) Formulation du critère de vérification à partir des contraintes de cisaillement

Si on voulait utiliser les contraintes de cisaillement, comme c'était le cas dans les règles antérieures, le critère de vérification prendrait la forme suivante :

$$\tau_{T,i} + \tau_{V,i} \leq \tau_{Rd,max,i}$$

où  $\tau_{T,i}$  et  $\tau_{V,i}$  sont respectivement les contraintes de cisaillement de torsion et de tranchant dans la paroi  $i$  et  $\tau_{Rd,max,i}$  la contrainte de cisaillement limite admissible.

La contrainte de cisaillement de torsion  $\tau_{T,i}$ , se déduit aisément de la définition du flux de cisaillement [EC2-1-1 Expr.(6.26)] :

$$\tau_{T,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k t_{ef,i}}$$

La contrainte de cisaillement de tranchant, issue de l'effort tranchant trouvé dans le treillis constitué par chaque paroi est obtenue en divisant cet effort tranchant par la section de la paroi ( $t_{ef,i} \times z_i$ ) et donc une contrainte de cisaillement moyenne.

*Il s'agit ici de la différence majeure par rapport aux pratiques antérieures qui proposaient des vérifications ELU locales basées sur les contraintes tangentes déterminées point par point le long de la paroi avec les formules classiques de l'élasticité linéaire. En certains points (centre de gravité des âmes notamment) la contrainte de cisaillement locale est nettement supérieure à la contrainte moyenne.*

Le cisaillement résistant  $\tau_{Rd,max,i}$  peut être conventionnellement obtenu à partir de l'expression donnant le tranchant résistant apporté par les bielles de béton [EC2-1-1 Expr.(6.14)]. On obtient ainsi :

$$\tau_{Rd,max,i} = \frac{V_{Rd,max,i}}{t_{ef,i} z_i} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cos\alpha) z / z_i (1 + \cot^2\theta) = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \frac{z \sin 2\theta}{z_i} \left[ 1 + \cot\alpha \frac{1 - \cos 2\theta}{\sin 2\theta} \right]$$

et dans le cas d'armatures perpendiculaires à la fibre moyenne

$$\tau_{Rd,max} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \frac{z \sin 2\theta}{z_i} \frac{1}{2}$$

*Il faut remarquer que l'expression de  $V_{Rd,max}$  fait intervenir  $z$  (bras de levier du couple élastique de la paroi), et que le cisaillement moyen résistant se calcule avec la longueur de la paroi  $z_i$ .*

*Dans le cas général, avec des caissons de section transversale complexe, lorsqu'on utilise des logiciels permettant de déterminer les contraintes de cisaillement locales il serait plus simple de les utiliser directement pour la vérification du critère. Ceci devrait mettre du côté de la sécurité. En revanche l'intégration de ces cisaillements sur chaque paroi donnerait les efforts tranchants pour une vérification conforme à l'esprit de l'Eurocode 2 qui serait légèrement plus favorable. On notera enfin*

*que pour justifier un hourdis, l'utilisation du cisaillement de tranchant local près du gousset d'angle est largement sécuritaire. En revanche il convient au minimum d'appliquer le critère de l'Eurocode 2 avec les efforts tranchants moyens calculés sur la demi-largeur de hourdis car l'effort tranchant moyen sur toute la largeur est nul.*

### 3.2.2 - Armatures transversales

Selon [EC2-1-1 9.2.3(1)], les armatures de reprise des cisaillement de torsion doivent être perpendiculaires à l'axe de l'élément structural, il est donc conseillé de garder cette disposition dans le cas du cumul de cisaillement de torsion et de tranchant.

Les efforts de cisaillement de tranchant et de torsion sont cumulés et on applique les principes de calculs définis pour l'effort tranchant [EC2-2 6.3.2(102)].

L'effort sollicitant cumulé doit être équilibré par l'effort résistant  $V_{Rd,s}$  apporté par les armatures. La section d'armatures dans la paroi  $i$  est ainsi donnée par :

$$A_{sw,i}/s = (V_{Ed,i(V)} + V_{Ed,i(T)}) / (z f_{ywd} \cot\theta) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.6.13}]$$

*L'attention du projeteur est attiré sur le fait que c'est  $z$ , bras de levier du couple élastique de la paroi étudiée, qui est utilisé ici.*

Dans le cas d'utilisation des contraintes de cisaillement, de la même façon, on divisera les efforts tranchants dans chaque paroi par  $t_{ef,i} \times z_i$  pour faire apparaître les cisaillements moyens dans l'expression précédente, soit :

$$A_{sw,i}/s = (\tau_{V,i} + \tau_{T,i}) \times t_{ef,i} \times z_i / (z f_{ywd} \cot\theta)$$

### 3.2.3 - Armatures longitudinales

Elles s'obtiennent à partir de l'expression :

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot\theta \quad [\text{EC2-1-1 Expr.(6.28)}]$$

où

$u_k$  est le périmètre de la surface  $A_k$

$f_{yd}$  est la limite d'élasticité de calcul des armatures longitudinales  $A_{sl}$

$\theta$  est l'angle des bielles de compression

Dans les membrures comprimées, les armatures longitudinales peuvent être réduites en proportion de l'effort de compression présent dans la membrure.

Dans les membrures tendues, il convient d'ajouter les armatures longitudinales de torsion aux autres armatures, calculées pour un même cas de charge. Il convient généralement de répartir les armatures longitudinales sur la longueur de paroi  $z_i$ , mais pour des sections de petite dimension, elles peuvent être concentrées au voisinage des angles.

*Les armatures de précontrainte adhérentes peuvent être prises en compte mais l'accroissement total de leur contrainte est plafonné à 500 MPa. Il faut aussi rappeler que cet accroissement s'entend à partir de l'état permanent.*

*Dans ce cas,  $\sum A_{sl} f_{yd}$  dans l'expression (6.28) est remplacée par  $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$  où  $\Delta\sigma_p$  représente la part d'accroissement de contrainte restant disponible jusqu'au plafond et pouvant reprendre l'effort de torsion.*

*Nota : Il convient d'ailleurs, pour être cohérent avec la limitation à  $f_{vd}$  pour les armatures passives, de limiter l'accroissement de contrainte dans les armatures de précontraintes à  $f_{pd}$ . Ceci n'est pas demandé par l'Eurocode 2.*

Pour l'application de l'expression [EC2-1-1 Expr.(6.28)], on remarque que chacun de ses membres est équivalent à une force au mètre linéaire de paroi.

On peut donc écrire :

$$\Delta F_{td,T} = T_{Ed} \cot\theta / (2 \times A_k)$$

Dans un hourdis d'épaisseur  $e$  dont la contrainte moyenne de compression est  $\sigma_h$ , on peut écrire :

$$F_h = e \sigma_h$$

L'effort résiduel à reprendre par les armatures de torsion et par mètre linéaire de hourdis est ainsi :

$$\Delta F = \Delta F_{td,T} - F_h = T_{Ed} \cot\theta / (2 \times A_k) - e \sigma_h$$

Si  $\Delta F > 0$ , il reste une traction résiduelle à reprendre par des armatures. Dans le cas contraire, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures longitudinales complémentaires de torsion.

Cette vérification concerne en premier lieu les hourdis peu comprimés, mais elle peut également s'étendre au bas des âmes.

*Le cumul des armatures longitudinales de torsion et des autres armatures doit normalement être envisagé pour des cas de charges concomitantes.*

### 3.2.4 - Cas particulier des sections rectangulaires peu sollicitées

Ce sont les sections pour lesquelles la condition donnée ci-après est vérifiée [EC2-1-1 6.3.2(5)]. Elles ne nécessitent pas alors d'armatures d'effort tranchant et ne requièrent qu'un ferrailage minimal longitudinal :

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad \text{[EC2-1-1 Expr.(6.31)]}$$

où

$T_{Rd,c}$  est le moment de fissuration en torsion (plus exactement moment de torsion avant fissuration de l'élément), qui se déduit de l'expression [EC2-1-1 Expr.(6.26)] en posant  $\tau_{T,i} = f_{ctd}$

$$\text{soit } T_{Rd,c} = 2f_{ctd} t_{ef,i} A_k$$

$V_{Rd,c}$  est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures de tranchant donnée par [EC2-1-1 Expr.(6.2)].

## 4 - Justification vis-à-vis du poinçonnement

### 4.1 - Principe

La justification au poinçonnement est à faire à l'ELU de résistance. Il s'agit de vérifier que le cisaillement produit par une charge concentrée sur une dalle, reste admissible. Le cas échéant, il faut déterminer la quantité d'acier d'effort tranchant à mettre en place pour assurer la résistance de la dalle.

Pour les tabliers de ponts routiers, cette justification est réalisée sous l'effet de la roue LM2, qui représente une charge lourde et localisée. On tiendra compte également du coefficient de majoration dynamique supplémentaire à proximité des joints de chaussée.

La roue LM1, qui a une surface d'impact plus réduite mais une charge moins importante, est à priori moins défavorable.

Les mêmes principes de calcul peuvent être utilisés pour justifier la résistance au poinçonnement d'une dalle ou d'une semelle de fondation vis-à-vis de la descente de charges venant de la pile.

#### 4.1.1 - Contour de contrôle de référence

La diffusion des efforts dans le béton a pour effet de répartir les effets des charges. Pour tenir compte de cet effet favorable, on définit des contours de contrôle de référence [EC2-1-1 6.4]. Il est alors considéré que le cisaillement se répartit de manière uniforme le long du périmètre  $u_1$  :

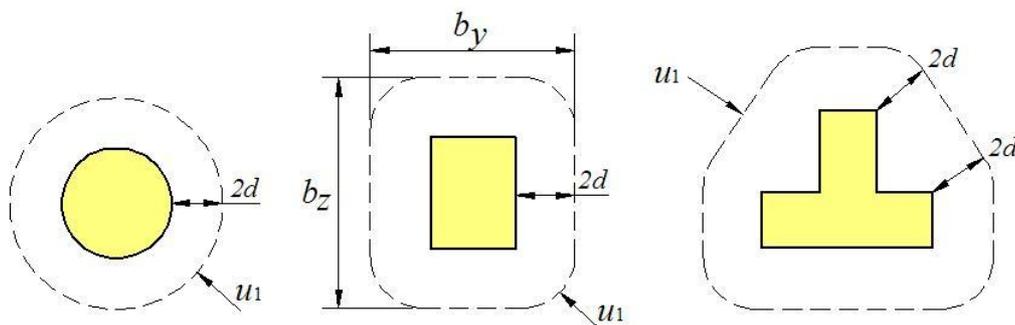


Fig./Tab.4.(1) : Contours de contrôle de référence types autour d'aires chargées

$d$  est calculé à partir de  $d_y$  (centre de gravité des aciers longitudinaux) et  $d_z$  (centre de gravité des aciers transversaux) :

$$d = \frac{d_y + d_z}{2}$$

Il est important de noter que la diffusion de la charge se produit sur toute la hauteur de béton mais aussi sur l'épaisseur d'enrobé.

#### 4.1.2 - Calcul du cisaillement sur le contour de référence

Le cisaillement se développe sur une surface de béton  $u_1 \times h$ , l'expression du cisaillement est alors la suivante :

$$v_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed,red}}{u_1 \times d} \quad \text{où :}$$

$V_{Ed,red}$  est l'effort de poinçonnement

$\beta$  est l'excentrement de la charge, on prendra  $\beta = 1$  dans le cas d'une charge centrée.

### 4.1.3 - Calcul du cisaillement résistant $v_{Rd,c}$ du béton seul

En l'absence d'armatures de poinçonnement, le cisaillement résistant est donné par [EC2-1-1 6.4.4(1)] :

$$v_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \left( C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right); \left( v_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right) \right\}$$

où :

- $f_{ck}$  est donné en MPa
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ , avec  $d$  en mm
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}}$  (plafonné à 2%)
- $b_w$  est la plus petite largeur de la section droite tendue. Pour une dalle de grande longueur,  $b_w = 1000\text{mm}$ , de façon à calculer un effort  $V_{Rd,c}$  par ml
- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$  en MPa, avec une valeur minimale de  $-1,85\text{MPa}$  [EC4-2 6.2.2.5].
- Les valeurs de  $C_{Rd,c}$  et  $k_1$  sont fournies par l'annexe nationale. On appliquera les valeurs suivantes :
  - si  $\sigma_{cp} \geq 0$  : voir l'Eurocode 2 partie 2

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_C} = 0,12$$

$$k_1 = 0,10$$

- si  $\sigma_{cp} < 0$  : voir l'Eurocode 4 partie 2

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_C} = 0,10$$

$$k_1 = 0,12$$

- $v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$

*Le calibrage de la formule de résistance au poinçonnement a été faite avec  $v_{\min}$  donnant la résistance à l'effort tranchant des poutres en l'absence d'aciers d'efforts tranchant. Il n'y a pas lieu d'effectuer la correction apportée à  $v_{\min}$  par l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 1-1 pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale.*

Si la vérification n'est pas satisfaite il faut prévoir des aciers d'effort tranchant. On recherche alors le contour pour lequel cette relation est satisfaite, on dispose des aciers calculés avec l'expression (6.52) jusqu'à une distance de  $1,5d$  de ce contour et on contrôle le poinçonnement au nu du poteau selon l'expression (6.53).

## 4.2 - Application numérique

L'application numérique est faite sur une dalle de pont-route de 22 cm d'épaisseur, avec une épaisseur de chaussée de 11 cm. On traite le cas le plus défavorable avec une roue LM2 et une majoration dynamique maximale (à proximité du joint de chaussée).

- La charge de roue LM2 a pour intensité :

$$\Delta\varphi_{\text{fat}} \frac{\beta_Q Q_{\text{ak}}}{2} = 1,30 \times \frac{400}{2} = 260\text{kN}$$

- Sa zone d'impact est un rectangle de  $0,35 \times 0,6$ . La surface d'impact en face supérieure de la dalle béton est un rectangle de  $0,57 \times 0,82$  (diffusion à  $45^\circ$  à travers les 11cm de chaussée).
- La position moyenne des deux nappes d'aciers transversaux inférieurs est prise égale à  $d = 0,16\text{m}$
- Le périmètre de contrôle de référence est défini à l'aide de la figure 6.13 de l'Eurocode 2 partie 1.1, à partir de la zone d'impact. On obtient  $u_1 = 2 \times (0,57 + 0,82) + 4\pi d = 4,92\text{m}$
- Le long du contour, le cisaillement vaut donc :

$$v_{\text{Ed}} = 1 \times \frac{0,260}{4,92 \times d} = 0,31\text{MPa}$$

- Résistance au poinçonnement de la dalle :

- $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \rho_{1z}} > \sqrt{0,13\% \times 0,13\%} = 0,13\%$  (hypothèse la plus défavorable)
- $k = \text{Min}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{170}}; 2\right) = 2,0$
- $\sigma_{\text{cp}} = 0 \text{ MPa}$  (on néglige l'effet favorable de la compression longitudinale éventuelle)
- donc  $C_{\text{Rd,c}} = 0,12$  et  $k_1 = 0,10$
- $C_{\text{Rd,c}} k (100 \rho_1 f_{\text{ck}})^{1/3} = 0,38\text{MPa}$  pour un béton C30/37
- $v_{\text{min}} = 0,035 \times 2,0^{3/2} \times \sqrt{30} = 0,54\text{MPa} > 0,38 \text{ MPa}$
- $v_{\text{Rd,c}} = v_{\text{min}} + k_1 \sigma_{\text{cp}} = 0,54 \text{ MPa}$

- Justification :

On a :  $0,31\text{MPa} = v_{\text{Ed}} \leq v_{\text{Rd,c}} = 0,54\text{MPa}$

Le poinçonnement est donc bien vérifié : il n'y a pas besoin d'aciers verticaux.

## 5 - Justification à la fatigue

Il convient d'effectuer une justification à la fatigue pour les structures et les éléments de structure soumis à des cycles de chargements répétés. Elle doit être effectuée séparément pour le béton et pour l'acier.

La justification à la fatigue du béton comprimé n'est pas traitée dans le présent chapitre. L'annexe nationale permet de dispenser de cette vérification les sections dont la contrainte dans le béton reste limitée à  $0,6 \times f_{\text{ck}}$ , sous combinaison de charges caractéristique sous la forme d'une règle h) ajoutée à la liste donnée ci-dessous.

En conséquence, la justification à la fatigue n'est généralement pas nécessaire pour les structures et les éléments suivants [EC2-2 6.8.1(102) a) à g)], [EC2-2/AN 6.8.1(102) h) à k)] :

- a) passerelles, à l'exception des éléments de structures très sensibles à l'action du vent ;
- b) structures enterrées en voûte ou en cadre avec une couverture minimale de terre de 1,00m et 1,50m respectivement pour les ponts routiers et ferroviaires ;
- c) fondations ;
- d) piles et poteaux non rigidement reliés au tablier ;
- e) murs de soutènement des remblais de chaussées et de voies ferrées ;
- f) culées des ponts routiers et ferroviaires non rigidement reliés au tablier, à l'exception des dalles des culées creuses ;
- g) armatures de précontrainte et armatures de béton armé, dans les zones où, sous combinaison fréquente avec  $P_k$ , les fibres extrêmes du béton restent comprimées ;
- h) béton comprimé des ponts routiers lorsque,  $\sigma_c < 0,6 \times f_{ck}$  sous combinaison caractéristique ;
- i) armatures tendues dans les sections de béton armé des ponts routiers, lorsque  $\sigma_s < 300\text{MPa}$  sous combinaison caractéristique ;
- j) armatures de précontrainte et armatures de béton armé, dans les zones où, sous combinaison fréquente d'actions avec  $P_m$ , les fibres extrêmes du béton restent comprimées ;
- k) armatures d'effort tranchant pour les structures en béton armé, lorsque ces armatures ont été dimensionnées à l'ELU de résistance avec un schéma de bielles d'inclinaison  $\theta$  telle que  $1,0 \leq \cotan\theta \leq 1,5$ .

Les armatures d'effort tranchant soumises à des variations de contrainte doivent également faire l'objet de vérification à la fatigue. Mais, pour le béton précontraint où on a respecté le critère de l'annexe QQ, il n'y a pas de problème de fatigue car la section n'est pas fissurée aux ELS et pour le béton armé l'application de la limite d'inclinaison de la bielle citée ci-dessus permet la dispense de la vérification.

En conséquence, dans les exemples suivants, ne sont traitées que des vérifications d'armatures de flexion longitudinale à la fatigue.

## 5.1 - Principe et éléments de la justification

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.8] et [EC2-2 6.8].

La justification à la fatigue d'une section en béton armé ou précontraint, consiste essentiellement à préserver de la rupture, les armatures tendues soumises à des variations répétées de contrainte, sous l'effet de charges cycliques pendant la durée d'utilisation de l'ouvrage. Dans le cas des ouvrages routiers en service, les variations de contrainte pouvant engendrer de la fatigue dans les armatures sont principalement dues aux passages des poids lourds (le niveau élevé des charges et donc des variations de contrainte créées, un nombre de cycles élevé jouent un rôle important dans la résistance à la fatigue).

Le principe de la justification fait appel aux notions d'étendue de contrainte, de cycles d'application, de courbes de résistance à la fatigue, d'endommagement, de modèles de charge de fatigue, etc., et se synthétise sous la forme de la vérification de la règle de cumul de Palmgren-Miner.

### 5.1.1 - Modèles de charge de fatigue

L'Eurocode 1 propose cinq modèles de charge de fatigue, FLM1 à FLM5 [EC1-2 4.6].

Le modèle FLM1 est bâti à partir du modèle LM1 dont les intensités de charge ont été réduites. Le modèle FLM2 est constitué de 5 camions "fréquents" qu'il faut utiliser séparément. Le modèle FLM3 est constitué d'un camion unique. Ces trois modèles permettent une justification simple à la fatigue basée sur la détermination d'une seule étendue maximale de contrainte. Les deux premières sont cependant, d'une part très sécuritaires et d'autre part, ne peuvent convenir que dans la mesure où il existe une limite de fatigue à amplitude constante

définie sur les courbes S-N (c'est généralement le cas pour les assemblages des constructions en acier, pas pour les armatures de béton armé. ou de précontrainte).

Les modèles FLM4 et FLM5 sont plus élaborés et prévus pour obtenir un spectre d'étendues de contrainte destiné à permettre un calcul d'endommagement. Le premier est constitué de 5 camions qui permettent d'engendrer des trafics artificiels par ajustement de leur proportion et représenter un trafic global. Le deuxième est directement un trafic réel enregistré.

On ne retiendra que les deux modèles FLM3 et FLM4 pour une justification "usuelle" à la fatigue des ponts en béton.

### 5.1.2 - Combinaison d'actions - Etat de référence

Comme rappelé dans le [Chapitre 2 -4.2.3] du présent guide, la combinaison d'action pour l'étude à la fatigue se décompose en :

- une combinaison de base  $C_0$  des charges non-cycliques représentant l'état moyen de l'ouvrage en service, à vide (charges permanentes, effet de la température...);
- à combiner avec la charge cyclique de fatigue  $Q_{fat}$  représentée par le modèle de charge de fatigue adéquat.

L'état à vide de l'ouvrage est ainsi représenté et exprimé par la combinaison :

$$C_0 = G + P_k + 0,6.\Delta T_M \quad \text{où } \Delta T_M \text{ représente l'effet du gradient thermique.}$$

C'est par rapport à cet état de référence que le passage de la charge de fatigue  $Q_{fat}$  sur l'ouvrage donne lieu à des variations de contrainte répétées et de courte durée.

*L'état à vide de l'ouvrage ne reste pas constant et se modifie pendant toute sa durée d'exploitation à cause de l'évolution de la précontrainte, du retrait, du fluage et des fluctuations du gradient thermique. Cependant ces variations lentes de l'état de référence ne doivent pas être cumulées aux variations rapides dues aux passages des camions.*

Ceci peut être schématisé dans la figure ci-dessous :

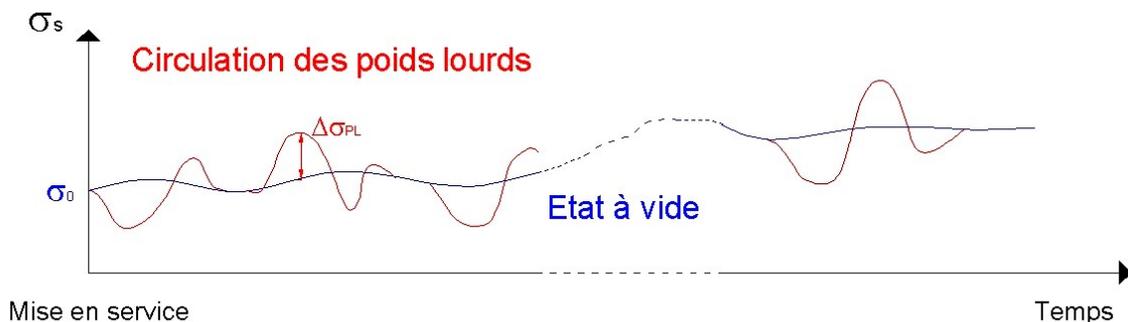


Fig./Tab.5.(1) : Evolution de la contrainte des aciers dans une section du tablier

$\sigma_0$  est la contrainte sous charges permanentes et précontrainte, évoluant lentement sous des effets à long terme tels que retrait, fluage, pertes différées de précontrainte ou à moyen terme (gradient thermique).

$\Delta\sigma_{PL}$  sont les variations de contrainte rapides sous l'effet des passages des camions les plus lourds autour de l'état à  $\sigma_0$ .

L'Eurocode 2 précise ensuite que :

"L'action cyclique  $Q_{fat}$  doit être combinée avec la combinaison de base défavorable." [EC2-1-1 6.8.3(3)]

On recherchera la combinaison qui combinée avec la charge de fatigue produit une variation de contrainte maximale. On retiendra donc la combinaison donnant un maximum de traction dans les aciers passifs, ou une contrainte minimale du béton au niveau de la zone d'enrobage, lorsque celle-ci reste comprimée à l'état de référence à vide.

Pour les charges permanentes  $G$ , c'est la valeur maximale  $G_{max}$  qui est retenue.

Pour la précontrainte [EC2-1-1 5.10.9] on retiendra la valeur caractéristique inférieure  $P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}$ ,  $P_{m,t}$  étant la force de précontrainte probable à l'instant  $t$ . Par ailleurs, le fluage et le retrait du béton ont pour effet de réduire la précontrainte et la compression du béton des zones d'enrobage des aciers passifs étudiés. En conséquence la situation de l'ouvrage à long terme est en général plus défavorable. C'est donc par convention la situation à l'infini qui servira comme situation de référence.

*Il est assez logique de prendre en compte cet état. En effet les variations de contrainte sont appliquées pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. En revanche le fluage et le retrait du béton ne feront évoluer les efforts dans l'ouvrage que grosso-modo pendant les 20 premières années. Pour un ouvrage ayant une durée d'utilisation de projet de 100 ans, l'état "à long terme", qui concerne 80 % de cette durée d'utilisation, sera donc le plus représentatif.*

L'état de référence à vide de l'ouvrage est ainsi représenté et exprimé par la combinaison :

$$C_0 = G_{max} + P_{k,inf} + 0,6 \cdot \Delta T_M \quad \text{où } \Delta T_M \text{ représente l'effet du gradient thermique.}$$

### 5.1.3 - Calculs des contraintes

Une fois l'état de référence choisi les variations de contrainte dans les armatures ne sont plus dues qu'au déplacement de la charge de fatigue qui crée les variations de sollicitations à l'origine des contraintes. Pour une section donnée on peut utiliser le moment fléchissant pour illustrer ceci dans la figure suivante :

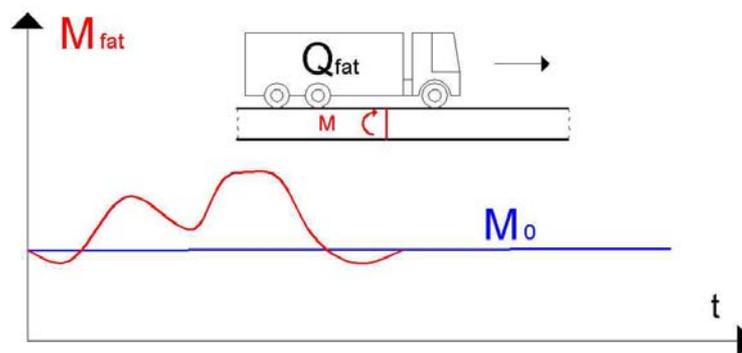


Fig./Tab.5.(2) : Variation du moment due au passage de  $Q_{fat}$

$M_{fat} = M_0 + M_{Q_{fat}}$  est le moment fléchissant total; il fluctue en fonction de la position de la charge de fatigue, tout comme  $M_{Q_{fat}}$  le moment fléchissant dû à la charge de fatigue seule, alors que le moment fléchissant de l'état de référence,  $M_0$  reste constant.

Les étendues de contrainte sont ensuite calculées à partir des sollicitations sous combinaison de fatigue, obtenues suite à une analyse élastique-linéaire.

*Bien que la justification à la fatigue soit une justification aux ELU car la rupture des armatures par fatigue est un état limite ultime, l'Eurocode 2 rappelle à juste titre que la combinaison d'actions pour la justification à la fatigue est de type ELS et fait intervenir des charges du niveau de charges fréquentes.*

## 5.2 - Méthodes de vérification

L'Eurocode 2 propose plusieurs méthodes de vérification de la résistance des armatures à la fatigue :

- une méthode générale avec détermination du spectre d'étendues de contrainte en utilisant les modèles de charge de fatigue FLM4 ou FLM5 et un calcul d'endommagement ;
- une méthode de l'étendue de contrainte équivalente [EC2-1-1 6.8.5] et [EC2-2 Anx.NN] , appelée par la suite méthode équivalente, avec détermination de l'étendue de contrainte qui donnerait un endommagement équivalent en utilisant le modèle de charge de fatigue FLM3 pour les ponts routes ;
- une méthode alternative [EC2-1-1 6.8.6] pour une vérification simplifiée des armatures passives avec utilisation d'une charge cyclique fréquente qui, plus précisément, peut se faire avec la combinaison de charge fréquente, en faisant intervenir le modèle principal de charge LM1 pour les ponts routiers.

Ces trois méthodes sont appliquées aux deux exemples suivants :

- en flexion longitudinale : vérification des armatures passives et de précontrainte d'un PSIDP,
- en flexion transversale : vérification des armatures passives de l'encorbellement d'un pont-caisson.

Les différentes étapes des vérifications nécessitent un long développement. Pour plus de clarté elles sont détaillées en annexe [Annexe IV].

## 6 - Justification vis-à-vis de la rupture fragile

La justification vis-à-vis de la rupture fragile est très peu développée dans la partie 1-1 de l'Eurocode 2 [EC2-1-1 5.10.1(5)P], [EC2-1-1 5.10.1(6)]. Elle se retrouve par contre en deux endroits de l'Eurocode 2 partie 2, aux sections 5 et 6 : la clause [EC2-2 5.10.1(106)] définit l'objectif général ; les clauses [EC2-2 6.1(109)] et [EC2-2 6.1(110)] décrivent plus précisément les méthodes de vérification à appliquer.

Dans le présent chapitre, après une présentation du principe et des exigences de base relatifs à la justification vis-à-vis de la rupture fragile, les deux méthodes de vérification proposées par l'Eurocode 2 partie 2 sont tour à tour décrites et détaillées. Une application numérique vient illustrer ces deux méthodes à partir du cas d'une poutre de pont VIPP. L'**annexe V** développe le détail du calcul pour les exemples du PSIDP et du pont caisson construit par encorbellements successifs.

### 6.1 - Principe et exigences de base

Le critère de rupture fragile imposé par l'Eurocode 2 partie 2 pour les ponts en béton précontraint a pour objectif d'éviter la rupture fragile des éléments structuraux dès l'apparition de la première fissuration.

Le risque visé concerne les conséquences de la rupture d'un certain nombre d'armatures de précontrainte, principalement par corrosion, si cette rupture se produit au voisinage d'une même section d'un élément et reste non observable jusqu'à apparition de la première fissuration de flexion. Lorsque la fissuration finit par se produire, il est nécessaire que des armatures passives puissent prendre le relais de la résistance du béton à la traction, avec une marge suffisante pour qu'une intervention soit possible en temps utile.

Ce principe peut être considéré comme satisfait si les exigences définies ci-après sont respectées pour les éléments structuraux linéaires des ouvrages (poutres, caissons, chevêtres,...) précontraints par précontrainte intérieure au béton, mise en œuvre par post-tension [EC2-2/AN 6.1(109)]. Ces règles sont également applicables aux poutres-dalles lorsque le marché le spécifie. Leur extension à ce type de structure n'est toutefois recommandée que pour les poutres-dalles étroites (par exemple larges de moins de 4 m, encorbellements latéraux non compris).

La justification du critère de rupture fragile peut être apportée par l'une quelconque des deux méthodes alternatives suivantes (l'annexe nationale écarte la possibilité d'utiliser la méthode (c) prévue par l'Eurocode 2) :

- méthode (a) : vérifier qu'en cas de ruptures successives de câbles ou de torons, la fissuration se produirait avant que la résistance ultime ne soit dépassée, sous l'effet des charges fréquentes ;
- méthode (b) : prévoir un ferrailage minimal adéquat capable de reprendre à lui seul le moment de fissuration en l'absence supposée de toute précontrainte ;

Ces deux méthodes ont pour même objectif de permettre la détection d'éventuelle détérioration de la précontrainte par l'apparition de fissures décelables lors des surveillances normales de l'ouvrage, afin d'alerter le maître d'ouvrage pour une intervention en interrompant le trafic et en remplaçant les câbles corrodés avant l'effondrement de la structure.

*Le critère de rupture fragile concerne uniquement les zones tendues sous les sollicitations de la combinaison caractéristique, déterminées en négligeant les effets isostatiques de la précontrainte.*

*L'Eurocode 2 ne le dit explicitement que pour la méthode (b), mais c'est a fortiori vrai avec la méthode (a) : si tous les câbles sont considérés comme inexistantes et que la section reste comprimée sous combinaison caractéristique, elle est comprimée sous combinaison fréquente et donc sa résistance ultime n'est pas dépassée.*

*Le critère de rupture fragile ne s'applique qu'à la **précontrainte intérieure longitudinale**. Les câbles constituant la précontrainte extérieure, protégés par des produits souples (graisses ou cires), peuvent faire l'objet d'une surveillance régulière et leur endommagement est en principe plus facilement détectable. Ils ne sont donc pas visés par ce critère. La corrosion de la précontrainte transversale, généralement injectée à la cire et non-adhérente, ne peut conduire qu'à des désordres locaux et n'est par conséquent pas non plus visée par ce critère.*

*En outre, l'annexe nationale dispense les éléments précontraints par pré-tension de la justification à la rupture fragile, considérant que les câbles de précontrainte pré-tendus, sont protégés de la corrosion par le béton d'enrobage, au même titre que les aciers passifs, et que le risque de corrosion généralisée d'un câble est plus faible qu'en post-tension.*

*Si les clauses [EC2-1-1 5.10.1(5)P] et [EC2-2 5.10.1(106)] sont générales, la clause [EC2-2 6.1(109)] restreint en revanche leur application à la flexion. C'est le parti qui est retenu dans les exemples présentés dans la suite. Cependant, dans l'exemple du VIPP étudié, il serait pertinent de considérer à proximité de l'appui la rupture fragile par effort tranchant. Une indication sur la façon de procéder est donnée à la fin de l'application numérique.*

## 6.2 - Vérification selon la méthode (a)

Lorsque, sous l'effet de la corrosion, l'état des armatures de précontrainte se détériore, la résistance de la section décroît (rupture de fils, torons ou câbles). Le principe de vérification selon la méthode (a) consiste à garantir que le niveau de résistance ultime qui correspond à une fissuration détectable sous charges fréquentes, reste supérieur au niveau des sollicitations imposées par ces mêmes charges fréquentes. Autrement dit, à garantir que sous l'effet des charges fréquentes, il existe une marge de sécurité suffisante entre la fissuration et la ruine de l'élément [Fig./Tab.6.(1)] ci-après.

*La résistance ultime de la section s'évalue avec les coefficients partiels des matériaux associés à une situation de projet accidentelle.*

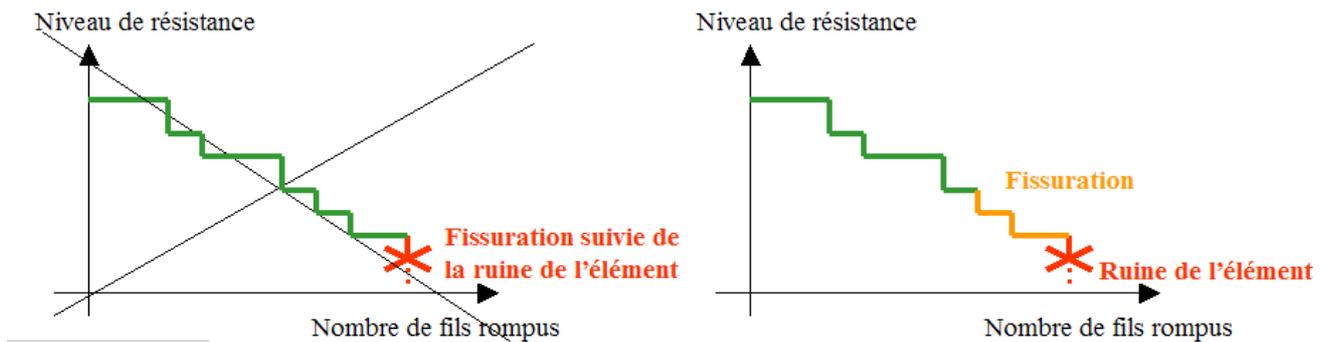


Fig./Tab.6.(1) : Principe de vérification selon la méthode (a)

La mise en application pratique de la méthode s'effectue sur la base des contraintes  $\sigma_{c,f}$  sur les fibres extrêmes tendues, obtenues sous l'effet des sollicitations de la combinaison fréquente et se décline 2 étapes :

- **1<sup>ère</sup> étape** : déterminer, sous l'effet des sollicitations de la combinaison fréquente, le pourcentage d'armatures de précontrainte à considérer rompues pour provoquer la première fissuration de l'élément. Cette quantité est exprimée, pour chaque lit (i) de câbles, en pourcentage  $\alpha_i$  de la force de précontrainte totale  $P_{m,t}$  :

$$\alpha_i \text{ tel que : } \sigma_{c,f} - \sum_i \alpha_i P_{m,t} \left( \frac{1}{S} + \frac{e_{0i} \times y}{I} \right) = -f_{ctm}$$

Dans ce calcul, il convient de considérer en premier une suppression de torons sur le lit le plus proche de la fibre extrême tendue (c'est à dire les plus exposés à la corrosion). Si la suppression de tous les câbles de ce lit ne suffit pas à provoquer la fissuration, le lit suivant sera considéré, et ainsi de suite...

En toute rigueur, quatre combinaisons sont à envisager, qui font intervenir successivement  $P_{m,0}$  ;  $P_{m,\infty}$  ;  $M_{ELS \text{ freq,max}}$  ;  $M_{ELS \text{ freq,min}}$ . Dans la pratique, il suffira d'étudier uniquement les combinaisons  $(P_{m,\infty}, M_{ELS \text{ freq,max}})$  et  $(P_{m,\infty}, M_{ELS \text{ freq,min}})$ , plus représentatives du phénomène qui ne peut se produire qu'au bout d'un certain temps.

Il est à noter que seul l'effet isostatique de la précontrainte est supprimé, les effets hyperstatiques étant emprisonnés dans la structure pour des câbles intérieurs adhérents.

- **2<sup>ème</sup> étape** : vérifier qu'avec cette précontrainte réduite et une réduction proportionnelle de la section d'acier de précontrainte, la résistance ultime à la flexion reste supérieure au moment donné par les combinaisons fréquentes d'actions. Si la conclusion s'avère négative, ajouter des armatures passives de manière à ce que la condition soit satisfaite.

Les sections pouvant nécessiter un complément de ferrailage vis-à-vis de la vérification du critère selon cette méthode (a) sont généralement celles situées là où le moment fléchissant correspondant à la combinaison de charges fréquentes est faible, entre le  $1/4$  et le  $1/3$  des travées hyperstatiques, et à proximité des appuis dans le cas des travées isostatiques. C'est pourquoi il est recommandé d'affiner au mieux l'analyse au droit de ces sections, par interpolation entre sections d'étude.

Pour le calcul, il est conseillé de modéliser la diminution de la précontrainte (rupture des torons) comme un chargement extérieur se cumulant au torseur de la combinaison fréquente :

$$N_{tot} = N_{ELS \text{ freq}} - \sum \alpha_i \times P_{m,t}$$

$$M_{tot} = M_{ELS \text{ freq}} - \sum \alpha_i \times P_{m,t} \times e_{0i}$$

où  $N_{ELS \text{ freq}}$  et  $M_{ELS \text{ freq}}$  représentent le torseur d'efforts s'appliquant sur la section pour la combinaison fréquente étudiée (y compris les effets de la précontrainte complète).

On vérifie alors que le couple  $N_{tot}, M_{tot}$  se trouve à l'intérieur du diagramme de résistance, obtenu en appliquant aux matériaux les coefficients partiels correspondant à la situation de projet accidentelle.

*L'Eurocode 2 partie 2 précise que les effets de la redistribution éventuelle des sollicitations, liée à la fissuration, peuvent être pris en compte. Toutefois cette prise en compte résulte d'une analyse non linéaire qui n'est habituellement pas pratiquée dans le cadre des calculs usuels à l'ELU de résistance, et peut être négligée.*

### 6.3 - Vérification selon la méthode (b)

La méthode (b) de vérification du critère de rupture fragile consiste à disposer un ferrailage minimum  $A_{s,min}$  défini par l'expression (6.101a) de l'Eurocode 2 partie 2 rappelée ci-dessous :

$$A_{s, \min} = \frac{M_{\text{rep}}}{z_s \times f_{yk}} \quad [\text{EC2-2 Expr.}(6.101a)]$$

Dans cette expression :

- $M_{\text{rep}}$  représente le moment de fissuration, donné par l'équation :  $M_{\text{rep}} = \frac{-f_{ctm} \times I}{y}$  ;
- $z_s$  est le bras de levier des aciers passifs à l'ELU de résistance ( $\approx 0,9 d$  dans le cas d'une section rectangulaire).

*Il est à constater que, concernant les sections d'armatures calculées, la méthode (b) constitue une enveloppe de la méthode (a) lorsque l'on suppose tous les câbles de précontrainte rompus. Il s'agit en réalité du ferrailage de non-fragilité calculé avec  $N = 0$ .*

$A_{s,min}$  doit être disposé dans toutes les zones tendues sous les sollicitations de la combinaison caractéristique, déterminées en négligeant les effets isostatiques de la précontrainte.

En outre, il convient de comptabiliser dans  $A_{s,min}$ , tous les aciers passifs longitudinaux disposés pour d'autres raisons (ferrailage de flexion longitudinale, minimum, fatigue, etc.).

*L'Eurocode 2 partie 2 prévoit également, et sous certaines conditions, de comptabiliser dans  $A_{s,min}$  les armatures de précontrainte pré-tendues [EC2-2 6.1(110)ii]. Il y a lieu de s'y référer le cas échéant.*

Dans le cas des poutres hyperstatiques,  $A_{s,min}$  de la fibre inférieure devra être prolongé sur les appuis intermédiaires, sauf s'il peut être démontré que la plastification des aciers tendus en fibre supérieure de la section sur appui intervient avant la rupture par écrasement du béton comprimé en fibre inférieure.

Cette condition est considérée acquise si la relation suivante est vérifiée :

$$A_s \times f_{yk} + A_p \times f_{p0,1k} < t_{\text{inf}} \times b_0 \times \beta_{cc} \times f_{ck} \quad [\text{EC2-2 Expr.}(6.102)], [\text{EC2-2/AN 6.1(110)iii}]$$

Dans cette expression :

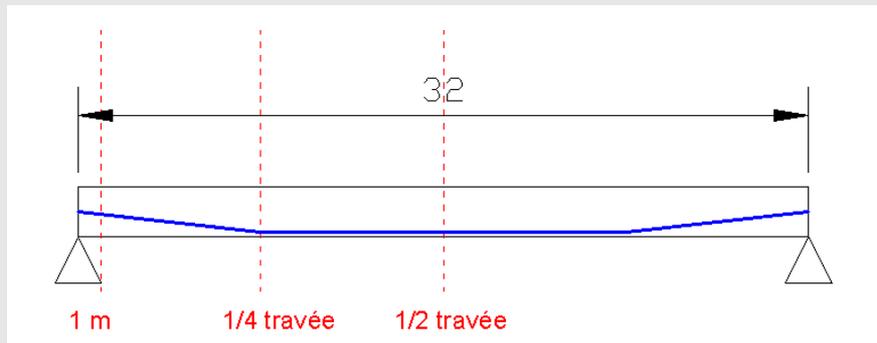
- $A_s$  et  $A_p$  représentent respectivement les sections d'armatures passives et de précontrainte en fibre tendue ;
- $t_{\text{inf}}$  et  $b_0$  sont respectivement la hauteur et la largeur de la membrure inférieure de la section ( $t_{\text{inf}} = b_0$  dans le cas des poutres en T, et  $t_{\text{inf}} = 0,2h$  dans le cas des sections rectangulaires).

*En général, dans le cas des ponts, ce critère est vérifié sans trop de problème car les zones de forte compression du béton (sur appui) correspondent également à des zones où la densité de ferrailage est très importante.*

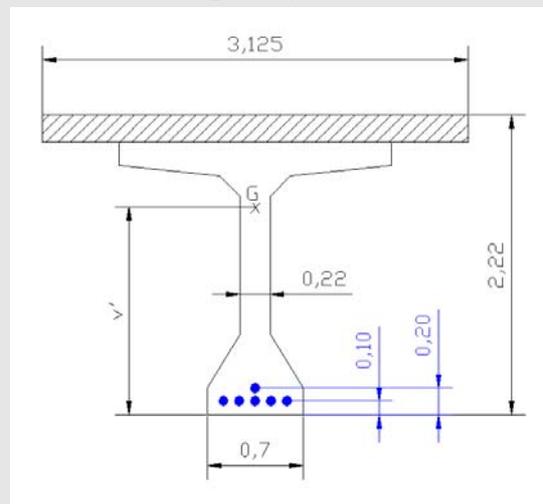
*Dans les joints des voussoirs préfabriqués, où pour des raisons évidentes liées à la méthode de construction, il est impossible de disposer un quelconque ferrailage passif, les formules de l'Eurocode 2 partie 2 conduisent logiquement à une quantité d'armatures de non fragilité nulle.*

### Application numérique : cas d'un VIPP

Considérons la poutre d'un VIPP représentée ci-dessous. On se contente dans cet exemple de considérer les sections situées à proximité des appuis : au  $\frac{1}{4}$  de travée et à 1m de l'appui.



Coupe longitudinale



Section au  $\frac{1}{4}$  et à  $\frac{1}{2}$  travée

#### Caractéristiques de la section :

$$S = 1,66 \text{ m}^2$$

$$I = 0,886 \text{ m}^4$$

$$v' = 1,55 \text{ m}$$

#### Matériaux :

Béton : C35/45 ;  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

#### Aciers passifs en fibre inférieure :

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} ;$$

$$A_s = 13,84 \text{ cm}^2 ; c' = 5 \text{ cm}$$

#### Précontrainte :

$$6 \times 4T15S (A_p = 6 \times 600 \text{ mm}^2)$$

$$f_{p0,1k} = 1660 \text{ MPa}$$

$$c_0 \text{ lit inférieur} = 10 \text{ cm}$$

$$c_0 \text{ lit supérieur} = 20 \text{ cm}$$

Dans la section située à un mètre de l'appui, on suppose que le centre de gravité de l'ensemble des câbles est situé au centre de l'âme, à une distance de 1,10m de la fibre inférieure.

**Sollicitations obtenues sous combinaison fréquente :**

	à 1 m de l'appui	au ¼ de travée
$P_{m,\infty}$	5,02 MN	5,02 MN
$M_{ELS\ Freq}$	-1,02 MNm	0,48 MNm
$\sigma_{c,f}$ en fibre inf	4,81 MPa	2,18 MPa

• **Calcul du nombre de torons à supprimer pour obtenir la fissuration sous combinaison fréquente (méthode a) :**

$\alpha_i$  sur le lit inférieur tel que :

$$\sigma_{c,f} - \alpha_i P_{m,\infty} \left( \frac{1}{S} + \frac{e_{0i} \times y}{I} \right) = -f_{ctm}$$

soit :

$$\alpha_i = \frac{\sigma_{c,f} + f_{ctm}}{P_{m,\infty} \left( \frac{1}{S} + \frac{e_{0i} \times y}{I} \right)} = \frac{\sigma_{c,f} + 3,2}{5,02 \times \left( \frac{1}{1,66} + \frac{(-1,55 + c_0) \times (-1,55)}{0,886} \right)}$$

Le nombre de torons à supprimer pour atteindre la fissuration en fibre inférieure est alors obtenu en multipliant  $\alpha_i$  par le nombre total de torons, soit :

$$n_i = \alpha_i \times (6 \times 4)$$

	à 1 m de l'appui	au ¼ de travée
$\sigma_{c,f}$ en fibre inf	4,81 MPa	2,18 MPa
$c_0$	1,10 m	0,10 m
$\alpha_i$	114,9%	34,2%
$n_i$	24	8,2

Le lit de câbles inférieur contenant uniquement 20 torons, cela revient à supprimer l'équivalent de :

8,2 torons sur le lit inférieur au ¼ de travée ;

24 torons (soit la totalité des câbles) à 1m de l'appui.

• **Vérification de la résistance ultime de la section sous l'effet cumulé de la combinaison d'actions fréquentes et de la diminution calculée de la précontrainte (méthode a) :**

Le torseur d'efforts à appliquer à la section est obtenu en retranchant aux sollicitations sous combinaison fréquente, l'effet isostatique de la précontrainte supposée rompue déterminée à l'étape précédente :

Le torseur d'efforts à appliquer à la section est obtenu en retranchant aux sollicitations de l'ELS fréquent, l'effet isostatique de la précontrainte supposée rompue déterminée à l'étape précédente :

$$N_{tot} = (1 - \sum \alpha_i) P_{m,\infty}$$

$$M_{tot} = M_{ELS\ Freq} - \sum \alpha_i \times P_{m,\infty} \times e_{0i}$$

avec :  $e_{0\ lit\ inf\ 1/4\ travée} = - (1,55 - 0,10) = - 1,45\ m$

$$e_{0\ cdg\ 1m\ appui} = - (1,55 - 1,10) = - 0,45\ m$$

$N_{tot}$	0 MN	3,30 MN
$M_{tot}$	1,24 MNm	2,97 MNm

La dernière étape du calcul consiste alors à vérifier, à partir d'un calcul de section, que les couples de valeurs ( $N_{tot}$  ;  $M_{tot}$ ) se trouvent dans le diagramme de résistance de la section, après suppression des câbles supposés corrodés, et le cas échéant à déterminer le complément d'armatures passives à rajouter.

Ce calcul conduit aux résultats suivants :

	à 1 m de l'appui	au ¼ de travée
$M_{maxi}$ admissible	1,20 MN	11,07 MN
Coeff. de sécurité	0,97	3,72
Ferraillage suppl. nécessaire	0,58 cm <sup>2</sup>	non

Les seules sections nécessitant un léger complément d'armatures passives sont donc celles se trouvant à proximité immédiate de l'appui. Les autres sections sont vérifiées vis-à-vis du critère de rupture fragile (méthode a) avec une sécurité très confortable (coefficient de sécurité de 3 à 4).

- **Calcul du ferraillage minimal selon la méthode (b) :**

Le ferraillage minimal à disposer selon la méthode (b) est déterminé à l'aide de l'équation [EC2-2 Expr.(6.101a)] :

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}}$$

où :  $M_{rep} = \frac{-f_{ctm} \times I}{-v'} = \frac{-3,2 \times 0,886}{-1,55} = 1,83 \text{ MN.m}$  ;

$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ .

Le bras de levier des aciers passifs à l'ELU de résistance,  $z_s$ , est obtenu directement grâce au logiciel de calcul de section :

$z_s = 2,15 \text{ m}$  (à comparer à  $0,9 d = 0,9 \times (2,22 - 0,05) = 1,95 \text{ m}$ )

D'où :  $A_{s,min} = \frac{1,83}{2,15 \times 400} = 21,28 \text{ cm}^2$ ,

soit une section complémentaire d'armatures de :  $21,28 - 13,84 = 7,44 \text{ cm}^2$ , à disposer sur toute la longueur de la poutre.

La méthode (b) est donc bien plus contraignante que la méthode (a).

On peut vérifier sur cet exemple qu'il n'y a pas de risque de rupture fragile à l'effort tranchant, en extrapolant la méthode (a) au cas de l'effort tranchant. L'application numérique ci-dessous montre comment procéder.

On considère la section située à 1m de l'appui. L'effort tranchant ELU dans cette section vaut :

$$V = 1,35V_g + V_p + 1,35V_q = 1,35 \times 0,68 - 0,63 + 1,35 \times 0,87 = 1,46 \text{ MN}$$

Supprimons maintenant la totalité de la précontrainte. L'effort tranchant sous charge fréquente vaut alors :

$$V = V_g + V_{q,fr\acute{e}q} = 0,68 + 0,52 = 1,20 \text{ MN}.$$

(cette valeur est supérieure à l'effort tranchant sous combinaison caractéristique  $V = V_g + V_p + V_q = 0,92 \text{ MN}$ )

La valeur reste inférieure à l'effort tranchant ultime. Les aciers d'effort tranchant sont donc suffisants, il n'y pas de risque de rupture fragile.

*Si la valeur avait été dépassée, on aurait pu affiner la vérification en déterminant de façon plus précise quelle quantité de précontrainte il fallait supprimer pour provoquer la fissuration de l'âme (au sens du critère donné dans l'annexe QQ de l'EN1992-2). Il est en effet possible que la fissuration à l'effort tranchant soit déjà visible lorsqu'on supprime la totalité de la précontrainte. On aurait ensuite pu comparer cette valeur à la résistance ultime de la poutre, en situation accidentelle, afin de vérifier si le ferraillage passif d'effort tranchant était suffisant.*

# 7 - Analyse non-linéaire et au second ordre - stabilité de forme d'une pile

## 7.1 - Généralités sur l'analyse non-linéaire et au second ordre

Les prescriptions générales concernant l'**analyse non-linéaire** [Chapitre 2 -6.4.4], la prise en compte du **second ordre** [Chapitre 2 -6.4.5] et des **imperfections géométriques** [Chapitre 2 -6.1] sont entièrement applicables.

De la même façon la prise en compte du **fluage** suit les principes rappelés en [Chapitre 4 -2].

Néanmoins l'Eurocode 2 ajoute pour le sujet ici abordé, que l'effet du fluage peut être négligé [EC2-1-1 5.8.4(4)] si les trois conditions particulières suivantes sont satisfaites :

$$\varphi_{ef} = 0 \quad \text{si} \quad \left\{ \begin{array}{l} \varphi(\infty, t_0) \leq 2 \\ \lambda \leq 75 \quad \text{Elancement} \\ e_1 = \frac{\overbrace{M_{0Ed}}^{\text{Moment de la combinaison considérée 1}^{\text{er}} \text{ ordre}}}{\underbrace{N_{Ed}}_{\text{effort normal sollicitant}}} \geq h \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} \\ \text{section} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

*La vérification simultanée de ces trois critères est relativement pénalisante et ne devrait se réaliser que pour des cas simples et indiscutables.*

Pour traiter aux ELU l'analyse non-linéaire et au second ordre, la partie 1-1 de l'Eurocode 2 [EC2-1-1 5.8.5] propose une méthode générale, suivie de deux méthodes simplifiées pour des cas simples, principalement des éléments isolés ou qui se ramènent à des éléments isolés. Ces méthodes simplifiées sont, strictement parlant, des calculs linéaires avec prise en compte de manière forfaitaire et simple les effets non-linéaires.

Pour les ponts, l'Eurocode 2 partie 2 propose une méthode moins classique pour l'analyse non-linéaire, fondée sur le concept d'un format de sécurité global, et dont le niveau de sécurité est déterminé par rapport à la ruine de calcul de la structure.

Pour faciliter la lecture du guide, ne seront présentées ci-après que les deux méthodes générales. La méthode générale de la partie 1-1 plutôt classique, sera traitée assez brièvement. L'approche nouvelle de la méthode générale de la partie 2 avec le format de sécurité globale mérite d'être plus détaillée. Quant aux deux méthodes simplifiées elles sont traitées en annexe [Annexe VI], où est donnée en exemple, l'étude complète de la stabilité de deux piles de pont avec utilisation des quatre méthodes offertes par l'Eurocode 2.

## 7.2 - Méthode générale d'analyse non-linéaire et au second ordre de l'Eurocode 2 partie 1-1

Cette méthode est décrite aux clauses [EC2-1-1 5.8.6].

### 7.2.1 - Principe

Le principe de la méthode consiste à démontrer, comme avec les règles antérieures, qu'il existe un état de contraintes internes dans la structure qui équilibre les sollicitations externes, y compris celles du second ordre. La vérification des sections s'effectue ensuite avec les sollicitations obtenues à l'équilibre de la structure en les situant par rapport au domaine de résistance, déterminé avec les caractéristiques des matériaux données par les lois contraintes-déformations définies à cet effet et rappelées en [Chapitre 6 -1.1].

*On peut noter au passage que l'analyse et la vérification de section utilisent deux systèmes de lois contraintes-déformations différents.*

Lorsque le projeteur n'a pas à sa disposition de logiciel permettant de coupler non-linéarité géométrique et non-linéarité matériaux, il est possible de rechercher, pour une section jugée a priori critique, l'état d'équilibre, en exprimant de deux manières la relation liant le moment de flexion dans la section critique avec la courbure de celle-ci :

- la loi moment-courbure externe où le moment de flexion sollicitant la section est la somme du moment du premier ordre  $M_{0Ed}$  et du moment du second ordre. Le moment du second ordre dépendant de l'ensemble des courbures le long de la structure, il est assez difficile de déterminer une telle courbe en fonction seulement de la courbure dans la section critique étudiée ;

*Pour simplifier, on peut dans un premier temps supposer que la répartition des courbures le long de la structure est linéaire, ce qui permet de déterminer l'effet du second ordre en fonction de la courbure de la section critique uniquement, et vérifier l'hypothèse a posteriori. Il est à noter que cette méthode est plutôt conservatrice puisque l'on surévalue les courbures réelles le long de la structure. Si le résultat du calcul est trop défavorable, il faut prendre en compte la répartition réelle des courbures le long de la structure et procéder alors par itérations.*

- la loi moment-courbure interne où le moment de flexion résistant résulte de l'état de contrainte de la section béton armé, soumise à une courbure imposée, à effort normal donné ;
- l'intersection ou non des deux courbes représentatives de la loi externe et de la loi interne permet de vérifier qu'il existe ou non un état d'équilibre. Dans l'affirmative, l'intersection des deux courbes donne la valeur du moment total  $M_{Ed}$  à l'équilibre.

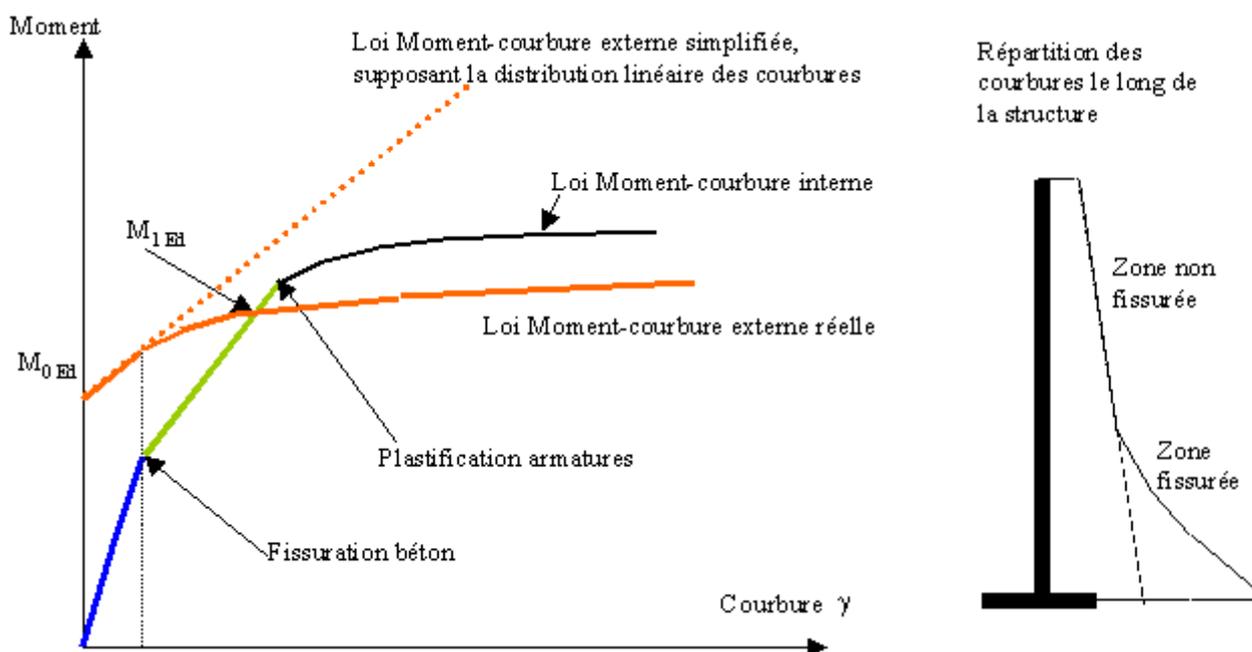


Fig./Tab.7.(1) : Vérification de l'état d'équilibre et détermination du moment total  $M_{Ed}$

## 7.2.2 - Matériaux

La méthode utilise le diagramme contraintes-déformations du béton dédié à une analyse non-linéaire [EC2-1-1 5.8.6(3)] qui a été présenté en [Chapitre 2-6.3.2]. Ceci n'est pas entièrement satisfaisant car ce diagramme fait appel au module de déformation  $E_{cm}$  du béton ; l'analyse pourrait donc sous-estimer les déformations et ne pas donner une sécurité suffisante surtout quand le second ordre est pris en compte.

C'est pourquoi l'Eurocode 2 offre une meilleure alternative en suggérant d'utiliser, à la fin de la même clause [EC2-1-1 5.8.6 (3)], des diagrammes déformations-contraintes basés sur les valeurs de calcul.

Ces diagrammes utilisent le module de déformation  $E_{cd}$  pour le béton, obtenu en divisant  $E_{cm}$  par  $\gamma_{cE} = 1,2$  et  $f_{cd}$  à la place de  $f_{cm}$ , soit la loi de comportement définie par les paramètres et la figure qui suivent :

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ \frac{k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)} \right]$$

où

$\varepsilon_c$  déformation relative en compression du béton

$$k = \frac{1,05 E_{cd} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cd}}$$

$\varepsilon_{c1(0/00)} = \min(0,7(f_{ck} + 8)^{0,31}; 2,8)$  déformation relative au pic de contrainte

$\varepsilon_{cu1(0/00)} = \left\{ \begin{array}{l} 3,5 \text{ pour } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2,8 + 27 \left[ \frac{98 - (f_{ck} + 8)}{100} \right]^4 \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{array} \right\}$  déformation relative ultime

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_C}$  valeur de calcul de résistance en compression du béton

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$  valeur de calcul du module d'élasticité du béton

$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$  module d'élasticité sécant du béton

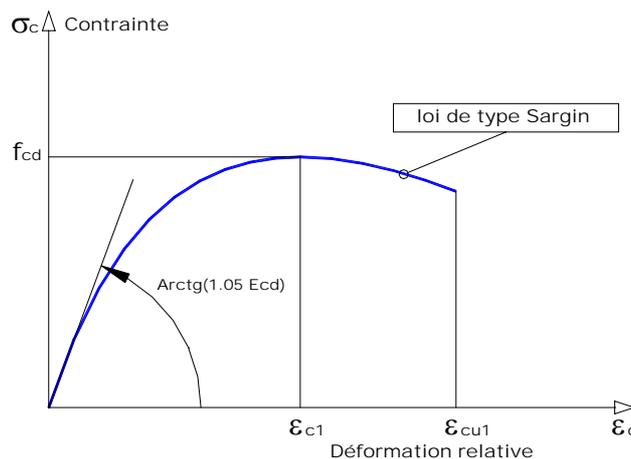


Fig./Tab.7.(2) : Loi de comportement du béton avec valeurs de calcul

Pour les armatures de béton armé et de précontrainte, les lois prévues pour la vérification de sections [Chapitre 6-1.1.2], [Chapitre 6-1.1.3] et définies par  $f_{yd}$  et  $f_{pd}$  sont utilisées.

*Un seul ensemble de diagrammes déformations-contraintes est alors utilisé pour l'analyse structurale comme pour la vérification de sections, ce qui effectivement plus cohérent et rationnel. Les diagrammes particuliers prévus pour le béton (parabole-rectangle, bilinéaire) sont à laisser de côté. Dans ce cas l'analyse structurale peut s'effectuer avec une vérification en simultanée des sections dans le processus de calcul. Ceci a l'avantage de permettre la fusion des deux étapes de la justification et la "charge de ruine" de calcul peut alors être directement obtenue.*

## 7.3 - Méthode générale d'analyse non-linéaire de l'Eurocode 2 partie 2

Cette méthode est décrite aux clauses [EC2-2 5.7(105)] et [EC2-2 Ann.PP].

Utilisable au premier ordre comme au second ordre elle est fondée sur deux points principaux :

- une utilisation de diagrammes déformations-contraintes des matériaux spécifiques,
- un format de sécurité défini par l'emploi d'un coefficient de sécurité global appliqué à une situation de ruine de calcul constatée.

### 7.3.1 - Lois de comportement des matériaux

Les coefficients partiels des matériaux sont modifiés, d'une part pour avoir des lois de comportement des matériaux plus proche de leur comportement physique, et d'autre part en les ajustant, pour obtenir une sécurité plus homogène entre le béton et l'acier. Ceci donne des matériaux un peu plus performants que ceux obtenus avec le niveau de sécurité usuellement retenu. Ces lois sont utilisées ensuite pour l'analyse structurale, c'est à dire pour l'obtention des sollicitations et aussi pour la détermination des résistances des sections.

Les diagrammes contraintes-déformations pour le béton et pour l'acier sont décrits par les figures suivantes et les valeurs des variables qui les caractérisent données en accompagnement.

*On peut noter qu'à la place des contraintes de calcul  $f_{cd}$  et  $f_{vd}$  ce sont leurs valeurs multipliées par le même facteur  $1,1 \gamma_S$  qui sont utilisées dans les nouveaux diagrammes.*

#### 7.3.1.a) Loi de comportement du béton

C'est une loi de type Sargin, illustrée par la figure suivante :

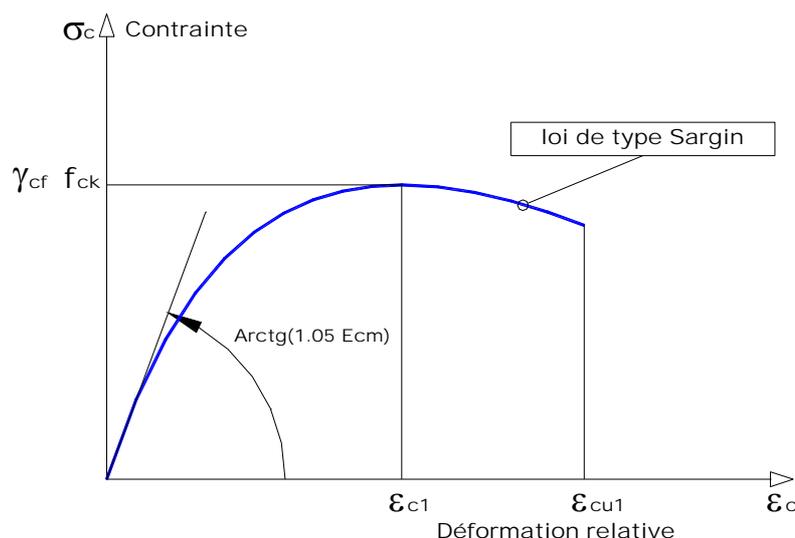


Fig./Tab.7.(3) : Loi de comportement du béton avec caractéristiques rehaussées

et dont l'équation s'écrit :

$$\sigma_c = \gamma_{cf} f_{ck} \left[ \frac{k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2}{1 + (k-2) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)} \right]$$

où

$\varepsilon_c$  déformation relative en compression du béton

$$k = \frac{1,05 E_{cm} |\varepsilon_{cl}|}{\gamma_{cf} f_{ck}}$$

$\varepsilon_{cl}(0/00) = \min(0,7(f_{ck} + 8)^{0,31}; 2,8)$  déformation relative au pic de contrainte

$$\varepsilon_{cul}(0/00) = \left. \begin{cases} 3,5 \text{ pour } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2,8 + 27 \left[ \frac{98 - (f_{ck} + 8)}{100} \right]^4 \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases} \right\} \text{ déformation relative ultime}$$

$\gamma_{cf} f_{ck} = 1,1 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} f_{ck} \approx 0,85 f_{ck}$  valeur de calcul de résistance en compression du béton

$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$  module d'élasticité sécant du béton

### 7.3.1.b) Lois de comportement des aciers de béton armé

C'est le diagramme bilinéaire avec raffermissement défini par les paramètres  $1,1 \times f_{yk}$  et  $1,1 \times k \times f_{yk}$  comme illustré dans la figure suivante :

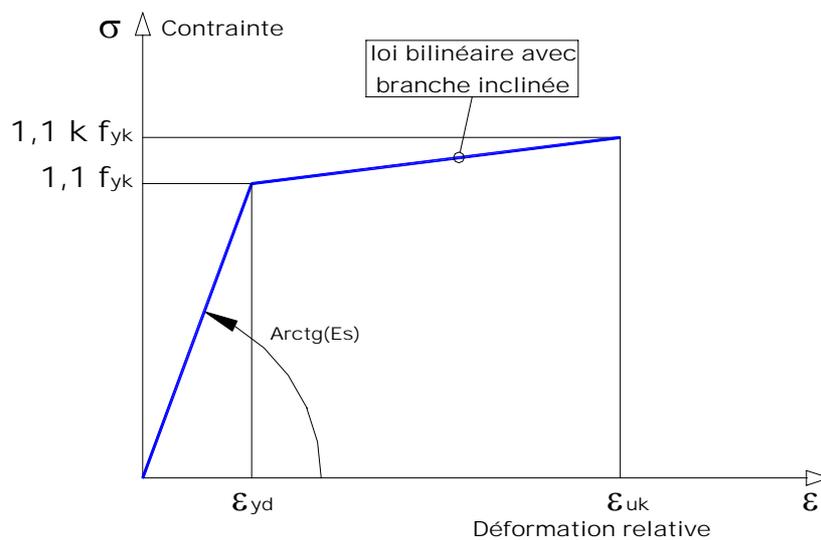


Fig./Tab.7.(4) : Lois de comportement des aciers de béton armé

Elle est bâtie avec les valeurs limites définissant les deux branches  $(\varepsilon, \sigma)$  :

- Branche élastique  $\left( \varepsilon_{yd} = \frac{1,1f_{yk}}{E_s} ; 1,1f_{yk} \right)$
- Branche supérieure inclinée  $(\varepsilon_{uk} ; 1,1k f_{yk})$

avec

$\varepsilon_{uk}$  valeur de déformation relative sous charge maximale

$k$  valeur minimale de  $(f_t / f_y)_k$

pour la classe B  $\varepsilon_{uk} \geq 5,0\%$  et  $1,08 \leq k$

pour la classe C  $\varepsilon_{uk} \geq 7,5\%$  et  $1,15 \leq k < 1,35$

### 7.3.1.c) Lois de comportement des aciers de précontrainte

De façon analogue c'est un diagramme bilinéaire avec raffermissement défini par les paramètres  $1,1 \times f_{p0,1k}$  et  $1,1 \times f_{pk}$  qui est à utiliser.

## 7.3.2 - Principe et format de sécurité

Les calculs à effectuer pour une structure sont faits de manière tout à fait classique. La seule particularité consiste à incrémenter de façon proportionnelle les charges des combinaisons ELU (appelées charges de projet), jusqu'à atteindre la ruine de calcul de la structure. Le nouveau format de sécurité consiste alors à fixer une marge par rapport à ce niveau "ultime" des charges  $q_{ud}$  par l'intermédiaire d'un coefficient de sécurité global. La structure est considérée comme bien dimensionnée si ce niveau réduit de charges donne bien des sollicitations enveloppes de celles obtenues avec les charges de projet.

Le critère de vérification est illustré par les trois inégalités symboliques données dans [EC2-2 5.7(105)], (5.102 aN), (5.102bN) et 5.102cN). Les trois formes d'écriture proviennent simplement de la façon plus ou moins explicite de prendre en compte les divers coefficients partiels liés aux incertitudes de modèle.

En pratique, les valeurs des coefficients partiels, utilisées dans la plupart des cas pour les actions et les matériaux, sont fournies sous leur forme  $(\gamma_F$  et  $\gamma_M)$ . De ce fait elles contiennent déjà les coefficients partiels qui couvrent les incertitudes de modèle liées aux actions et aux résistances [EC0 6.3(6.2b) et (6.6b)]. Le critère général de vérification  $E_d \leq R_d$  [EC0 6.4.2(6.8)] s'exprime alors sous la forme de l'expression (5.102bN) rappelée ci-dessous :

$$\overbrace{E(\gamma_G G + \gamma_Q Q)}^{\text{effet des actions}} \leq \overbrace{R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right)}^{\text{résistance symbolique correspondante}} \quad \text{Inégalité (5.102b)}$$

*L'attention du projeteur est attirée sur le fait que le critère général de vérification  $E_d \leq R_d$  ne reflète pas exactement le format de vérification dans le cas d'un flambement. Ceci a d'ailleurs été signalé par l'Eurocode 0 [EC0 6.4.2(3)P]. Il faut prendre, dans ce cas, au sens large, le terme "résistance" et le symbole qui lui est associé R comme représentant les sollicitations qui correspondent à un niveau de chargement donné ; l'Eurocode 2 partie 2 le choisit comme étant égal à celui de la charge de ruine de calcul réduit par un coefficient de 1,27.*

Des trois critères de vérification proposés par l'Eurocode 2 partie 2 le présent guide n'en adopte donc qu'un seul, le plus simple et le plus pratique car il ne fait pas intervenir les coefficients partiels pour incertitudes de modèle (c'est d'ailleurs aussi, ce qui est utilisé dans la méthode générale de l'Eurocode 2 partie 1-1). Pour plus de détails et d'explications concernant le choix de la "bonne" inéquation le projeteur se reportera à l'Annexe VI.

### 7.3.3 - Application pratique de la méthode

On commence par déterminer les imperfections géométriques initiales à partir des premiers modes de flambement élastique et par déterminer les cas de charges significatifs dans le plan de flambement considéré (voir l'exemple d'un arc donné en [Annexe II]). Dans le cas d'éléments verticaux, les imperfections géométriques peuvent être représentées par une inclinaison [EC2-2 5.2 (105)]. Dans le cas d'éléments isolés, il peut être pratique d'utiliser une excentricité ou une charge transversale calculée à partir de l'inclinaison précédente [EC2-1-1 5.2(7)].

Le processus de calcul des sollicitations et de vérification de la structure peut ensuite s'effectuer (pour simplifier on présente l'étude à partir de l'état de la structure terminé sous charges permanentes, obtenu de manière classique, tout fluage effectué).

#### 7.3.3.a) Modalités d'incrémentation des charges

L'Eurocode 2 ne donne pas d'indications complètes sur la manière d'incrémenter les charges. Il est seulement dit que le niveau des charges sera augmenté à partir de leurs valeurs de service pour atteindre celui de la combinaison fondamentale ELU de résistance dans un même pas de calcul. Le processus d'incrémentation se poursuivra jusqu'à atteindre la résistance ultime d'une zone ou la rupture globale de la structure [EC2-2 5.7(105) note 1].

Les points de passage obligés sont par contre parfaitement identifiés, à savoir :

- la situation sous charges permanentes  $G$  (représentant  $G_{\min}$  ou  $G_{\max}$ ) qui est un état de référence obtenu à la suite d'un calcul détaillé approprié, prenant en compte tous les effets du fluage ;
- la situation en service  $G + Q$  ( $Q$  représentant symboliquement l'ensemble des charges variables intervenant dans la combinaison fondamentale ELU de résistance) ;
- la situation sous combinaison fondamentale ELU  $[\gamma_G G + \gamma_Q Q]$  (qu'on a appelé charge de projet pour simplifier) ;
- et enfin la situation de ruine de calcul obtenue avec la charge de projet majorée par un facteur multiplicateur.

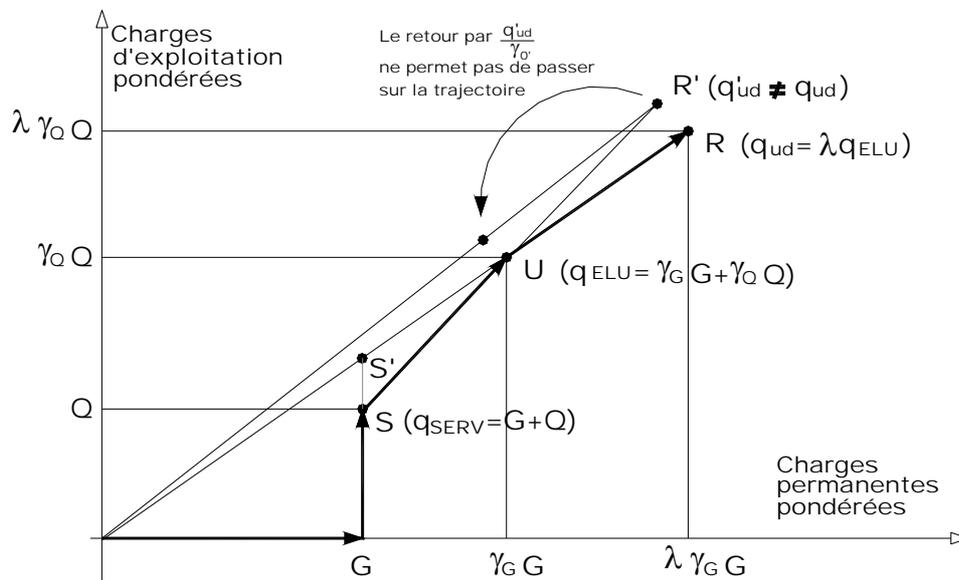


Fig./Tab.7.(5) : Illustration de l'évolution des charges

On s'aperçoit sur un graphique illustrant l'évolution des charges, que dans le cas général, avec des valeurs de  $\gamma_G$  et  $\gamma_Q$  différentes, les points S (pour service), U (pour ultime) et R (pour ruine) ne sont pas alignés et donc que les pas d'incrément doivent être différents entre S et U d'une part et entre U et R d'autre part.

Un incrément de charge entre S et U peut s'écrire  $\alpha_i [(\gamma_G - 1)G + (\gamma_Q - 1)Q]$ , avec  $\sum \alpha_i$  valant 1.

Un incrément de charge entre U et R peut s'écrire  $\beta_i [(\gamma_G)G + (\gamma_Q)Q]$ , avec  $1 + \sum \beta_i = \lambda$ .

*La poursuite de l'incrément des charges à partir de la charge de projet peut à priori se faire de différentes façons. On pourrait, par exemple, continuer avec le même pas utilisé pour passer de la situation en service à l'ELU de résistance ou même n'incrémenter que les charges non-permanentes, ce qui constitue une option radicalement différente. Mais ces options différentes ne permettent pas d'exprimer la charge de ruine comme étant proportionnelle à la charge de projet  $q_{ud} = \lambda q_{ELU}$ ; ce dernier choix a été retenu par l'Eurocode 2 pour exprimer le niveau de sécurité.*

*La ruine est atteinte à partir d'incrément de charge et il est généralement impossible de dépasser le pic de contrainte de la loi de Sargin. Mais si le calcul est fait avec un logiciel permettant de dépasser ce pic, l'état de ruine obtenu peut être différent. Cette distinction a peu d'incidence sur le flambement des structures isostatiques. En revanche, cela peut être important pour les calculs de redistribution d'efforts, où une augmentation de la capacité de rotation des sections augmente les possibilités de redistribuer. Les cas concernés par ces différences sont cependant assez rares.*

*Lorsqu'on ne sait pas a priori si G a un effet favorable ou défavorable vis-à-vis du flambement, deux calculs sont à faire, l'un avec  $\gamma_G = 1$  et l'autre avec  $\gamma_G = 1,35$ , associé à  $G_{min}$  et  $G_{max}$  respectivement. Les incréments de charges sont alors à adapter en conséquence.*

### 7.3.3.b) Analyse des résultats

Si l'on représente dans un repère à deux dimensions, l'évolution des sollicitations (N, M) d'une section transversale de la structure en fonction de la charge appliquée et si on y rajoute le domaine de résistance (a) de la section d'étude, construite avec les mêmes lois de comportement des matériaux utilisées pour l'analyse structurale, on trouve en général la figure suivante :

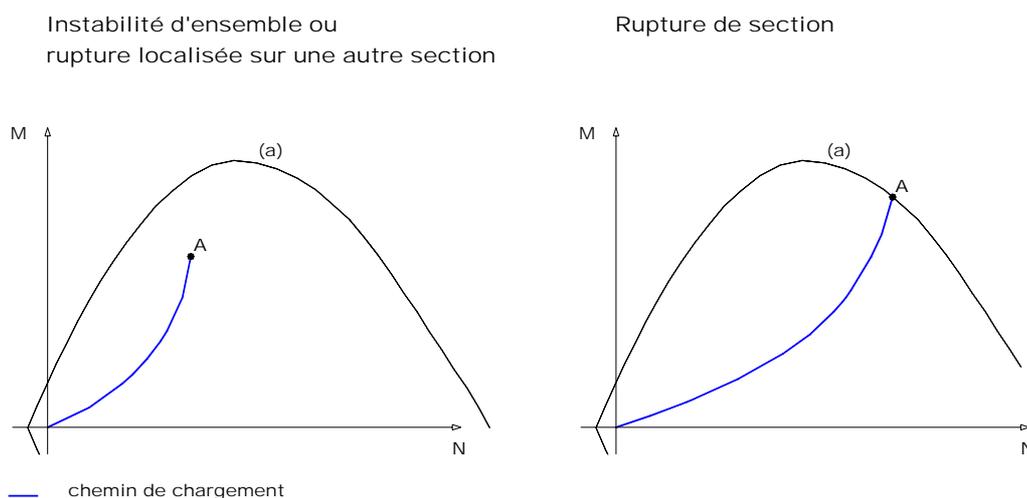


Fig./Tab.7.(6) : Cheminement des sollicitations (N, M) en fonction des chargements successifs jusqu'au point A ( $N_A, M_A$ ) obtenu avec la charge de ruine et courbe d'interaction (a) d'une section.

On constate que la courbe (N, M) se termine à l'arrêt des calculs, en un point A, situé en général à l'intérieur du domaine de résistance de la section étudiée. Mais elle peut aussi bien se terminer avec un point A se trouvant sur la courbe (a).

Entre-temps, cette courbe est passée successivement par les points  $(N_s, M_s)$  de la situation en service et  $(N_{ELU}, M_{ELU})$  de la situation aux ELU de calcul.

Quand le point A se trouve sur la courbe (a), la ruine de calcul de la structure s'est produite par rupture locale dans la section étudiée. Cette section est la section critique et sa résistance limite a été atteinte.

*L'identification de la section critique dans laquelle la ruine locale se produit constitue une des difficultés d'application de la méthode.*

Quand le point A se situe à l'intérieur du domaine délimité par la courbe (a), il y a alors deux cas de figure :

- soit c'est encore une rupture localisée mais qui s'est produite dans une autre section que celle étudiée : pour cette section, qui n'est pas la plus sollicitée, les sollicitations obtenues lors de l'arrêt des calculs sont évidemment éloignées de son domaine de résistance ;
- soit c'est une instabilité d'ensemble de la structure, et dans ce cas, on peut vérifier que tous les points A de toutes les sections qu'on étudie se retrouvent à l'intérieur de toutes les courbes (a) associées. Ce critère sera d'ailleurs le seul moyen pour identifier le mode de rupture de la structure par instabilité d'ensemble.

*En fait on peut savoir qu'il y a eu instabilité d'ensemble quand on est **certain** d'avoir fait l'étude de la section critique et que son point A se trouve à l'intérieur de sa courbe (a).*

### 7.3.3.c) Vérification de la sécurité

Avec l'application du critère (5.102b) préconisée par le guide la mise en œuvre de la vérification de la sécurité est largement simplifiée.

La vérification de la sécurité est assurée dès lors que  $\lambda \geq \gamma_{O'}$ .

Ceci est illustré dans la figure ci-dessous où est représentée l'évolution du paramètre déterminant (en général le moment de flexion) en fonction du niveau de chargement.

Le chemin de chargement passe par les points S (obtenu avec la charge de service), U (obtenu avec la charge de projet) et se termine en un point A obtenu avec la charge  $q_{ud}$ , charge maximale atteinte et appelée charge de ruine de calcul. La vérification de la sécurité est satisfaite si le point D obtenu avec le chargement  $q_{ud} / \gamma_{O'}$  est situé sur le chemin de chargement au delà du point U obtenu avec la charge de projet.

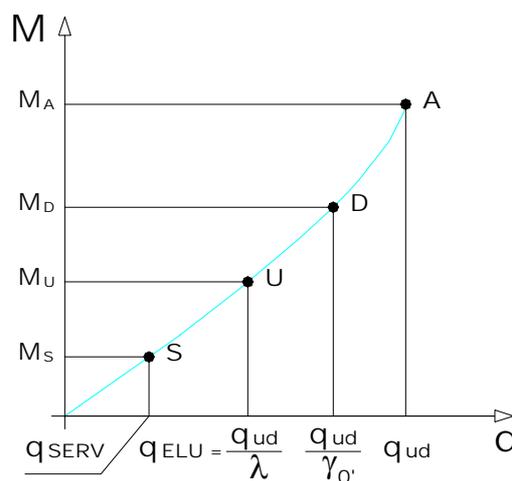


Fig./Tab.7.(7) : Vérification de la sécurité – Combinaison  $(q, M)$

## 7.4 - Synthèse et comparaison des différentes méthodes

Les deux méthodes simplifiées présentées de manière détaillée en [Annexe VI], sont basées sur l'estimation d'une courbure  $1/r$  ou sur l'estimation d'une rigidité nominale  $EI$  et donnent des résultats sécuritaires par

rapport aux deux méthodes générales. Leur champ d'application est restreint, essentiellement les éléments isolés de section et de ferrailage constants. Elles permettent néanmoins de traiter des éléments relativement élancés et sont utiles pour valider rapidement un ferrailage minimum ou une structure en phase de projet. Elles sont cependant très sécuritaires et il est recommandé d'utiliser la méthode générale de l'Eurocode 2 partie 1-1 dans le cas d'une structure très élancée pour obtenir des sollicitations plus réalistes afin de mieux optimiser la matière à mettre en place (sections d'armatures et incidence sur le dimensionnement des fondations d'une pile par exemple).

La méthode générale de l'Eurocode 2 partie 1-1 est d'application tout à fait similaire aux règles antérieures et n'appelle donc pas de remarques particulières. On rappelle qu'elle offre une meilleure alternative en suggérant d'utiliser le même ensemble de diagrammes déformations-contraintes pour l'analyse et pour la vérification des sections. Ceci constitue une vraie simplification par rapport aux règles antérieures.

L'Eurocode 2 offre la méthode générale de la partie 2 comme une alternative à la méthode générale de la partie 1-1. Son utilisation présente deux intérêts principaux :

- le premier intérêt est de mettre en évidence la marge de sécurité qui existe entre la charge de projet (charge de la combinaison fondamentale ELU de résistance) et la charge qui conduit à la ruine de calcul de la structure. En effet la méthode conduit à obtenir un dépassement de la charge de projet pour obtenir la ruine. Le niveau de sécurité voulu est ensuite défini par rapport à cette charge de ruine et est fixé au départ par la méthode ;
- le second intérêt de la méthode est qu'elle permet de savoir si la structure atteint la ruine de calcul par rupture d'une section ou par instabilité d'ensemble. Cette connaissance peut être utile pour orienter son redimensionnement, localement, s'il s'agit d'une rupture de section (renforcement du ferrailage par exemple) ou de façon plus globale, s'il s'agit d'un problème de flambement (action sur l'élancement de la structure).

La méthode générale de l'Eurocode 2 partie 2 est du même niveau de complexité théorique que la méthode générale de l'Eurocode 2 partie 1-1. Elle nécessite des modalités pratiques d'application peut être un peu plus élaborées. Mais elle permet certainement une analyse plus fine dans les cas d'instabilité d'ensemble.

En conclusion on peut a priori utiliser la méthode générale de l'Eurocode 2 partie 1-1 qui est bien connue et il est proposé qu'on fasse appel à la méthode générale de l'Eurocode 2 partie 2 dans les cas où les informations supplémentaires apportées par cette méthode sont utiles au projeteur. En tout état de cause, il est suggéré que la méthode qui serait appropriée soit précisée dans les clauses techniques des marchés pour tout projet particulier.

# Chapitre 7

## Justification aux ELS



Les justifications aux ELS visent à assurer à toute structure l'aptitude au service requise pendant la durée d'utilisation de projet choisie. Elles contribuent aussi à la protection vis-à-vis des dommages pouvant nuire à la durabilité de la structure.

Dans leur principe, les principales règles de justification d'une structure aux états limites de service selon l'Eurocode 2 sont proches de celles utilisées précédemment en France : limitation des contraintes, maîtrise de la fissuration dans les zones tendues et/ou cisailées et limitation des déformations.

La principale nouveauté réside dans l'expression de la maîtrise de la fissuration : au lieu d'une limitation de contrainte des aciers adhérents, elle se fait par un calcul conventionnel d'ouvertures de fissures. Cela permet une approche unifiée entre béton armé et béton précontraint.

De plus l'Eurocode 2 partie 2 donne une méthode pour maîtriser la fissuration provoquée par le cisaillement dans les âmes pour les cas où cette vérification est nécessaire.

Dans le cas des ponts routiers en béton la limitation des déformations est en général non-dimensionnante. Ne seront donc abordés dans ce guide que les deux aspects limitation des contraintes et maîtrise de la fissuration. On se reportera à l'Annexe VII pour des exemples de calcul détaillés.

Enfin, l'application des règles antérieures permettait un dimensionnement de la précontrainte grâce à une définition précise de trois classes de justification. Avec l'Eurocode 2 la situation est plus floue, et il a paru nécessaire de donner quelques indications sur le sujet au projeteur.

*L'Eurocode 2 donne des conditions minimales à respecter. Certaines peuvent se traduire par des conditions sur la précontrainte, d'autres non. Mais la définition de la précontrainte est l'affaire du concepteur et une bonne conception n'est pas nécessairement celle qui colle le plus près aux limites fixées par l'Eurocode.*

## 1 - Limitation des contraintes

### 1.1 - Contrainte de compression dans le béton

#### 1.1.1 - En service

Il est recommandé de limiter la contrainte de compression dans le béton à  $0,45 f_{ck}$  sous combinaison quasi-permanente des charges pour, principalement, limiter les effets du fluage (flèches excessives, effets hyperstatiques importants...). Ceci permet alors d'utiliser les modèles de fluage linéaire [EC2-1-1 3.1.4(4)], [EC2-1-1 7.2(3)]. Dans le cas contraire, il convient de considérer un fluage non-linéaire.

En l'absence de confinement, la contrainte de compression dans le béton doit être limitée à  $0,6 f_{ck}$  sous combinaison caractéristique dans les parties exposées à des environnements de classe XD, XF et XS [EC2-2 7.2(102)].

*En général, on appliquera également cette limitation à l'ensemble des structures d'ouvrages d'art indépendamment de la classe d'environnement. Rappelons que cette limitation permet de se dispenser d'une vérification à la fatigue du béton comprimé [EC2-1-1/AN].*

#### 1.1.2 - En construction

Dans le même esprit la contrainte de compression dans le béton doit être limitée à  $0,45 f_{ck}(t)$  en phase de construction [EC2-1-1 3.1.4(4)], [EC2-1-1 5.10.2.2(5)].

*La clause 5.10.2.2(5) précise que le fluage non-linéaire doit être pris en compte si la contrainte de compression dépasse de façon permanente  $0,45 f_{ck}(t)$ . Au moment de la mise en tension d'un câble, on peut donc admettre un dépassement temporaire de cette valeur. La valeur maximale de compression admissible est précisée ci-après.*

La contrainte de compression dans le béton doit être limitée à  $0,6 f_{ck}(t)$ . Pour la prétension, on peut admettre de monter à  $0,7 f_{ck}(t)$  sous réserve de justifications par essais ou par l'expérience que la fissuration longitudinale est évitée [EC2-1-1 5.10.2.2(5)].

*Cette limitation doit être appliquée indépendamment de la classe d'environnement.*

## 1.2 - Contrainte de traction dans les armatures

### 1.2.1 - Cas des armatures de béton armé

Les limitations à respecter sont les suivantes [EC2-2 7.2 (5)] :

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \text{ sous combinaison caractéristique}$$

(sauf si la structure est soumise uniquement à des déformations imposées, par exemple dues au retrait gêné, dans ce cas, la limite est portée à  $f_{yk}$ ).

*La valeur de  $0,8 f_{yk}$  est élevée et cette limitation de contrainte dans les aciers passifs sous combinaison caractéristique n'est en général pas dimensionnante.*

### 1.2.2 - Cas de la précontrainte non adhérente

Lorsque toute la précontrainte est non adhérente, la surtension qui se produit dans les aciers de précontrainte aux ELS sous l'effet des charges d'exploitation est négligeable. Les règles sont donc identiques au cas du béton armé.

C'est le cas notamment de la flexion transversale de ponts caissons larges avec précontrainte transversale non adhérente.

### 1.2.3 - Cas de la précontrainte adhérente

$$\sigma_{pm} < 0,8 f_{pk} \text{ sous combinaison caractéristique [EC2-1-1/AN 7.2(5)]}$$

*La pratique française précédente consistait à limiter uniquement la surtension des armatures de précontrainte, indépendamment du niveau de précontrainte sous charges permanentes. L'Eurocode adopte plus logiquement un critère de non-plastification des armatures. Plus les armatures sont tendues sous charges permanentes, plus la surtension autorisée sous charges d'exploitation est faible.*

*Avec la valeur 0,75 recommandée par l'Eurocode 2, ce critère pouvait amener à réduire la tension initiale des câbles, notamment pour des câbles avec peu de pertes instantanées. C'est pour éviter cela que la valeur a été portée à 0,8 dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 1-1.*

## 2 - Maîtrise de la fissuration

### 2.1 - Principe

Le principe adopté par l'Eurocode 2 pour la maîtrise de la fissuration consiste à définir [EC2-2/AN Tab.7.101NF] :

- une valeur limite de l'ouverture calculée des fissures en fonction de la classe d'exposition et de la nature de l'élément considéré (béton armé, béton précontraint à armatures non-adhérentes, ou béton précontraint à armatures adhérentes) ;
- et/ou un critère de vérification de non-décompression ;

qu'il faut ensuite vérifier par le biais d'un calcul d'ouverture de fissures et d'un calcul de contrainte.

### 2.2 Limites d'ouverture de fissure

Ces limites sont les suivantes :

- éléments en béton armé et béton précontraint à armatures non-adhérentes soumis à des classes d'exposition XC , XD ou XS

$w_{\max} < 0,3\text{mm}$  sous combinaison fréquente pour des classes d'exposition XC

$w_{\max} < 0,2\text{mm}$  sous combinaison fréquente pour des classes d'exposition XD ou XS

*Le choix de la combinaison quasi-permanente est bien adaptée au cas des bâtiments, où les charges quasi-permanentes représentent une part importante des charges (les coefficients  $\psi_2$  sont généralement non nuls). En ouvrage d'art, au contraire, les coefficients  $\psi_2$  sont très généralement nuls. La combinaison fréquente apparaît donc comme plus pertinente pour évaluer les ouvertures de fissure, et c'est le choix qui a été fait dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 2.*

*Malgré cette correction, la limitation de l'ouverture de fissure sous charge fréquente ne sera généralement pas dimensionnante pour les classes d'exposition XC. C'est le cas notamment de la flexion transversale des hourdis de ponts mixtes ou de ponts caissons. L'application stricte de cette règle peut conduire à des contraintes relativement élevées sous charges de trafic, et la fatigue des aciers passifs peut alors être dimensionnante. L'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 2 dispense de calcul à la fatigue les structures en béton armé pour lesquelles  $\sigma_s < 300\text{MPa}$  sous combinaison caractéristique. Cette dernière condition sera généralement dimensionnante pour les ouvrages en classe d'exposition XC, tandis que la limitation d'ouverture de fissure pourra être dimensionnante pour les ouvrages en classe d'exposition XD ou XS.*

- éléments en béton précontraint à armatures adhérentes soumis à des classes d'exposition XC

$w_{\max} < 0,2\text{mm}$  sous combinaison fréquente

accompagné d'un contrôle de non-décompression

$\sigma_c > 0$  en zone d'enrobage sous combinaison quasi-permanente

*Il est rappelé qu'une vérification à la fatigue des aciers passifs et de précontrainte est nécessaire pour les structures précontraintes qui sont fissurées sous combinaison fréquente.*

- éléments en béton précontraint à armatures adhérentes soumis à des classes d'environnement XD ou XS

$\sigma_c > 0$  en zone d'enrobage sous combinaison fréquente

*La zone d'enrobage est définie par une distance de 100mm à l'armature de précontrainte adhérente ou à sa gaine. Cette condition n'impose pas un enrobage de 100mm pour les armatures de précontrainte : l'Eurocode demande simplement que le béton situé à moins de 100mm de la gaine, lorsqu'il existe, soit comprimé.*

*Il est rappelé que la non-décompression du béton sous charges fréquentes permet de se dispenser d'un calcul à la fatigue [EC2-2 6.8.1(102)].*

## 2.3 - Méthodes de calcul des ouvertures de fissure

### 2.3.1 - Approche selon l'Eurocode 2

Dans l'Eurocode 2, la maîtrise de la fissuration peut se faire de deux façons :

- méthode "directe" : la maîtrise de la fissuration est considérée comme assurée si la largeur de fissure calculée par la méthode recommandée [EC2-1-1 7.3.4], est inférieure à la valeur limite donnée, et/ou si la règle de non-décompression est vérifiée. Une section minimale d'armatures est par ailleurs exigée [EC2-1-1 Expr.(7.1)] ;
- méthode "simplifiée" : l'Eurocode 2 partie 1-1 donne une méthode simplifiée pour cette vérification en 7.3.3, moyennant un certain nombre d'hypothèses, notamment la présence d'un ferrailage minimal plus important que le strict minimum requis.

Le calcul des contraintes dans les aciers en vue du calcul d'ouverture de fissures est toujours effectué en section fissurée. Les coefficients d'équivalence à utiliser sont donnés au [Chapitre 3 -3.1] de ce guide.

Les deux méthodes sont utilisées et présentées en annexe par l'intermédiaire d'exemples de calcul.

*Signalons que le domaine d'emploi de la méthode simplifiée de l'Eurocode est plus restreint que celui de la méthode directe : pour utiliser la méthode simplifiée, il faut avoir un ferrailage minimum calculé avec les valeurs de  $\sigma_s$  lues dans des tableaux (et pas avec  $f_{yk}$ ), fonction du diamètre ou de l'espacement (distance entre axes) des aciers [EC2-1-1 7.3.3] ; il faut effectuer les corrections données par les formules (7.6N) et (7.7N). Enfin, les tableaux donnent généralement des résultats défavorables par rapport au calcul direct, notamment pour des aciers de gros diamètres pour lesquels les taux de ferrailage effectifs sont bien supérieurs à ceux qui ont été pris en compte dans l'établissement des tableaux.*

*Pour toutes ces raisons, la méthode directe a été privilégiée dans la plupart des exemples de calcul de ce guide, notamment pour les calculs de vérification. L'utilisation des tableaux de la méthode simplifiée de l'Eurocode garde un intérêt en phase de dimensionnement des aciers.*

*La méthode directe de calcul d'ouvertures de fissures présente elle-même un certain nombre de limitations. Elle est adaptée au cas de sections rectangulaires en flexion composée non déviée (c'est sur la base d'essais sur ce type de sections qu'a été fait le calibrage des formules). Par ailleurs, elle n'a pas été calibrée pour la détermination d'ouvertures de fissures dans les pièces épaisses.*

*Se pose alors le problème de la généralisation de ces formules au cas de formes de coffrages plus complexes, au cas de sections en flexion déviée, ou au cas de structures épaisses.*

### 2.3.2 - Approche retenue dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 2

Afin de régler les difficultés signalées dans le paragraphe précédent, il a été proposé dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 2 une autre méthode plus "rustique", mais applicable dans toutes les situations. La méthode proposée est la suivante :

- limitation de l'espacement entre aciers à  $5(c+\phi/2)$ ,
- et limitation de la contrainte dans les aciers passifs à  $1000 w_{\max}$  dans le cas de sections fléchies (c'est-à-dire ayant une face comprimée et une face tendue, sans fissures traversantes), ou à  $600 w_{\max}$  dans le cas de sections entièrement tendues.

Dans ces expressions,  $w_{\max}$  est en mm et la limite de contrainte obtenue est en MPa.

*Cette méthode "rustique" de l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 2 peut être appliquée dans le cas général. Si on désire optimiser le dimensionnement du ferrailage, on peut appliquer les formules du calcul direct lorsque c'est possible, notamment si les sections sont sensiblement rectangulaires par morceaux, ou en flexion faiblement déviée, avec des gammes d'épaisseurs courantes et des ferrailages relativement réguliers.*

*Pour les structures épaisses, pour les structures en flexion déviée, ou pour les structures de forme ou de ferrailage complexe, il est recommandé d'utiliser la méthode "rustique".*

*Note : Le calcul direct peut conduire à des sections d'acier plus importantes ; néanmoins, la méthode "rustique" reste sécuritaire.*

## 2.4 - Ferrailage minimal de fissuration

### 2.4.1 - Principe et application à des sections rectangulaires

Indépendamment du calcul d'ouvertures de fissures, il convient de prévoir un ferrailage minimal dans les zones susceptibles d'être tendues sous combinaison caractéristique. La rédaction de la clause 7.3.2(4) est ambiguë, l'annexe nationale a clarifié l'interprétation :

- pour les ouvrages en béton précontraint par post-tension le ferrailage minimal est requis dans toutes les sections où, sous la combinaison caractéristique de charges et pour la valeur caractéristique de la précontrainte, le béton est tendu (c'est-à-dire  $\sigma < 0$ ) ;
- pour les ouvrages à fils adhérents, aucun ferrailage minimal n'est requis dans les sections où la valeur absolue de la contrainte de traction du béton est inférieure à  $1,5 f_{ct,eff}$ .

Dans une poutre en béton armé, il y a toujours lieu d'appliquer le ferrailage minimal.

Le principe de calcul du ferrailage minimal est énoncé en [EC2-1-1 7.3.2(1)P] : les armatures adhérentes mises en places doivent être capables de reprendre sans plastifier les efforts de traction enfermés dans le béton au moment de la fissuration.

Une modalité d'application est donnée en [EC2-1-1 7.3.2(2)] dans le cas de sections rectangulaires en flexion composée :

$$A_{s,min} \times f_{yk} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(7.1)]$$

*De façon générale, il convient de prendre  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  [EC2-2 7.3.2(102)]. Toutefois, lorsque l'on est certain que la fissuration se produira uniquement au jeune âge (cas d'une poutre soumise uniquement à des déformations gênées par exemple), il est possible de prendre une valeur réduite  $f_{ct,eff} = f_{ctm}(t)$ , sans toutefois descendre en-dessous de 2,9 MPa [EC2-2 7.3.2(105)].*

La valeur de  $k_c$  a été calibrée par rapport au principe général énoncé ci-dessus. La valeur est exacte dans le cas de la traction simple et de la flexion simple, et elle est sécuritaire dans les cas de flexion composée.

Dans le cas d'une section rectangulaire en flexion simple,  $k_c$  vaut 0,4. Le ferrailage minimal vaut donc :

$$A_{s,min} = 0,4 \times f_{ctm} \times 0,5 \times b \times h / f_{yk}$$

Soit, avec  $d = 0,9 h$  :

$$A_{s,min} = 0,23 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b \times d$$

*Ce ferrailage est légèrement plus faible que le ferrailage minimum donné pour les poutres en [EC2-1-1 9.2.1.1(1)] (coefficient 0,23 au lieu de 0,26). Il s'agit dans les deux cas d'un ferrailage minimum basé sur les mêmes principes. Pour clarifier cela, l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 1-1 a précisé que le ferrailage de la section 9 était applicable pour les éléments en béton armé, et que celui de la section 7 était applicable pour les éléments en béton précontraint.*

La formule donnée dans l'Eurocode 2 contient un terme supplémentaire (coefficient k). Sa valeur doit généralement être prise égale à 1,0, sauf pour les pièces larges ou hautes soumises uniquement à des déformations imposées (voir exemple d'application en annexe).

Signalons enfin que l'expression (7.1) est écrite dans l'Eurocode 2 partie 1-1 de façon plus générale avec  $\sigma_s$  au lieu de  $f_{yk}$ . Cela est dû au fait que cette expression peut également être lue à l'envers, pour calculer une contrainte :

$$\sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,ef} \times f \times \frac{A_{ct}}{A_s}$$

Ce calcul permet d'estimer la contrainte dans les aciers passifs d'une pièce fissurée soumise à des déformations imposées. Un exemple d'utilisation est donné en annexe.

*C'est donc bien la valeur  $\sigma_s = f_{yk}$  qui doit être utilisée pour calculer le ferrailage minimum. Ce point a d'ailleurs été clarifié par l'annexe nationale. Ce n'est que lorsqu'on souhaite utiliser les tableaux de la méthode indirecte (7.3.3) qu'il convient d'adopter une valeur plus faible de  $\sigma_s$ , pour se conformer aux hypothèses selon lesquelles ont été établis ces tableaux.*

## 2.4.2 - Généralisation à des sections quelconques

L'Eurocode 2 indique comment généraliser le calcul du ferrailage minimum à des sections rectangulaires par morceaux (en pratique : sections en caisson ou en T). Le principe est le suivant :

- on découpe la section en éléments rectangulaires qui sont soit des hourdis, soit des âmes ; les modalités de découpage sont indiquées en [EC2-2 7.3.2 fig.7.101] ;
- on détermine le moment de fissuration  $M_{fiss}$ , c'est-à-dire le moment créant une contrainte de traction  $f_{ctm}$  en fibre extrême, en supposant l'effort normal extérieur global N inchangé (dans une poutre précontrainte, on prendra généralement  $N = P_{k,inf}$ ) ;

*Pour une section où N et M varient tous les deux (cas d'un poteau par exemple), il peut être plus sécuritaire de déterminer les sollicitations de fissuration en considérant un point de passage de la résultante des contraintes normales identique à celui de la sollicitation de service la plus défavorable.*

- on construit le diagramme de contrainte dans la section sous ce couple (N,  $M_{fiss}$ ) ;
- dans un élément de type âme, on calcule le ferrailage minimal selon la formule générale en prenant  $\sigma_c$  égal à la contrainte au centre de gravité de l'âme ;
- dans un élément de type hourdis, le ferrailage minimal est obtenu par la relation :

$$A_{s,min} f_{yk} = \max[0,9kF_{cr}; 0,5k f_{ctm} A_{ct}]$$

*La première condition revient à équilibrer 90% de l'effort de traction dans la membrure avant fissuration ; on considère de façon forfaitaire que les 10% restants repassent dans les âmes par changement du bras de levier. La seconde condition assure un ferrailage minimal des membrures permettant d'équilibrer un moment "local" de fissuration (une face tendue à  $f_{ctm}$  et une face à contrainte nulle).*

*La généralisation du calcul du ferrailage minimum à des sections quelconques peut se faire en revenant au principe énoncé en [EC2-1-1 7.3.2(1)P] : on vérifie que sous les sollicitations de fissuration, les aciers mis en place ne plastifient pas.*

## 2.5 - Maîtrise de la fissuration provoquée par cisaillement

L'Eurocode 2 partie 1-1 ne prévoit pas de vérifications spécifiques de la résistance au cisaillement aux ELS, elle est supposée assurée par des dispositions constructives [EC2-1-1 7.3.3(5)].

En revanche, l'Eurocode 2 partie 2 prévoit dans la clause [EC2-2 7.3.1(110)] un renvoi à une annexe QQ (informative, rendue normative par l'annexe nationale) qui donne une méthode permettant, dans le cas où ce serait nécessaire, d'éviter la fissuration provoquée par cisaillement. Elle concerne essentiellement les âmes des ouvrages en béton précontraint et ne s'applique pas en général aux sections en béton armé.

*La fissuration des âmes est admise pour les sections en béton armé, mais elle ne doit pas être excessive. Pour cela, il convient soit de faire des vérifications explicites d'ouverture de fissure et de fatigue à l'effort tranchant, soit d'adopter des inclinaisons "raisonnables" des bielles à l'ELU de résistance, ne s'écartant pas trop de l'orientation naturelle des fissures en service (soit 45° dans les cas courants). La réglementation française antérieure imposait des bielles à 45° sans autre vérification. Une limite inférieure correspondant à  $\cot\theta = 1,5$  a été proposée dans l'annexe nationale [EC2-2/AN 6.8.1(102)] [Chapitre 6 -2.2.2].*

## 2.5.1 - Principe

Le principe retenu dans l'annexe QQ consiste à déterminer la plus grande contrainte principale de traction dans le béton et de vérifier qu'elle est inférieure en valeur absolue à une résistance à la traction du béton à déterminer en fonction des contraintes appliquées, pour assurer la non-fissuration sous cisaillement.

*Il va de soi que la vérification ci-dessus doit se faire avec l'ensemble des contraintes provoquées par les efforts de flexion, tranchants et de torsion concomitants. La vérification est à faire sur toute la hauteur des âmes, soit en général au niveau du centre de gravité et du gousset côté de la membrure tendue.*

*Bien que le texte ne le précise pas, la justification est à faire sous combinaison caractéristique.*

## 2.5.2 - Critère de non-fissuration

Le critère compare la plus grande contrainte principale de traction  $\sigma_1$  à  $f_{ctb}$ , résistance à la traction du béton au niveau des âmes, dans un état de contrainte biaxiale avant fissuration, et donnée par l'expression :

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) \times f_{ctk;0,05} \quad [\text{EC2-2 Expr.}(QQ.101)]$$

où :  $\sigma_3$  est la plus grande contrainte principale de compression (valeur positive)

$f_{ck}$  est la résistance caractéristique à la compression du béton

$f_{ctk;0,05}$  est le fractile 5% de la résistance à la traction du béton

Dans les cas courants où l'on n'a pas de compression biaxiale (pas de précontrainte verticale dans des âmes par exemple) l'état de contrainte est caractérisé par le tenseur :

$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau \\ \tau & 0 \end{pmatrix}$$

Les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  se calculent alors par les expressions :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

*Les expressions ci-dessus sont applicables si  $\sigma_x \geq 0$ . Lorsqu'une vérification est nécessaire en un point où  $\sigma_x < 0$ , il est loisible de calculer  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  en prenant  $\sigma_x = 0$  ; la vérification s'écrit alors :*

$$\tau \leq f_{ctb}, \text{ soit } \tau \leq \frac{f_{ctk;0,05}}{1 + 0,8 \frac{f_{ctk;0,05}}{f_{ck}}}$$

*Cela revient à maîtriser la fissuration des âmes sous sollicitations tangentes indépendamment de la traction longitudinale, qui est elle équilibrée directement par les armatures longitudinales. Ce n'est pas dit explicitement dans l'annexe QQ, mais on retrouve ce principe dans d'autres annexes (annexe F notamment), ainsi que dans la pratique française antérieure (BPEL).*

Si le critère  $\sigma_1 > -f_{ctb}$  est vérifié ( $\sigma_1$  plus grande contrainte principale de traction), alors la section n'est pas fissurée sous sollicitation tangente. Aucun ferrailage d'effort tranchant n'est à prévoir aux ELS hormis le ferrailage minimum.

Si le critère n'est pas vérifié, l'annexe QQ demande qu'on maîtrise la fissuration des âmes selon les méthodes prévues en [EC2-1-1 7.3.3] ou [EC2-1-1 7.3.4] et [EC2-1-1 7.3.1] en tenant compte de la déviation entre la direction de la contrainte principale et les directions des armatures. Toutefois, la référence à ces clauses ne donne aucune indication pratique pour effectuer le calcul complet d'ouverture de fissure.

Il paraît donc très souhaitable de dimensionner les âmes pour qu'elles ne soient pas fissurées aux ELS.

*Par ailleurs, le fait d'avoir des âmes trop minces peut poser d'autres problèmes (diminution du bras de levier des aciers passifs vis-à-vis de la flexion transversale, difficultés de bétonnage, réduction de la résistance en torsion, etc.). Il convient de tenir compte de ces phénomènes dans le choix des épaisseurs d'âmes, et ne pas se limiter au seul critère aux ELS de l'annexe QQ de l'Eurocode 2 partie 2.*

L'équation (QQ101) peut exprimer la limitation des contraintes de cisaillement d'une autre façon, plus habituelle aux projeteurs :

$$\tau_{adm} = \sqrt{\sigma_x \times \sigma_y - \frac{5f_{ck} \times f_{ctk;0,05} \times (\sigma_x + \sigma_y + f_{ctk;0,05}) \times (4\sigma_x + 4\sigma_y - 5f_{ck})}{(5f_{ck} + 4f_{ctk;0,05})^2}}$$

avec  $\sigma_x$  = contrainte normale longitudinale

$\sigma_y$  = contrainte normale transversale

$\tau_{adm}$  = contrainte tangente admissible.

## 3 - Règles de dimensionnement de la précontrainte

Les justifications données précédemment doivent être utilisées en vérification de structure, mais ne suffisent pas toujours à elles seules à dimensionner la précontrainte de façon satisfaisante.

### 3.1 - Cas des ouvrages coulés en place

La question se pose en particulier pour les structures précontraintes en classe d'environnement XC3 ou XC4, pour lesquelles les tractions dans le béton sous charges fréquentes et caractéristiques ne sont pas limitées. Un dimensionnement de la précontrainte sur la base du seul critère de non-décompression en quasi-permanent conduira à de faibles quantités de précontrainte et à des quantités importantes d'aciers passifs, dimensionnement qui peut s'avérer non économique.

Le projeteur doit donc en général se donner des règles supplémentaires de dimensionnement, en particulier pour les structures de type "poutre" où la précontrainte partielle est peu économique. Ces règles peuvent être les suivantes :

$\sigma_c > 0$  sous combinaison fréquente dans toute la section

ou

$\sigma_c > -f_{ctm}$  sous combinaison caractéristique dans toute la section

*On pourra généralement utiliser uniquement la plus favorable des deux règles ci-dessus.*

*Ces deux règles existent déjà dans l'Eurocode 2, la première dispensant le projeteur de la justification à la fatigue, et la seconde lui permettant un calcul des contraintes en section non fissurée.*

*Ces règles sont à prendre comme des recommandations pour le dimensionnement, sauf bien sûr dans le cas où un fonctionnement de structure en précontrainte partielle serait plus économique.*

*Pour l'application de ces règles, ajoutées en vue de faciliter le dimensionnement du projet, on peut choisir d'utiliser la précontrainte probable.*

### 3.2 - Cas des voussoirs préfabriqués

Les règles de justification aux ELS des voussoirs préfabriqués sont données dans la norme [EN15050 G.2.3.1] : sous combinaison caractéristique et valeurs en fourchette de la précontrainte, la section de béton doit rester entièrement comprimée (précontrainte totale).

### 3.3 - Règles en phases de construction

Les règles données ci-dessus doivent être adaptées pour les phases de construction pour plusieurs raisons : la notion de combinaison fréquente n'existe pas en phases de construction, et les états limites relatifs à la durabilité sont moins pertinents qu'en service, notamment pour les phases de courte durée.

*En revanche, il est rappelé que les ELU doivent être vérifiés à toutes les phases de la construction.*

Il convient donc de définir des règles spécifiques pour les vérifications aux ELS en phases de construction. Ces règles ne sont pas présentées de manière explicite dans l'Eurocode 2 partie 1-1. Par contre, l'Eurocode 2 partie 2 y consacre une section particulière, la section 113.

Le tableau ci-dessous montre comment adapter les règles pour quelques exemples particuliers, en suivant les principes de la section 113 :

Règles aux ELS en service		Règles aux ELS en construction	
$\sigma_c > 0$	sous comb. fréquente	$\sigma_c > -f_{ctm}(t)$	sous comb. Q.P. en situation de construction
$\sigma_c > 0$	sous comb. Q.P.	$\sigma_c > -f_{ctm}(t)$	sous comb. Q.P. en situation de construction
$w_k < 0,2\text{mm}$	sous comb. fréquente	$w_k < 0,2\text{mm}$	sous comb. Q. P. en situation de construction
$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$	sous comb. caractéristique	$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$	sous comb. caract. en situation de construction
$\sigma_c < 0,6 f_{ck}$	sous comb. caractéristique	$\sigma_c < 0,6 f_{ck}(t)$	sous comb. caract. en situation de construction

*Dans le tableau ci-dessus, les limites de contrainte de traction fixées en construction sont à respecter en zone d'enrobage des câbles. En dehors de cette zone, on peut admettre des tractions plus importantes et se contenter d'une vérification d'ouverture de fissure.*

*Il convient de fixer ces règles lors de l'établissement du projet, car elles peuvent avoir une incidence sur le dimensionnement du coffrage et de la précontrainte. Ces règles devront être indiquées dans les documents du marché. On peut choisir pour ces règles d'utiliser la précontrainte probable.*

# Chapitre 8

## Dispositions constructives relatives aux armatures



Le présent chapitre concerne essentiellement la section 8 de l'Eurocode 2 "dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de béton précontraint – généralités" des parties 1-1 et 2. Ce chapitre analyse certaines des dispositions constructives exposées dans cette section 8. Il n'est pas exhaustif et il ne saurait dispenser de la lecture de l'Eurocode.

Les paragraphes 1 à 6 sont consacrés aux barres isolées et le paragraphe 7 aux paquets de barres.

Certains des sujets traités dans la section 8 de l'Eurocode 2 ne sont pas abordés dans ce chapitre. C'est notamment le cas des points suivants :

- Treillis soudés,
- Ancrage d'armatures au moyen de barres soudées,
- Précontrainte.

D'autres parties de l'Eurocode 2 présentent également des dispositions correspondant à des exigences minimales. Celles-ci sont abordées dans les chapitres correspondants du présent guide.

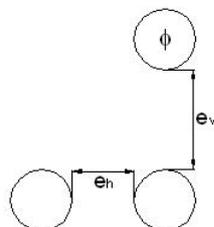
Il est à noter que, conformément à la clause 8.1 de la partie 1-1 de l'Eurocode 2, la section 8 ne traite que des armatures de béton armé à haute adhérence, des treillis soudés et des armatures de précontrainte.

*En ce qui concerne les armatures de béton armé de type "rond lisse", et en l'absence de nouveaux textes sur le sujet, il est loisible de conserver les dispositions constructives exposées dans le BAEL 99 et dans la norme NF A35-027 de janvier 2003.*

Les armatures de béton armé utilisées doivent être conformes à la norme EN 10080.

## 1 - Distance libre entre armatures de béton armé

La distance libre minimale entre barres est la même horizontalement et verticalement.



**$e_h, e_v$  : distances libres horizontale et verticale respectivement**

*Fig./Tab.1.(1) : Distances libres entre barres isolées*

Ces distances libres doivent vérifier :  $e_h, e_v \geq e_{\text{mini}} = \sup \{ \phi ; (d_g + 5\text{mm}) ; 20\text{mm} \}$

avec  $d_g$  dimension du plus gros granulat et  $\phi$  diamètre de la barre

## 2 - Diamètre admissible des mandrins de cintrage pour les barres pliées

### 2.1 - Généralités

Conformément à la clause [EC2-1-1 8.4.1(3)], les coudes et crochets ne contribuent pas aux ancrages des barres comprimées.

Ce chapitre s'applique à toutes les parties de barres **tendues** pliées par cintrage, que ce soit celles :

- des coudes, crochets ou boucles des ancrages des armatures,

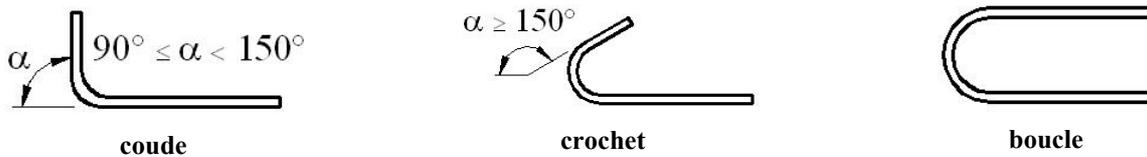


Fig./Tab.2.(1) : Ancrages des armatures

- des coudes des armatures continues pliées (barres relevées et autres barres cintrées),

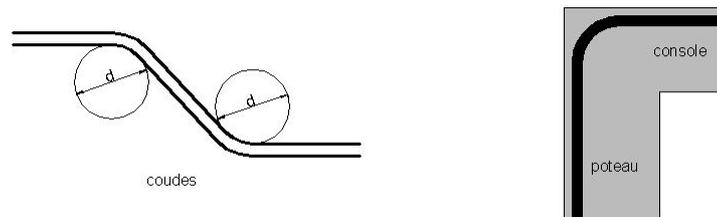


Fig./Tab.2.(2) : Coudes des armatures continues (barres relevées et autres barres cintrées)

- des épingles, des étriers, et des cadres (y compris leurs ancrages).

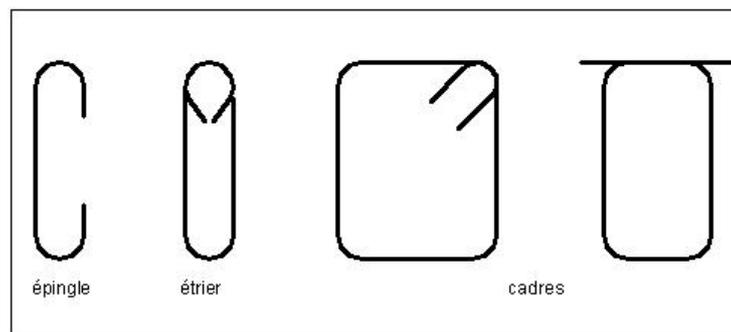


Fig./Tab.2.(3) : Epingles, étriers et cadres

Le diamètre admissible des mandrins de cintrage dépend de deux critères : le non-endommagement des armatures et la non-rupture du béton.

## 2.2 - Critère de non-endommagement des armatures

La clause correspondante est en [EC2-1-1 8.3(2)]

Dans le cas général des barres pliées par cintrage sans armature soudée, le diamètre minimal du mandrin de cintrage vis-à-vis du critère de non endommagement des armatures est donné par le tableau suivant :

$\phi$ : Diamètre de la barre	$\phi_m$ : Diamètre minimal du mandrin
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4 \phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	$7 \phi$

Fig./Tab.2.(4) : Diamètre minimal de mandrin vis-à-vis du non-endommagement des armatures

## 2.3 - Critère de non-rupture du béton

La clause correspondante est en [EC2-1-1 8.3(3)].

Conformément à l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 1-1, **ce critère ne s'applique pas aux cadres, étriers et épingles.**

### • Domaine d'emploi

Pour une barre de diamètre  $\phi$  ce critère doit faire l'objet d'une vérification si l'une au moins des 3 conditions suivantes n'est pas remplie :

- **condition n°1** : L'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas  $5\phi$  au-delà de l'extrémité de la partie courbe
- **condition n°2** : La barre n'est pas disposée près d'une surface et il existe une barre transversale de diamètre supérieur ou égal à  $\phi$  à l'intérieur de la partie courbe
- **condition n°3** : Le diamètre du mandrin est supérieur ou égal aux valeurs recommandées pour le critère de non-endommagement aux armatures.

### • Formule du critère de non-rupture du béton

Le diamètre du mandrin doit vérifier :  $\phi_m \geq F_{bt} \left( \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) \times \frac{1}{f_{cd}}$ ,

avec  $F_{bt}$  l'effort de traction dans une barre dû aux charges ultimes à l'origine de la partie courbe.

$F_{bt} = \alpha \times (f_{yk} / \gamma_s) \times [\pi (\phi / 2)^2]$ , avec  $\alpha$  proportion de l'effort restant à ancrer à partir de l'origine de la partie courbe (la proportion  $(1 - \alpha)$  de l'effort est déjà ancrée avant l'origine de la courbe)

$a_b$  moitié de l'entraxe entre les barres (ou groupe) perpendiculairement au plan de courbure

(si la barre (ou groupe) est proche des parements prendre l'enrobage majoré de  $\phi / 2$ )

$f_{cd}$  borné à la classe C 55/67.

*L'attention est attiré sur le fait qu'en général pour une barre tendue ancrée par courbure une part de l'effort est déjà ancrée à l'origine de la partie courbe. La prise en compte de cet aspect permet de réduire sensiblement la valeur du rayon de mandrin admissible vis-à-vis du critère de non-rupture du béton.*

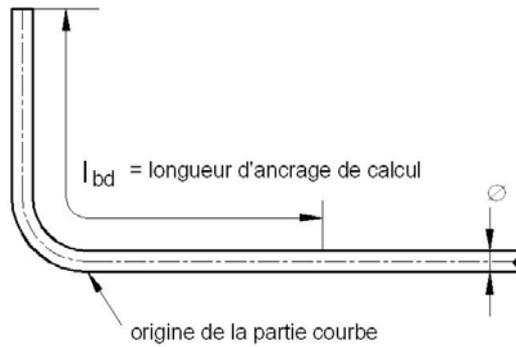


Fig./Tab.2.(5) : Origine de la partie courbe par rapport au début de l'ancrage pour une barre tendue

• **Application aux ancrages par courbure de barres tendues**

Pour les ancrages par courbure de barre tendue, la condition de non-rupture du béton est généralement satisfaite avec un diamètre de mandrin  $\phi_m \geq 10 \phi$ .

Exemple, cas particulier classique :

- entraxe  $\geq 5 \phi$       - enrobage  $\geq 2 \phi$       -  $f_{yk} \leq 500 \text{ MPa}$       -  $f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$
- 25 % des efforts sont déjà ancrés à l'origine de la partie courbe,

$$\phi_m \geq F_{bt} \left( \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) \cdot \frac{1}{f_{cd}} = \{0,75 \times (500 / 1,15) \times [\pi (\phi/2)^2]\} \times \{[2/(5\phi) + 1/(2\phi)] \times 1,5/35\} \approx 10 \phi$$

Le calcul a été fait dans le cas d'une situation non accidentelle avec  $\gamma_c = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$ , le cas accidentel étant ici moins défavorable du fait du rapport  $\gamma_c/\gamma_s$  qui vaut 1,2 en accidentel et 1,3 sinon.

Plus précisément, pour les ancrages par crochet ou coude, le respect des prescriptions suivantes dispense de vérifier la condition de non-rupture du béton :

- Enrobage  $\geq \phi$
- Aciers de classe B500B
- Diamètre de mandrin :  $\phi_m = 10 \phi$
- Longueur d'ancrage en partie droite (avant l'origine de la courbe) supérieure aux valeurs indiquées dans le tableau ci-après.

Entraxe	Classe du béton						
	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75
2 $\phi$	31 $\phi$	25 $\phi$	20 $\phi$	16 $\phi$	13 $\phi$	10 $\phi$	10 $\phi$
3 $\phi$	25 $\phi$	19 $\phi$	14 $\phi$	10 $\phi$	6 $\phi$	3 $\phi$	3 $\phi$
4 $\phi$	21 $\phi$	15 $\phi$	9 $\phi$	5 $\phi$	$\phi$	0	0
5 $\phi$	18 $\phi$	11 $\phi$	6 $\phi$	$\phi$	0	0	0
6 $\phi$	15 $\phi$	8 $\phi$	3 $\phi$	0	0	0	0

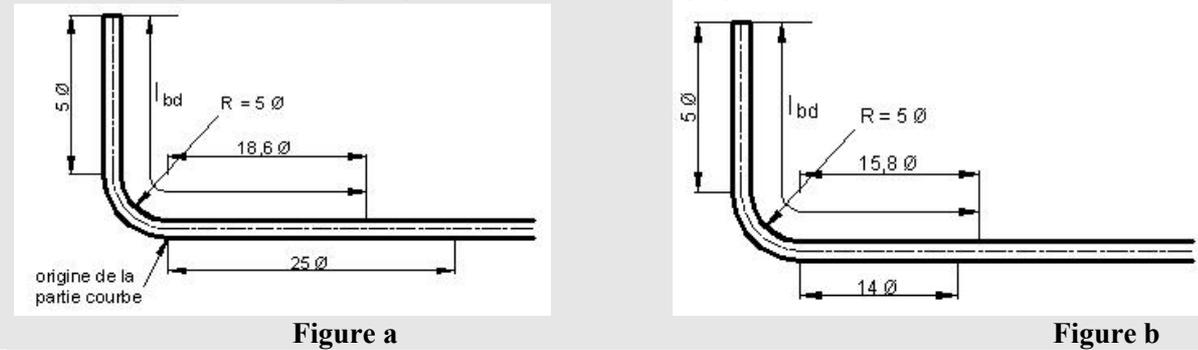
Fig./Tab.2.(6) : Longueur d'ancrage minimale nécessaire en partie droite

Cette longueur d'ancrage en partie droite est une longueur minimale à respecter et ne dispense pas du calcul de la longueur d'ancrage  $l_{bd}$  qui peut donner une longueur d'ancrage en partie droite supérieure à la longueur minimale indiquée dans le tableau ci-dessus, notamment lorsque le calcul est effectué avec la longueur d'ancrage équivalente.

Exemple, pour un coude normal à 90°,  $\phi \leq 32$  mm, béton de classe C35/45, entraxe =  $2\phi$  et  $\phi_m = 10\phi$  (figure a). Avec  $\alpha_1 = 0,7$  et les autres  $\alpha_i$  égaux à 1, le calcul de la longueur d'ancrage  $l_{bd}$  [Chapitre 8 -3] donne :  $l_{bd} = 0,7 \times l_{b,rd} = 0,7 \times 46\phi = 32,2\phi$ , soit une longueur d'ancrage en partie droite de :  $l_{bd} - [5\phi + (\pi/2) \times (\phi_m/2 + \phi/2)] = 18,6\phi$ .

Dans ce cas, c'est la longueur d'ancrage minimale en partie droite  $25\phi$  indiquée dans le tableau [Fig./Tab.2.(6)], nécessitée par la condition de non rupture du béton et le choix  $\phi_m = 10\phi$ , qui prévaut.

Au contraire, pour un entraxe de  $3\phi$  et un béton de classe C40/50 (figure b), le tableau [Fig./Tab.2.(6)] indique une longueur d'ancrage minimale en partie droite de  $14\phi$ . C'est alors le calcul de la longueur d'ancrage  $l_{bd}$ , qui donne une longueur d'ancrage en partie droite de  $15,8\phi$ , qui prévaut.



Cependant, suivant les conditions d'entraxe et la classe du béton, des diamètres de mandrin inférieurs à  $10\phi$  peuvent être obtenus en vérifiant le critère de non-rupture du béton.

- **Application aux coudes des armatures continues**

Pour les déviations par coudes d'armatures continues (barres relevées et autres barres cintrées), la condition de non-rupture du béton est le plus souvent satisfaite (pour les bétons de classe C35/45 ou supérieure) avec un diamètre de mandrin  $\phi_m \geq 15\phi$ .

Entraxe	Classe du béton					
	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75
2φ	22φ	19φ	17φ	15φ	14φ	13φ
3φ	17φ	15φ	13φ	12φ	11φ	10φ
4φ	15φ	13φ	11φ	10φ	9φ	9φ
5φ	13φ	12φ	10φ	9φ	8φ	8φ
6φ	12φ	11φ	9φ	9φ	8φ	7φ

Fig./Tab.2.(7) : Diamètre minimal du mandrin, pour des aciers de classe B500B ou inférieure, en fonction du diamètre  $\phi$  de la barre, pour des coudes d'armatures continues

*Le calcul est ici effectué comme dans l'exemple précédent mais en considérant 100% de l'effort.*

## 3 - Ancrage des armatures longitudinales

### 3.1 - Définitions

La clause [EC2-1-1 8.4] fait intervenir 5 types de longueur d'ancrage.

$l_b$  longueur d'ancrage de référence

*C'est la longueur nécessaire pour ancrer un effort donné par scellement droit pour une barre isolée.*

$l_{b,rqd}$  longueur d'ancrage de référence requise

*C'est la longueur nécessaire pour ancrer l'effort  $A_s \sigma_{sd}$  par scellement droit pour une barre isolée en supposant que la contrainte d'adhérence est constante et égale à  $f_{bd}$ .*

*(avec  $\sigma_{sd}$  contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle l'ancrage est mesuré)*

$l_{bd}$  longueur d'ancrage de calcul

*C'est la longueur d'ancrage pour une barre en tenant compte de sa forme et de son environnement.*

$l_{b,min}$  longueur d'ancrage minimale en l'absence de toute autre limitation

$l_{b,eq}$  longueur d'ancrage équivalente

*C'est une formule simplifiée pour  $l_{bd}$  dans des cas courants. Dans le cas d'ancrages courbes elle permet notamment de calculer la longueur d'ancrage sans prendre en compte le diamètre de mandrin utilisé.*

### 3.2 - Principe

Le principe de la détermination d'une longueur d'ancrage comprend deux étapes :

1 - détermination de  $l_{b,rqd}$  la longueur d'ancrage de référence requise (dans l'hypothèse d'un scellement droit) pour ancrer l'effort de calcul. Il est à noter que cet effort de calcul n'est pas forcément égal à l'effort maximal admissible pour la barre pour la situation correspondante.

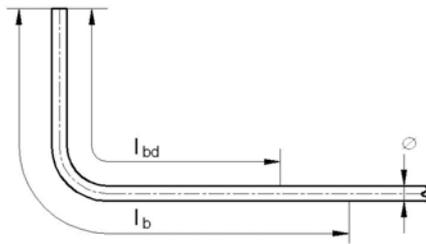
2 - détermination de  $l_{bd}$  la longueur d'ancrage de calcul qui tient compte de la forme et de l'environnement de la barre. Il est à noter que cette longueur de calcul est inférieure à  $l_{b,rqd}$  et qu'elle est déduite de celle-ci via l'application de coefficients minorateurs.

- Cas des barres comprimées : Les coudes et crochets ne contribuent pas aux ancrages des barres comprimées [EC2-1-1 8.4.1(3)]. Il est loisible de mesurer la longueur d'ancrage comme indiqué sur le schéma suivant :

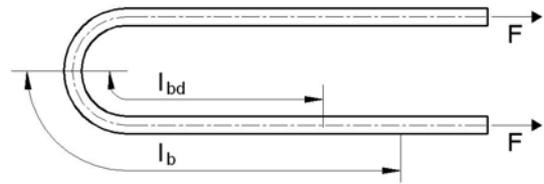


Fig./Tab.3.(1) : Ancrage courbe d'une barre comprimée

- Cas des barres tendues :



*cas d'un ancrage par coude*



*cas d'un ancrage par boucle normale (boucle pour laquelle les efforts de traction sont identiques dans les deux brins, boucle "à plat" par exemple)*

*Les longueurs d'ancrage de référence  $l_b$  et de calcul  $l_{bd}$  sont mesurées le long de l'axe quelle que soit la forme du tracé.*

*Fig./Tab.3.(2) :  $l_b$  et  $l_{bd}$  dans le cas d'un ancrage par courbure*

*Afin de ne pas multiplier inutilement les calculs de longueurs d'ancrage, il est loisible de retenir le même effort à ancrer pour tous les aciers d'un diamètre et d'une nuance donnés : l'effort donnant la longueur d'ancrage maximale soit  $A_s \sigma_{sd} = A_s f_{yk} / \gamma_s$ .*

*Il convient alors de faire le calcul dans le cas d'une situation non accidentelle avec  $\gamma_c = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$ , le cas accidentel étant moins défavorable du fait du rapport  $\gamma_c / \gamma_s$  qui vaut 1,2 en accidentel et 1,3 sinon.*

*Cependant un calcul précis prenant en compte la valeur exacte de l'effort de calcul, peut être effectué par exemple pour justifier un acier particulier ou les aciers d'un ouvrage existant.*

Une détermination par une approche simplifiée (longueur d'ancrage équivalente) est également possible dans certains cas.

### 3.3 - Détermination de la longueur d'ancrage de référence "requisse"

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.4.3].

#### 3.3.1 - Contrainte ultime d'adhérence

La détermination de la longueur d'ancrage de référence requise nécessite le calcul préalable de la "contrainte ultime d'adhérence" [EC2-1-1 8.4.2]. Celle-ci, notée  $f_{bd}$ , doit être suffisante pour éviter une rupture d'adhérence.

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}, \text{ avec :}$$

$\eta_2$  paramètre lié au diamètre de la barre.  $\eta_2 = (132 - \phi) / 100$  pour  $\phi > 32$  mm, 1 sinon

$f_{ctd}$  résistance de calcul en traction du béton  $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ , plafonnée à la valeur correspondant à la classe C60/75. Le coefficient  $\alpha_{ct}$  est défini au [EC2-1-1 3.1.6],  $\alpha_{ct} = 1$ .

$\eta_1$  paramètre dépendant des conditions d'adhérence et de la position des barres au cours du bétonnage. Il prend les valeurs suivantes :

- $\eta_1 = 1,0$  lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes, c'est-à-dire :
  - pour toutes les barres dont l'inclinaison de l'ancrage avec l'horizontale est comprise entre  $45^\circ$  et  $90^\circ$ , pendant la phase de bétonnage [Chapitre 8 -Fig./Tab.3.(3)] ;
  - pour les barres dont l'inclinaison de l'ancrage avec l'horizontale est comprise entre 0 et  $45^\circ$  et qui pendant la phase de bétonnage sont situées à une distance inférieure à 250 mm depuis la fibre inférieure de la section ou, pour les dalles d'épaisseur supérieure à 600 mm, à une distance supérieure à 300 mm depuis la fibre supérieure de la section [Chapitre 8 -Fig./Tab.3.(4)] ;

- $\eta_1 = 0,7$  dans tous les autres cas.

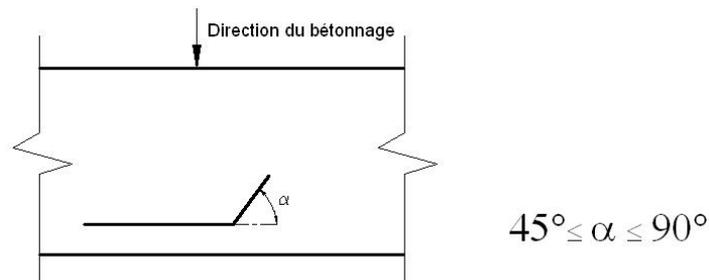


Fig./Tab.3.(3) : Barres inclinées avec l'horizontale d'un angle compris entre  $45^\circ$  et  $90^\circ$ .  
Bonnes conditions d'adhérence

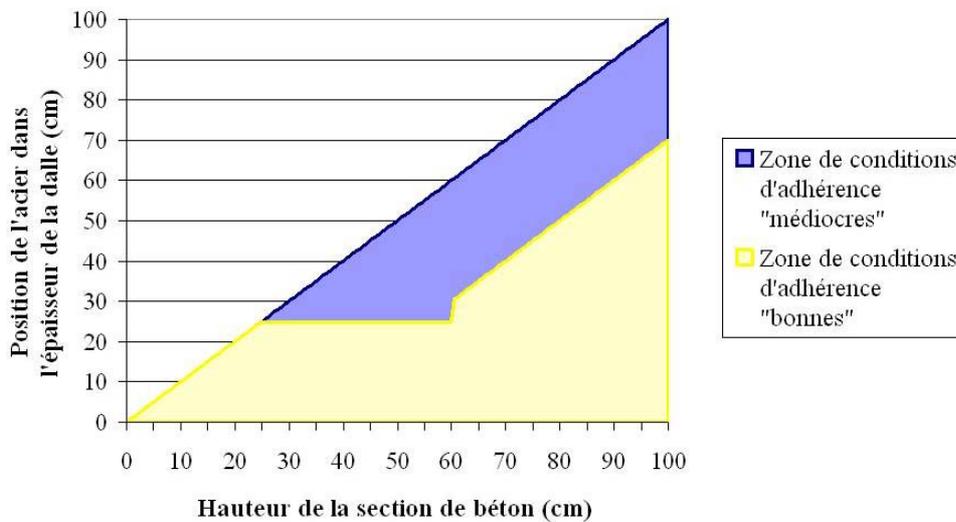


Fig./Tab.3.(4) : Conditions d'adhérence pour les barres inclinées d'un angle compris entre  $0$  et  $45^\circ$  avec l'horizontale

	$f_{ck} / f_{ck}$ cube	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	55/67	60/75	70/85
Conditions d'adhérence "bonnes"	$\phi \leq 32\text{mm}$	2,69	3,04	3,37	3,68	3,99	4,28	4,43	4,57	4,57
	$\phi = 40\text{mm}$	2,48	2,80	3,10	3,39	3,67	3,93	4,07	4,21	4,21
Conditions d'adhérence "médiocres"	$\phi \leq 32\text{mm}$	1,89	2,13	2,36	2,58	2,79	2,99	3,1	3,2	3,2
	$\phi = 40\text{mm}$	1,73	1,96	2,17	2,37	2,57	2,75	2,85	2,94	2,94

Fig./Tab.3.(5) : Valeurs de la contrainte ultime d'adhérence (en MPa), en fonction de la résistance du béton (en MPa), du diamètre des barres et des conditions d'adhérence

Comme indiqué ci-avant, le tableau a été établi dans le cas d'une situation non accidentelle avec  $\gamma_C = 1,5$  et  $\gamma_S = 1,15$  (rappel :  $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C$ )

Exemple :  $f_{ck} = 35$  MPa, bonnes conditions d'adhérence,  $\phi \leq 32$  mm,  $f_{ctk,0,05} = 2,247$  MPa  
 $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2,247 / 1,5 = 3,37$  MPa

### 3.3.2 - Longueur d'ancrage de référence "requisse"

La contrainte ultime d'adhérence ayant ainsi été déterminée, la longueur d'ancrage de référence "requisse" peut

alors être calculée par la formule :  $l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right)$

(avec  $\sigma_{sd}$  contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle l'ancrage est mesuré).

Le tableau ci-dessous donne la longueur d'ancrage de référence nécessaire pour ancrer la totalité de l'effort de calcul que peut reprendre la barre et non plus l'effort particulier auquel elle est soumise. Comme expliqué précédemment, la valeur de contrainte de calcul retenue est  $\sigma_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$ .

$f_{ck} / f_{ck\ cube}$ $\phi$ barre (mm)	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	55/67	60/75	70/85
$\phi \leq 32$ mm	40 $\phi$	36 $\phi$	32 $\phi$	30 $\phi$	27 $\phi$	25 $\phi$	25 $\phi$	24 $\phi$	24 $\phi$
$\phi = 40$ mm	44 $\phi$	39 $\phi$	35 $\phi$	32 $\phi$	30 $\phi$	28 $\phi$	27 $\phi$	26 $\phi$	26 $\phi$

Fig./Tab.3.(6) : Valeurs de la longueur d'ancrage de référence nécessaire pour ancrer  $f_{yk} / \gamma_s$ , exprimée en fonction du diamètre de la barre, pour des aciers B500B et dans des conditions d'adhérence "bonnes"

Exemple :  $f_{ck} = 35$  MPa,  $f_{yk} = 500$  MPa, bonnes conditions d'adhérence,  $\phi = 20$  mm,  $f_{bd} = 3,37$  MPa

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = (500 / 1,15) / (3,37 \times 4) \phi = 32,25 \phi = 645 \text{ mm}$$

Pour des conditions d'adhérence "médiocres", la valeur du tableau est divisée par 0,7. On obtient alors, en exprimant la longueur d'ancrage de référence nécessaire en fonction du diamètre de la barre :

$f_{ck} / f_{ck\ cube}$ $\phi$ barre (mm)	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	55/67	60/75	70/85
$\phi \leq 32$ mm	58 $\phi$	51 $\phi$	46 $\phi$	42 $\phi$	39 $\phi$	36 $\phi$	35 $\phi$	34 $\phi$	34 $\phi$
$\phi = 40$ mm	63 $\phi$	55 $\phi$	50 $\phi$	46 $\phi$	42 $\phi$	39 $\phi$	38 $\phi$	37 $\phi$	37 $\phi$

Fig./Tab.3.(7) : Valeurs de la longueur d'ancrage de référence nécessaire pour ancrer  $f_{yk} / \gamma_s$ , exprimée en fonction du diamètre de la barre, pour des aciers B500B et dans des conditions d'adhérence "médiocres"

### 3.4 - Longueur d'ancrage de calcul

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.4.4].

La longueur d'ancrage de calcul est définie par :  $l_{bd} = \max \{ \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} ; l_{b,min} \}$

$\alpha_1$  : tient compte de l'effet de forme des barres, l'enrobage étant supposé correct

$\alpha_2$  : tient compte de l'effet de l'enrobage minimal

$\alpha_3$  : tient compte de l'effet de confinement des armatures transversales

$\alpha_4$  : tient compte de l'effet de une ou plusieurs barres transversales soudées le long de  $l_{bd}$

$\alpha_5$  : tient compte de l'effet de la pression orthogonale au plan de fendage le long de  $l_{bd}$

Le produit  $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$  est borné inférieurement à 0,7.

En l'absence des dispositions constructives définies dans le tableau [EC2-1-1 Tabl.8.2] et qui permettent le cas échéant une réduction de la longueur d'ancrage, les coefficients  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  et  $\alpha_5$  doivent évidemment être pris égaux à 1.

Pour les barres tendues :  $l_{b,min} > \max \{ 0,3 l_{b,rqd} ; 10 \phi ; 100 \text{ mm} \}$

Pour les barres comprimées :  $l_{b,min} > \max \{ 0,6 l_{b,rqd} ; 10 \phi ; 100 \text{ mm} \}$

En prenant les valeurs minimales  $\alpha_1 = \alpha_4 = (\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) = 0,7$ , il s'ensuit  $l_{bd} = 0,34 l_{b,rqd}$ . Il est donc impossible d'avoir  $l_{bd} < 0,3 l_{b,rqd}$  pour les barres tendues. De même pour les barres comprimées, avec  $\alpha_4 = 0,7$  il découle  $l_{bd} = 0,7 l_{b,rqd}$  ; il est donc impossible d'avoir  $l_{bd} < 0,6 l_{b,rqd}$ .

Tous ces coefficients  $\alpha$  étant inférieurs ou égaux à 1, il résulte du tableau ci-dessus donnant les longueurs d'ancrage de référence nécessaires pour ancrer  $f_{yk} / \gamma_S$  que :

**pour les qualités de béton généralement utilisées pour les ouvrages d'art, la longueur d'ancrage de calcul d'une barre tendue en acier B500B par scellement droit est inférieure ou égale à  $50 \phi$ .**

Cette valeur de  $50 \phi$  est valable pour des conditions d'adhérence médiocres [Chapitre 8 -Fig./Tab.3.(7)]. Si cette valeur est utilisée comme longueur d'ancrage, il n'est alors pas nécessaire de vérifier dans quelles conditions d'adhérence se trouve la barre.

Pour certaines configurations, une simplification consiste à considérer que l'ancrage des barres tendues est assuré moyennant la prise en compte de longueurs d'ancrage équivalentes.

Pour les coudes "normaux", crochets "normaux" et les boucles "normales", les longueurs d'ancrage équivalentes  $l_{b,eq}$  sont définies comme indiqué ci-après.

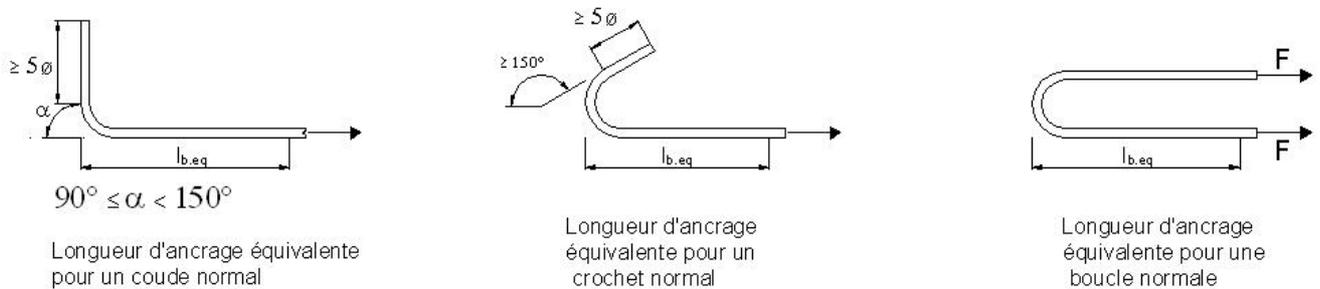


Fig./Tab.3.(8) : Longueurs d'ancrage équivalentes pour les coudes et crochets normaux et les boucles normales

Les dessins définissent également les notions de coude "normal", crochet "normal" et boucle "normale", boucle pour laquelle les efforts sont identiques pour les deux extrémités.

$$l_{b,eq} = \alpha_1 l_{b,rqd}$$

- pour les armatures tendues, avec  $c_d > 3 \phi$  :  $l_{b,eq} = 0,7 l_{b,rqd}$
- pour les armatures tendues, avec  $c_d \leq 3 \phi$  :  $l_{b,eq} = l_{b,rqd}$

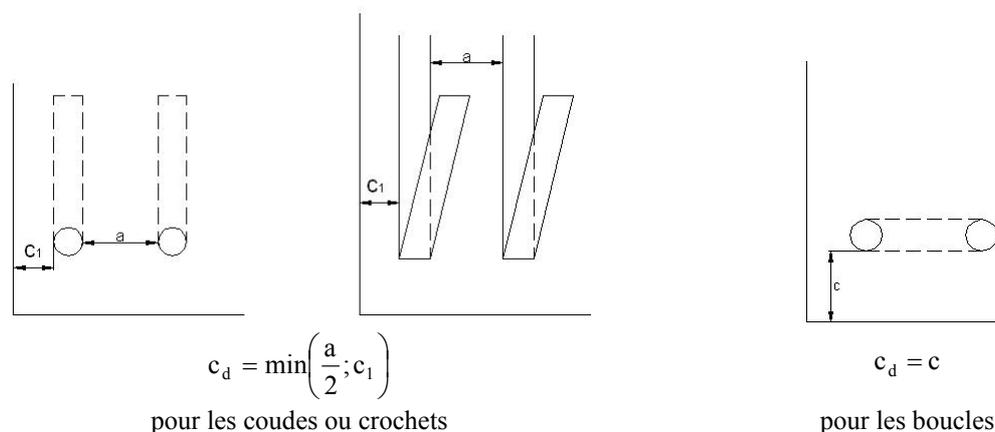


Fig./Tab.3.(9) : Valeurs de  $c_d$  en fonction du type d'ancrage

La méthode simplifiée proposée par l'Eurocode 2 partie 1-1 ne présente pas d'intérêt pour les coudes et crochets. Elle augmente la longueur d'acier par rapport à un calcul pessimiste immédiat où l'on retient 1 pour les coefficients  $\alpha_2$  à  $\alpha_5$  et où l'on a donc :  $l_{bd} = \alpha_1 l_{b,rqd}$ .

Par exemple, pour un HA16 avec  $R = 5 \phi$ , le supplément de longueur d'acier vaut :

- pour un coude normal à  $90^\circ$  :  $0,57 R + 4,8 \phi$ , soit 12 cm environ,
- pour un crochet normal à  $180^\circ$  :  $2,14 R + 5,6 \phi$ , soit 26 cm environ.

Pour les boucles normales, l'écart entre les deux méthodes est minime.

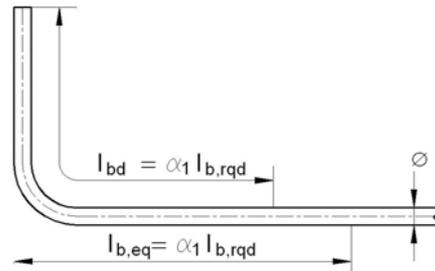


Fig./Tab.3.(10) : Comparaison entre formule simplifiée et application pessimiste de la formule générale

### 3.5 - Cas particulier

Il est possible d'utiliser plusieurs types d'ancrage (rectilignes et par courbure). Cette disposition est par exemple classique dans les semelles de fondation.

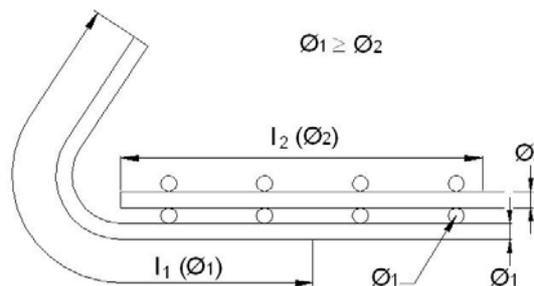


Fig./Tab.3.(11) : Cas particulier

## 4 - Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.5].

Les ancrages des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales (cadres, épingles et étriers) sont réalisés au moyen de coudes ou de crochets (ou à l'aide d'armatures transversales soudées) en prévoyant une barre à l'intérieur du crochet ou du coude et en respectant les dispositions de la figure suivante. Il est à noter que ces dispositions sont différentes de celles des crochets ou coudes "normaux" des armatures longitudinales.



cas de l'ancrage par coude

(rappel : pour les coudes  $90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ )

cas de l'ancrage par crochet

(rappel : pour les crochets  $\alpha \geq 150^\circ$ )

Fig./Tab.4.(1) : Ancrages des armatures transversales par coude ou crochet

## 5 - Recouvrement

### 5.1 - Généralités

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.7.1].

La transmission des efforts d'une barre à une autre peut s'effectuer par :

- recouvrement ;
- soudage ;
- organe mécanique (manchon).

Le présent paragraphe ne concerne que la transmission des efforts par recouvrement.

### 5.2 - Longueur de recouvrement $l_0$

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.7.3].

#### • Cas des recouvrements rectilignes

$$\text{si } c \leq \sup \{ 4\phi, 50\text{mm} \} \quad l_0 = \sup \{ \alpha_6 l_{bd} ; l_{0,\min} \}$$

$$\text{si } c > \sup \{ 4\phi, 50\text{mm} \} \quad l_0 = \sup \{ \alpha_6 l_{bd} ; l_{0,\min} \} + c$$

$c$  : la distance libre entre les deux barres du recouvrement

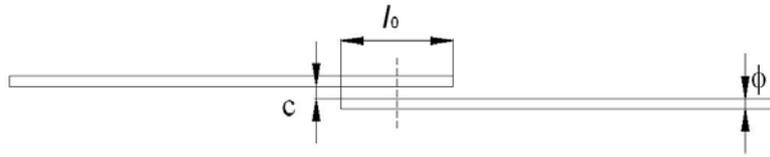


Fig./Tab.5.(1) : Distance libre entre barres d'un recouvrement

$$l_{0,\min} = \max \{ 0,3 \alpha_6 l_{b,\text{rqd}} ; 15\phi ; 200\text{mm} \}$$

*Il est impossible que  $0,3 \alpha_6 l_{b,\text{rqd}}$  soit supérieur à  $\alpha_6 l_{bd}$  [Chapitre 8 -3.4].*

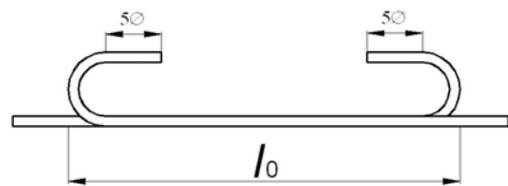
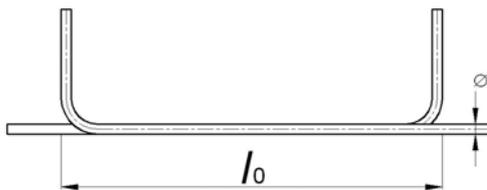
$\alpha_6$  est un coefficient de sécurité qui prend en compte la simultanéité de plusieurs recouvrements concernant une section donnée.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$  avec  $\rho_1$  proportion de barres avec recouvrement dont l'axe se situe à moins de  $0,65 l_0$  de l'axe du recouvrement considéré.  $\alpha_6$  varie de 1 à 1,5.

$\rho_1$	< 25%	33%	50%	> 50%
$\alpha_6$	1	1,15	1,4	1,5

### • Cas des recouvrements avec courbures

L'Eurocode 2 partie 1-1 ne précise pas les dispositions à retenir dans le cas des recouvrements à courbure. A défaut de justifications plus précises, il est loisible de retenir la disposition suivante : la longueur  $l_0$  se mesure en partie droite conformément au dessin ci-dessous, et non pas depuis l'origine de la barre.



Pour un recouvrement rectiligne, il y aurait  $l_0 = \alpha_6 l_{b,\text{rqd}}$  ;  
pour un recouvrement avec courbures, la formule simplifiée  
donne  $l_0 = \alpha_6 \times \alpha_1 \times l_{b,\text{rqd}}$ .

Fig./Tab.5.(2) : Longueur  $l_0$  pour des recouvrements avec courbures

Fig./Tab.5.(3) : Longueur  $l_0$  pour un recouvrement avec crochets normaux

Exemple de calcul de longueur de recouvrement - cas d'un crochet normal à 180° avec  $c_d > 3\phi$ ,  $\alpha_1=0,7$ ,  $\alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5=0,7$  et  $\alpha_6=1,4$  (50 % de recouvrements pour la section considérée).

Comme précédemment, la contrainte de calcul prise est  $\sigma_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$ , et la situation durable est considérée.

$$l_{b,\text{rqd}} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{2,25 \eta_1 \eta_2 \alpha_{ct} \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}} = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yk}}{f_{ctk;0,05}} \frac{1,5}{2,25 \times 1,15 \times 1 \times 1 \times 1} = 0,58 \frac{\phi}{4} \frac{f_{yk}}{f_{ctk;0,05}}$$

$$l_0 = 0,7 \times 0,7 \times 1,4 \times l_{b,\text{rqd}} = 0,7 \times 0,7 \times 1,4 \times 0,58 \frac{\phi}{4} \frac{f_{yk}}{f_{ctk;0,05}} = 0,4 \frac{\phi}{4} \frac{f_{yk}}{f_{ctk;0,05}}$$

*Les "boucles normales" ne sont pas utilisées pour les recouvrements. En particulier, les boucles d'extrémité d'éléments préfabriqués ne sont pas des "boucles normales".*

- **Cas des recouvrements de barres comprimées**

Dans le cas de recouvrements de barres comprimées, le coefficient  $\alpha_1$  étant égal à 1 quelle que soit la forme de l'ancrage des barres se recouvrant, la longueur de recouvrement est égale à celle d'un recouvrement rectiligne. L'utilisation d'ancrages courbes demande donc plus de matière (pour les ancrages [Chapitre 8-Fig./Tab.5.(2)] avec une longueur de recouvrement équivalente à celle d'un recouvrement rectiligne.

*La jonction de barres comprimées par barres rectilignes est conseillée. Dans ce cas il est rappelé qu'il convient de prendre des dispositions pour assurer la sécurité du personnel.*

*Dans le cas d'utilisation de barres courbes, pour les barres courbes de diamètre moyen ou important, la poussée au vide en fin de courbe peut être importante, et justifie la non-prise en compte de la partie courbe pour le recouvrement.*

### 5.3 - Espacements longitudinaux des recouvrements

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.7.2] et [EC2-1-1 8.7.3].

Les dispositions sont représentées ci-après pour les cas les plus courants et résultent de la synthèse des conditions données par les clauses précitées :

**a) 33 % de recouvrements dans une section**

dans ce cas  $\alpha_6 = 1,15$  et les recouvrements voisins doivent être espacés au moins de  $0,3 l_0$ , soit  $1,3 l_0$  entre axes.

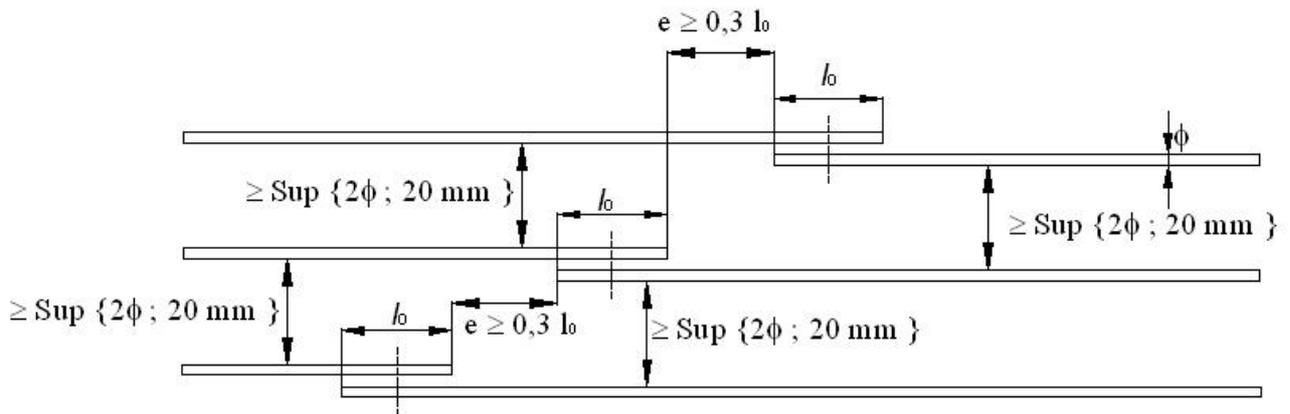


Fig./Tab.5.(4) Cas avec 33% de recouvrements dans une section

### b) 50 % de recouvrements dans une section

dans ce cas  $\alpha_6 = 1,4$  et les recouvrements voisins doivent être espacés au moins de  $0,3 l_0$ , [EC2-1-1 8.7.2(3)] alinéa 2, soit  $1,3 l_0$  entre axes.

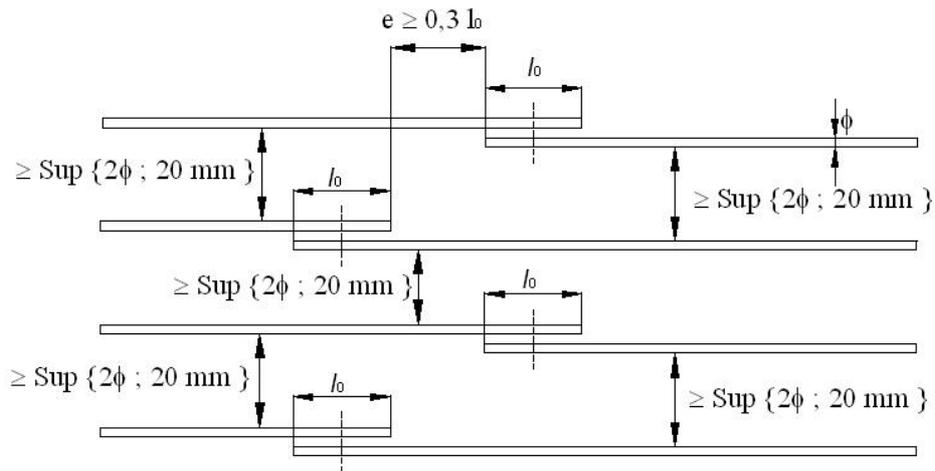


Fig./Tab.5.(5) : Cas avec 50% de recouvrements dans une section

### c) 100 % de recouvrements dans une section

Ce cas ne peut s'appliquer que dans les conditions suivantes :

- barres comprimées,
- armatures secondaires (de répartition),
- barres tendues et disposées sur un seul lit.

*Ceci est cohérent avec les dispositions du paragraphe 4.7 "armatures longitudinales" du guide du Sétra "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs" de juin 2003.*

Dans ce cas  $\alpha_6 = 1,5$  mais la règle de l'espacement des recouvrements voisins de  $0,3 l_0$ , soit  $1,3 l_0$  entre axes, ne peut évidemment pas être respectée.

*Le retour à la source des dispositions de l'Eurocode 2 [CEB-FIB Model Code 1990] fait apparaître que la règle en question doit être interprétée comme visant à augmenter l'espacement prévu entre deux recouvrements voisins quand on veut ne pas les considérer comme affectant la même section. Ainsi les deux schémas ci-dessous représentent la même situation d'une section dans laquelle il est prévu 100% de recouvrement. Le premier schéma étant meilleur du point de vue du fonctionnement.*

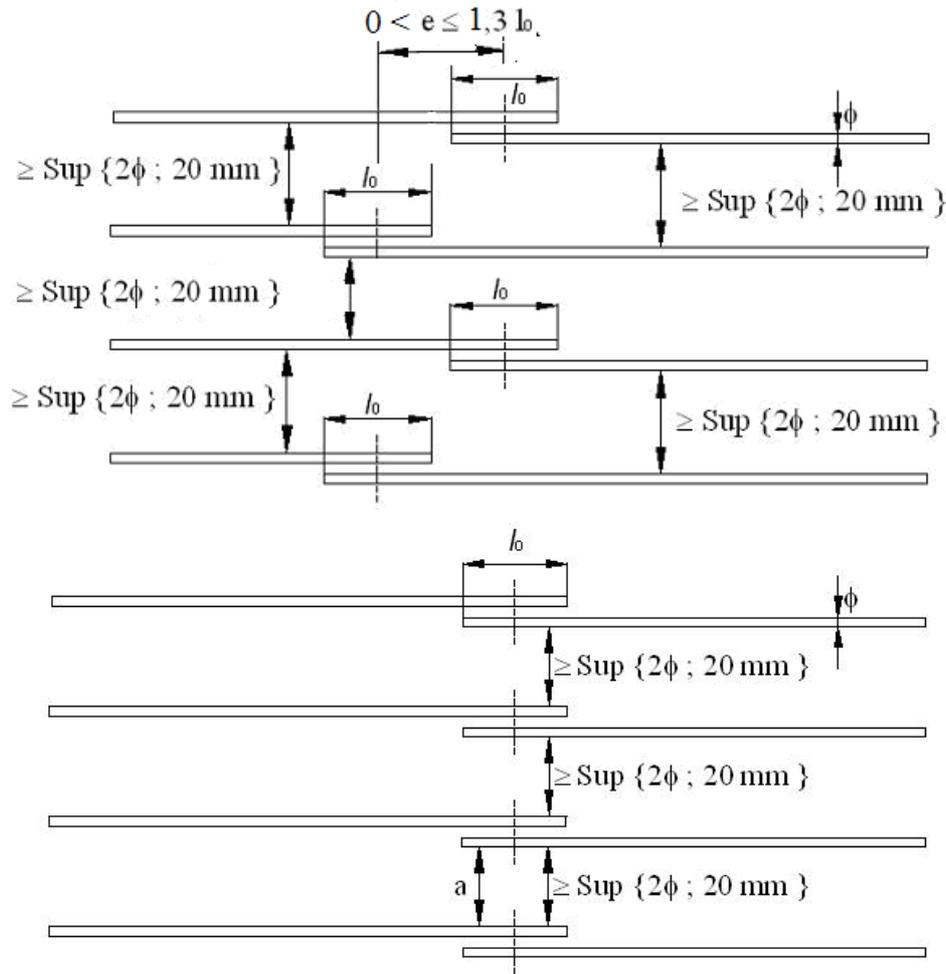


Fig./Tab.5.(6) Cas avec 100% de recouvrements dans une section

## 5.4 - Armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres tendues

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.7.4.1].

Trois niveaux d'exigence croissants sont retenus pour les armatures transversales en fonction de l'agressivité des recouvrements considérés.

1 <sup>er</sup> cas $\phi < 20 \text{ mm}$ ou $\rho_1 < 25\%$	2 <sup>ème</sup> cas autres configurations	3 <sup>ème</sup> cas $\phi \geq 20 \text{ mm}$ et $\rho_1 > 50\%$ et $a \leq 10 \phi$
Les aciers transversaux nécessaires prévus par ailleurs sont considérés comme suffisants. Ils peuvent ne pas être situés en premier lit.	$\sum A_{st} \geq A_s$ il convient de placer des aciers transversaux en premier lit et perpendiculaires à la direction du recouvrement.	$\sum A_{st} \geq A_s$ les armatures transversales utilisées doivent être des cadres, étriers ou épingles, et perpendiculaires à la direction du recouvrement.

avec  $A_{st}$  section des armatures transversales et  $A_s$  section d'une des barres du recouvrement

$\rho_1$  voir définition ci-avant [Chapitre 8 -5.2]

En général le cas  $\rho_1 > 50\%$  correspond à  $\rho_1 = 100\%$ , dans ce cas "a" est la distance entre les recouvrements de deux barres voisines comme représenté sur la figure ci-avant [Fig./Tab.5.(6)].

Dans les deux derniers cas, il convient de répartir les armatures conformément au dessin ci-après.

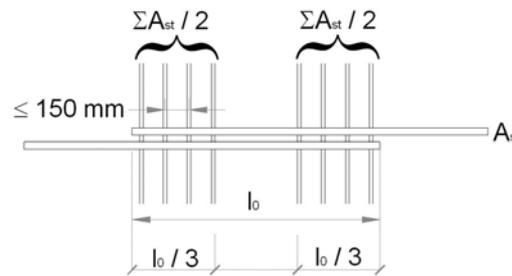


Fig./Tab.5.(7) : Dispositions des armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres tendues

Il est également envisageable de répartir les armatures transversales uniformément le long du recouvrement, conformément au dessin ci-après.

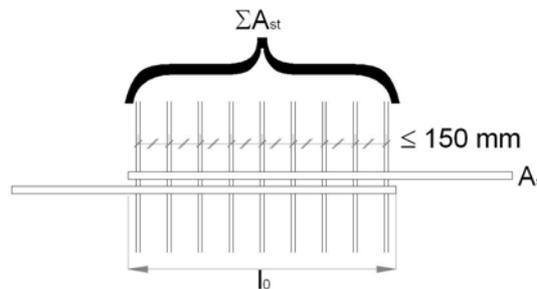


Fig./Tab.5.(8) : Autre disposition possible des armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres tendues

## 5.5 - Armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres comprimées

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.7.4.2].

Les mêmes règles que pour les barres tendues s'appliquent, avec une disposition supplémentaire : ajouter de chaque côté du recouvrement une barre transversale placée à une distance inférieure à  $4\phi$  de l'extrémité du recouvrement.

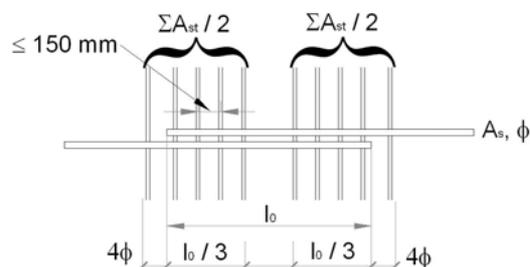


Fig./Tab.5.(9) : Armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres comprimées

Comme pour les barres tendues, il est possible de répartir les armatures transversales uniformément sur la longueur de recouvrement, mais toujours avec les deux barres supplémentaires placées de part et d'autre du recouvrement.

Ces deux barres supplémentaires ont pour but de s'opposer à l'éclatement du béton comprimé au contact de la tranche d'extrémité de la barre.

## 6 - Barres de gros diamètre

Les règles supplémentaires de la clause [EC2-1-1 8.8] relative aux barres de gros diamètre s'appliquent aux barres de diamètre  $\phi > \phi_{\text{large}}$ .

La valeur à utiliser est celle indiquée dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 1-1, à savoir  $\phi_{\text{large}} = 40 \text{ mm}$ .

## 7 - Paquets de barres

### 7.1 - Généralités

Les barres peuvent être regroupées par paquets. Les aciers doivent être de même type et de même nuance, éventuellement de diamètres différents sous réserve que le rapport des diamètres n'excède pas 1,7.

Sauf indication contraire les règles pour les barres individuelles s'appliquent également aux paquets de barres.

Le nombre de barres d'un paquet est limité à 3, sauf pour les cas des barres verticales comprimées et des barres à l'intérieur d'une jonction par recouvrement pour lesquels 4 barres peuvent être groupées au maximum.

Les armatures doivent être disposées de façon compacte afin d'opposer le minimum de gêne à la mise en place du béton.

Dans le cas particulier d'un paquet de deux barres disposées l'une au-dessus de l'autre et **lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes**, le paquet est traité comme une barre individuelle.

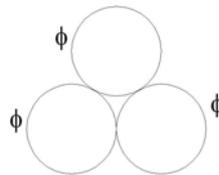


Fig./Tab.7.(1) : Disposition correcte dans le cas d'un paquet de 3 aciers identiques

### 7.2 - Diamètre équivalent du paquet

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.9.1].

Soit  $n_b$  le nombre de barres du paquet, limité à 3 ou 4 selon les cas.

Le diamètre équivalent  $\phi_n$  de la barre fictive (même section et même centre de gravité que le paquet) vaut :

- cas où les barres ont toutes le même diamètre :  $\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm}$
- cas de plusieurs diamètres de barres :  $\phi_n = \sqrt{\phi_1^2 + \dots + \phi_{n_b}^2} \leq 55 \text{ mm}$

## 7.3 - Distance libre entre paquets de barres

La distance libre minimale entre les paquets de barres est mesurée à partir du contour extérieur effectif du paquet.

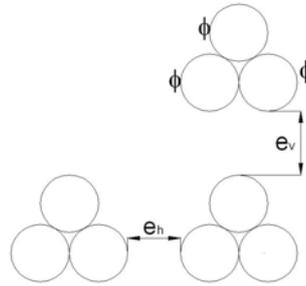


Fig./Tab.7.(2) : Distances libres entre paquets de barres

Ces distances doivent vérifier :  $e_h, e_v \geq e_{\text{mini}} = \sup \{ \phi_n ; (d_g + 5\text{mm}) ; 20\text{mm} \}$

avec  $d_g$  dimension du plus gros granulat et  $\phi_n$  diamètre équivalent du paquet de barres.

Dans le cas particulier d'un paquet de deux barres disposées l'une au-dessus de l'autre et **lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes**, le paquet est traité comme une barre individuelle, d'où les dispositions suivantes :

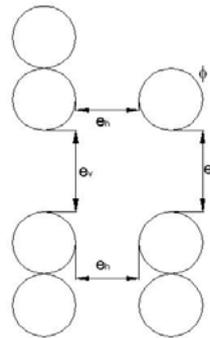


Fig./Tab.7.(3) : Distance libre entre paquets de deux barres et barres individuelles

Ces distances libres doivent vérifier :  $e_h, e_v \geq e_{\text{mini}} = \sup \{ \phi ; (d_g + 5\text{mm}) ; 20\text{mm} \}$

## 7.4 - Ancrage des paquets de barres

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.9.2].

### • Ancrage des paquets de barres tendues

- **1<sup>er</sup> cas** : si les barres présentent des décalages longitudinaux importants comme indiqués sur les schémas suivants (où  $l_{b,rqd}$  est calculé avec  $\phi$ ), le diamètre d'une barre individuelle  $\phi$  est utilisé pour calculer  $l_{bd}$ .

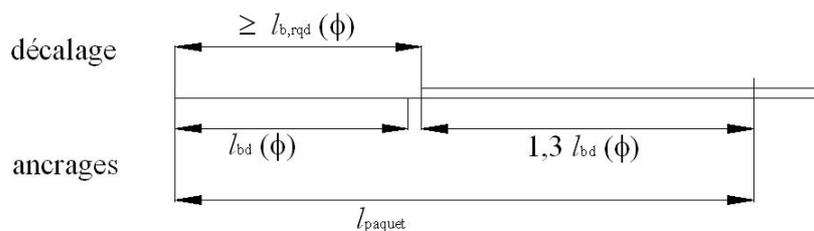


Fig./Tab.7.(4) : Ancrage d'un paquet de deux barres tendues avec un décalage important

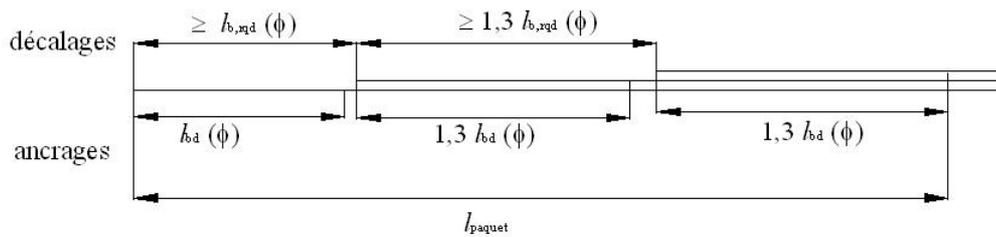


Fig./Tab.7.(5) : Ancrage d'un paquet de trois barres tendues avec un décalage important

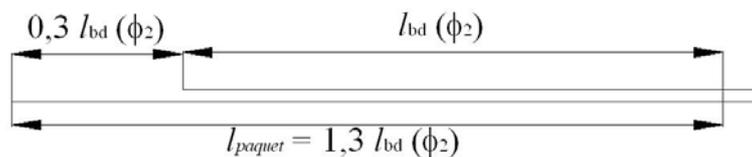
Cas particulier d'un ancrage droit du paquet de barres avec, pour une barre isolée,  $l_{bd}(\phi) = l_{b,rd}(\phi)$

- paquet de deux barres : la longueur d'ancrage du paquet est :  $l_{paquet} \geq 2,3 l_{bd}(\phi)$

- paquet de trois barres :  $l_{paquet} \geq 3,6 l_{bd}(\phi)$

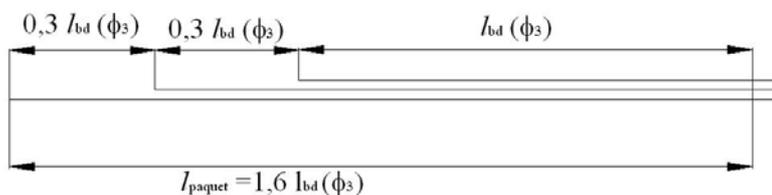
- 2<sup>ème</sup> cas : le diamètre équivalent  $\phi_n$  est utilisé pour calculer  $l_{bd}$  :  $l_{bd}(\phi_n) = \sqrt{n} l_{bd}(\phi)$ .

*Le paragraphe correspondant de l'Eurocode 2 partie 1-1 est incomplet. Il est loisible de retenir un décalage minimum des barres comme indiqué sur les dessins ci-dessous.*



avec  $\phi_2$  diamètre équivalent du paquet de deux barres,  $\phi_2 = \sqrt{2} \phi$

Fig./Tab.7.(6) : Ancrage d'un paquet de deux barres tendues



avec  $\phi_3$  diamètre équivalent du paquet de trois barres,  $\phi_3 = \sqrt{3} \phi$

Fig./Tab.7.(7) : Ancrage d'un paquet de trois barres tendues

Cas particulier d'un ancrage droit du paquet de barres avec, pour une barre isolée,  $l_{bd}(\phi) = l_{b,rd}$

- paquet de deux barres :  $l_{paquet} = 1,3 l_{bd}(\phi_2) = 1,3 \times 1,41 \times l_{bd}(\phi) = 1,83 l_{bd}$

- paquet de trois barres :  $l_{paquet} = 1,6 l_{bd}(\phi_3) = 1,6 \times 1,73 \times l_{bd}(\phi) = 2,77 l_{bd}$

- Cas particulier :  $\phi_n < 32$  mm et barres au voisinage d'un appui : pas d'obligation de décaler les barres.

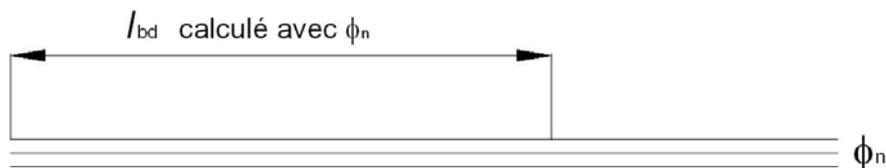


Fig./Tab.7.(8) : Ancrage de paquet de barres tendues au voisinage d'un appui pour  $\phi_n < 32$  mm

- **Ancrage des paquets de barres comprimées**

- le décalage des arrêts des barres n'est pas nécessaire
- si  $\phi_n \geq 32$  mm, des cours d'armatures transversales sont disposés conformément au dessin ci-après.

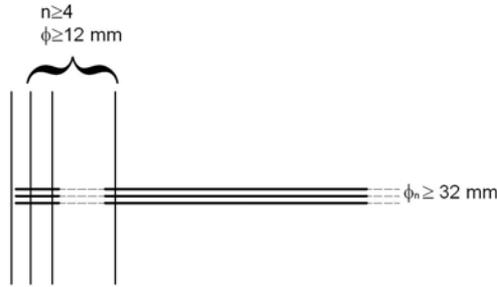


Fig./Tab.7.(9) : Ancrage d'un paquet de barres comprimées de diamètre équivalent  $\geq 32$ mm

## 7.5 - Recouvrement des paquets de barres

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 8.9.3].

Soit  $c$  la distance libre entre les deux paquets du recouvrement mesurée à partir du contour extérieur effectif du paquet :

- si  $c \leq \sup \{ 4\phi_n, 50\text{mm} \}$   $l_0 = \sup \{ \alpha_6 l_{bd}; l_{0,\text{min}} \}$
  - si  $c > \sup \{ 4\phi_n, 50\text{mm} \}$   $l_0 = \sup \{ \alpha_6 l_{bd}; l_{0,\text{min}} \} + c$
- avec  $l_{bd}$  calculé avec le diamètre équivalent  $\phi_n$ .

- **Cas des paquets de deux barres, avec  $\phi_n < 32$  mm** : il n'est pas nécessaire de décaler les barres pour le recouvrement. La longueur de recouvrement  $l_0$  est calculée avec le diamètre équivalent  $\phi_n$ .

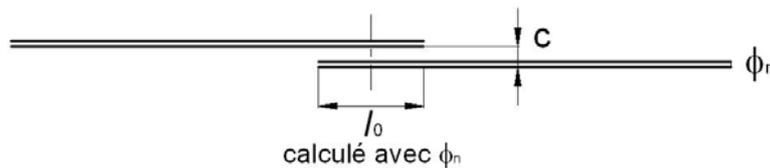


Fig./Tab.7.(10) : Recouvrement d'un paquet de 2 barres de diamètre équivalent  $\phi_n < 32$ mm

On applique les mêmes dispositions d'armatures transversales en zone de recouvrement que celles définies pour les barres individuelles ([Chapitre 8 -5.4], en remplaçant  $\phi$  par  $\phi_n$ ).

- **Cas d'un paquet de deux barres avec  $\phi_n \geq 32$  mm ou d'un paquet de trois barres** : les arrêts de barres doivent être décalés longitudinalement d'au moins  $1,3 l_0$ , où  $l_0$  est calculé avec  $\phi$ . Il est possible d'utiliser une barre supplémentaire de recouvrement, sans toutefois dépasser 4 barres dans une section de recouvrement.

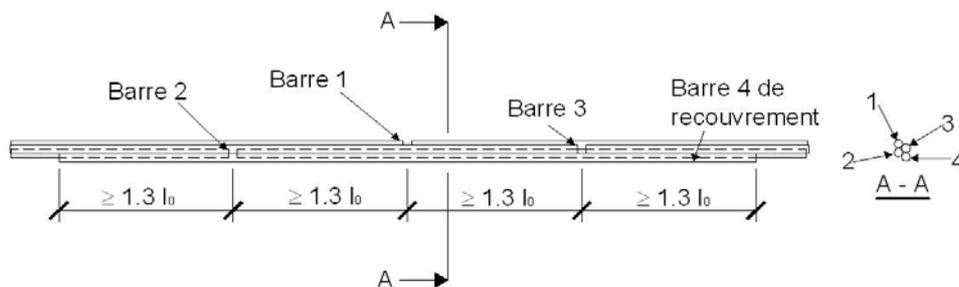


Fig./Tab.7.(11) : Recouvrement d'un paquet de 3 barres tendues, avec une 4<sup>ème</sup> barre de recouvrement

## Chapitre 9

# Dispositions constructives relatives aux éléments



Les dispositions constructives concernent le ferrailage minimal ainsi que les dispositions à prendre pour les ferrailages [EC2-1-1 Sect.9].

## 1 - Ferrailage minimal de flexion

La valeur du ferrailage minimal à mettre en place est définie en [EC2-1-1 9.2.1.1] pour les poutres en béton armé et en [EC2-1-1 9.3.1.1] pour les dalles en béton armé. Pour les structures précontraintes, le ferrailage minimal est donné par l'annexe nationale qui demande de disposer le ferrailage minimal requis par le [EC2-1-1 7.3.2].

Un exemple d'application numérique est donné en [Annexe VII-1.5].

## 2 - Ferrailage de peau

Le ferrailage de peau est traité à deux endroits dans l'Eurocode 2 : [EC2-1-1 7.3.3(3)] et [EC2-2/AN 9.1(103)].

La clause [EC2-1-1 7.3.3(3)] permet de calculer le ferrailage de peau à prévoir sur les joues des poutres de grande hauteur ( $h > 1,0$  m), **en zone tendue uniquement**, lorsque le ferrailage principal est concentré sur une portion de la hauteur seulement. Pour une poutre rectangulaire en flexion simple, de largeur  $b$  et de hauteur tendue  $h_t$ , la valeur de ce ferrailage est donnée par :

$$A_{s,\text{peau}} = k_c \times k \times f_{ct,\text{eff}} \times A_{ct} / f_{yk} = 0,4 \times 0,5 \times f_{ctm} \times b \times h_t / f_{yk}$$

La clause [EC2-2/AN 9.1(103)] traite de façon plus générale le ferrailage de peau à prévoir sur les joues des poutres, à la fois en zone tendue et comprimée, parallèlement et perpendiculairement à la section transversale.

*Ce ferrailage de peau ne se cumule pas aux autres aciers calculés.*

Application numérique à une poutre rectangulaire de hauteur supérieure à 1,0 m, de 30 cm d'épaisseur d'âme, avec un béton C30/37 et des aciers passifs  $f_{yk} = 500$  MPa :

Selon la clause [EC2-1-1 7.3.3(3)], la quantité d'acier de peau à disposer, sur les joues des poutres, en zone tendue, est égale à :

$$A_{s,\text{peau}} = 0,4 \times 0,5 \times 2,9 \times 0,30 \times 1,0 / 500 = 3,50 \text{ cm}^2$$

Soit une quantité de 1,75 cm<sup>2</sup>/m de parement.

Exprimé en terme de pourcentage de la section tendue, cette valeur est égale à :

$$\rho = k_c \times k \times f_{ct,\text{eff}} / f_{yk} = 0,4 \times 0,5 \times 2,9 / 500 = 0,12 \%$$

Selon [EC2-2/AN 9.1(103)], le ferrailage de peau à mettre en place sur tout le pourtour de la poutre est égal à 3 cm<sup>2</sup>/m pour les classes d'expositions courantes (XC4), ou 5cm<sup>2</sup>/m en environnement agressif (XD, XS).

*On constate sur l'application numérique que le calcul selon [EC2-1-1 7.3.3(3)] donne une valeur inférieure au minimum de 3 cm<sup>2</sup>/m donné en [EC2-2/AN 9.1(103)]. Dans les cas courants, il est possible de se dispenser du calcul de [EC2-1-1 7.3.3(3)] et utiliser directement les valeurs forfaitaires de la section 9.*

## 3 - Ferrailage d'effort tranchant

### 3.1 - Section minimale d'armatures de tranchant

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 9.2.2].

#### 3.1.1 - Cas des poutres

Un ferrailage transversal minimal est à prévoir même dans le cas d'éléments ne nécessitant pas d'armature d'effort tranchant.

Le taux d'armature d'effort tranchant est donné par les expressions :

$$\rho_w = A_{sw} / (s \times b_w \times \sin \alpha) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(9.4)]$$

avec une valeur minimale recommandée confirmée par l'annexe nationale :

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(9.5N)]$$

- $\rho_w$  est le taux d'armatures d'effort tranchant
- $A_{sw}$  est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant régnant sur la longueur  $s$
- $s$  est l'espacement des armatures d'effort tranchant, mesuré le long de l'axe longitudinal de l'élément
- $b_w$  est la largeur de l'âme de l'élément
- $\alpha$  est l'angle entre les armatures d'effort tranchant et l'axe longitudinal [EC2-1-1 9.2.2(1)].

*Par rapport aux pratiques antérieures l'expression (9.5N) [EC2-1-1 9.2.2(5)] conduit à moins d'acier pour des bétons de faibles résistances caractéristiques et à plus d'acier pour des résistances caractéristiques plus élevées.*

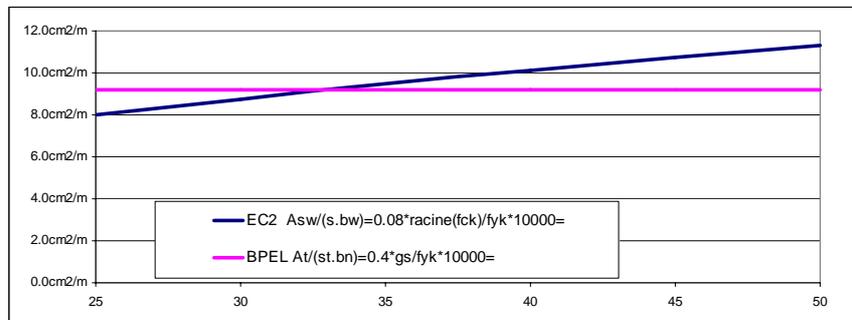


Fig./Tab.3.(1) : Variation du ratio minimal d'armatures de cisaillement avec la résistance caractéristique du béton

#### 3.1.2 - Cas des dalles

Le taux du ferrailage minimum transversal et sa valeur minimale prévus ci-dessus pour les poutres s'appliquent également pour les dalles. Cependant les dalles qui bénéficient d'une redistribution transversale des charges en sont dispensées. [EC2-1-1 6.2.1(4) et 9.3.2].

Si des armatures de tranchant sont nécessaires la dalle doit avoir au moins 200 mm d'épaisseur.

Les dalles de hourdis de pont entrent dans la catégorie des dalles permettant une redistribution transversale des charges. A ce titre, elles peuvent ne pas comporter d'armatures de tranchant, sauf si les efforts qui leur sont appliqués l'imposent [Chapitre 6 -2.2.1].

Toutefois, l'Eurocode 2 [EC2-1-1 9.3.1.4] demande de prévoir des armatures longitudinales et transversales de construction le long des bords libres telles que schématisées sur la figure ci-dessous  
 Pour les dalles d'épaisseur courante (entre 20 et 35cm) et des bétons de  $f_{ck} \leq 50$  MPa, une section de  $2\text{cm}^2/\text{m}$ , soit 4 U HA8 permet de couvrir la condition de ferrailage minimal près des bords.

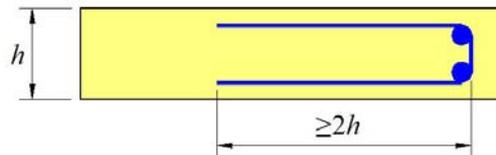


Fig./Tab.3.(2) : Principe d'armatures d'un bord libre de dalle

### 3.2 - Dispositions pour les armatures de tranchant

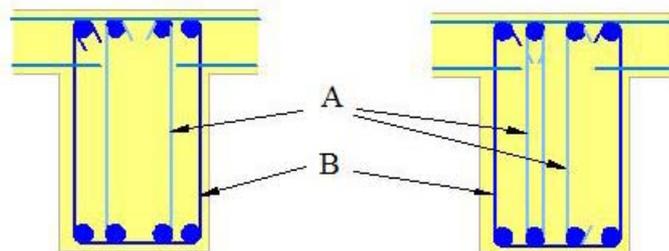
Les principales dispositions constructives des armatures d'effort tranchant sont représentées sur la figure ci-après [EC2-1-1 9.2.2].

L'Eurocode 2 partie 2 recommande de ne pas utiliser les cadres et étriers ouverts.

Une combinaison de cadres et de barres relevées est autorisée.

L'inclinaison des armatures d'effort tranchant doit respecter la condition suivante :  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

Cependant au moins 50% des aciers d'effort tranchant doivent être sous forme de cadres et d'étriers (c'est une valeur recommandée reprise par l'annexe nationale).



A cadres, épingles et étriers intérieurs

B cadre extérieur

Fig./Tab.3.(3) : Exemple d'armatures d'effort tranchant

Pour les poutres, de hauteur utile  $d$ , les espacements maximaux des cours d'armatures d'effort tranchant sont limités à :

Sens longitudinal	$s_{l,\max} = 0,75 d (1 + \cot\alpha)$	[EC2-1-1 Expr.(9.6N)]
-------------------	--	-----------------------

Sens transversal	$s_{t,\max} = 0,75 d \leq 600\text{mm}$	[EC2-1-1 Expr.(9.8N)]
------------------	---	-----------------------

Pour les dalles, l'espacement maximal dans le sens longitudinal garde la même expression et l'espacement maximal transversal est modifié et limité à :

Sens transversal	$s_{t,\max} \leq 1,5 d \quad (\alpha = \pi/2)$
------------------	--

avec  $\alpha$  = angle d'inclinaison des armatures sur la fibre moyenne

Pour le cas de barres relevées qui sont moins utilisées en pratique, il faut se référer au texte de l'Eurocode 2.

## 4 - Ferrailage de torsion

Les dispositions constructives des armatures de torsion sont données en [EC2-1-1 9.2.3] et sont représentées sur la figure ci-après.

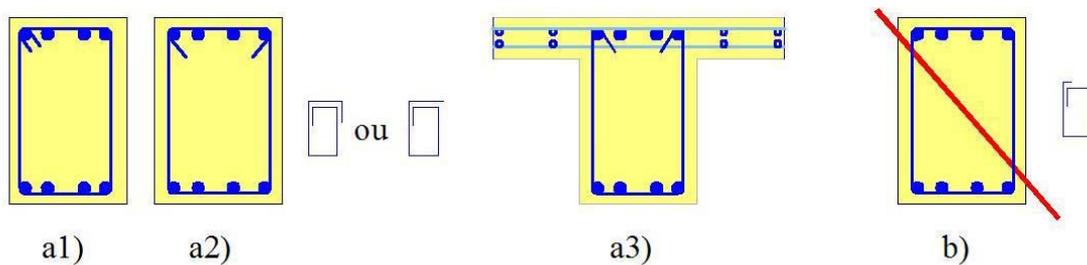
Les cadres doivent être ancrés au moyen de recouvrements et/ou crochets et être **perpendiculaires** à l'axe de la poutre.

Les espacements maximums des cours d'armatures transversales de torsion sont limités à :

$$\text{Sens longitudinal} \quad s_{l,\max} = \min (0,75 d ; U/8 ; \text{plus petite dimension de la section})$$

Les espacements maximum des armatures longitudinales de torsion sont limités à 350mm avec au moins une barre à chaque angle.

*Les règlements antérieurs ne prévoyaient pas de spécifications particulières sauf pour les armatures longitudinales qui devaient être regroupées dans les angles.*



**a) configurations recommandées**

**b) configuration non recommandée**

*Fig./Tab.4.(1) : Exemples d'armatures de torsion*



# Chapitre 10

## Prescriptions et justifications particulières



# 1 - Effort tranchant

## 1.1 - Effet Résal

Dans les sections de hauteur variable en T ou en caisson comportant des membrures, la variation d'effort tranchant due à l'effet Résal doit être prise en compte. Elle est calculée à partir de :

- $V_{ccd}$  : valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force de compression, dans le cas d'une membrure comprimée inclinée ;
- $V_{td}$  : valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force de traction dans l'armature tendue, dans le cas d'une membrure tendue inclinée.

La figure ci-dessous précise les conventions de signe [EC2-1-1 Fig.6.2] :

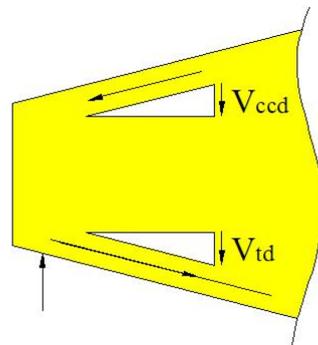


Fig./Tab.1.(1) : Composantes d'effort tranchant dans le cas d'éléments de hauteur variable

L'effort tranchant à prendre en compte [EC2-1-1 6.2.1(6)], avec prise en compte de la variation due à l'effet Résal est :  $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ .

*L'Eurocode 2 place l'effet Résal ici du côté des efforts sollicitants, mais le met aussi du côté des efforts résistants comme dans l'expression suivante :  $V_{Ed} < V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$  [EC2-1-1 6.2.1(2)], [EC2-1-1 6.2.1(5)]*

*Les deux manières sont équivalentes. Les règlements antérieurs privilégiaient la seconde.*

*Une présentation plus habituelle de la règle, appliquée aux caissons est comme suit :*

*A proximité d'un appui intermédiaire, la section est soumise à un moment  $M$  et un effort tranchant  $V_{Ed}$  négatifs. Le hourdis inférieur est fortement comprimé alors que le hourdis supérieur est peu comprimé, voire tendu.*

*Dans le cas où le hourdis supérieur reste comprimé, la variation d'effort tranchant de l'effet Résal peut se calculer comme indiqué sur le schéma suivant.*

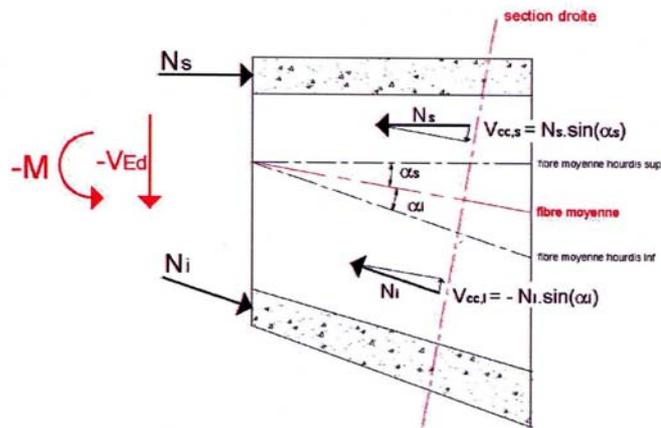


Fig./Tab.1.(2) : Effet Résal – hourdis supérieur comprimé

$N_s$  est la résultante des contraintes normales du hourdis supérieur ( $N_s > 0$  pour une compression). Dans le cas de traction c'est la somme des efforts de traction des aciers du hourdis .

$\alpha_s$  est l'angle d'inclinaison de la fibre moyenne par rapport au hourdis supérieur.

$N_i$  et  $\alpha_i$  sont les valeurs correspondantes pour le hourdis inférieur.

La variation due à l'effet Résal est égale à :  $\Delta V_{\text{Résal}} = -V_{cc,s} - V_{cc,i} = -N_s \cdot \sin(\alpha_s) + N_i \cdot \sin(\alpha_i)$

Avec  $N_i > N_s$  et  $\alpha_s \approx \alpha_i$ , la variation  $\Delta V_{\text{Résal}}$  est positive.

L'effort  $V_{Ed}$  étant négatif, l'effet Résal est dans ce cas favorable puisqu'il réduit l'effort tranchant (en valeur absolue).

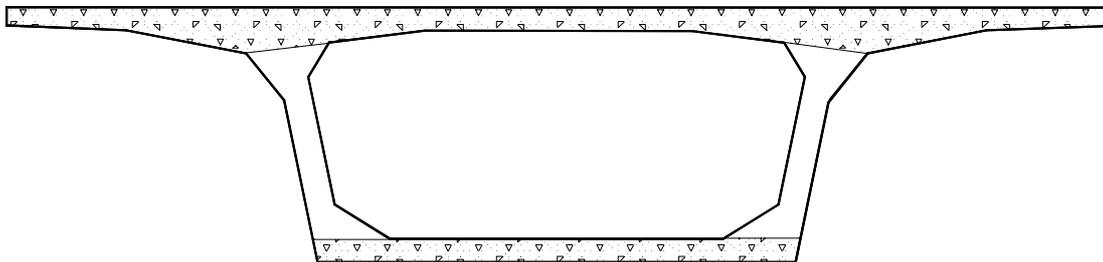


Fig./Tab.1.(3) : Effet Résal - zones de membrures à prendre en compte

La prise en compte de l'effet Résal est a priori favorable car susceptible de réduire l'effort tranchant général, pour les sections près des appuis intermédiaires.

Par contre lorsque l'on se rapproche de la mi-travée, le hourdis supérieur devient très comprimé, le hourdis inférieur tendu et l'effet Résal accroît l'effort tranchant général.

La seule différence avec les pratiques antérieures vient du fait qu'on ne prenait pas en compte les zones d'âmes communes avec les hourdis.

Une autre manière de prendre en compte l'effet Résal est aussi développée dans l'article de D. Le Faucheur, "Cumul des aciers de cisaillement et de flexion", paru dans le bulletin Ouvrages d'art du Sétra n° 41 auquel le projeteur pourra se rapporter pour plus de détails. Elle a le mérite de se baser sur une expression analytique qui se prête plus facilement à une programmation pour logiciel. Elle donne cependant une valeur majorante de l'effet Résal car l'ensemble de la section est prise en compte.

## 1.2 - Cisaillement entre l'âme et les membrures des sections en T

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.2.4].

Le modèle bielles-tirants a été adapté à cette configuration pour être utilisé pour la détermination des armatures.

### 1.2.1 - Ferrailage minimal des membrures

Le ferrailage minimal n'est plus celui prescrit spécifiquement vis-à-vis de l'effort tranchant [EC2-1-1 9.2.2], mais celui relatif aux armatures de flexion des dalles donné par la clause [EC2-1-1 9.3.1]. Il y a donc lieu d'appliquer la relation :

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{avec} \quad A_{s,\min} \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(9.1N)]$$

Dans ce cas,  $d$  est la hauteur utile de la membrure et  $b_t$  sa longueur, soit appliqué à la figure ci-dessous  $d = h_f$  et  $b_t = \Delta x$ .

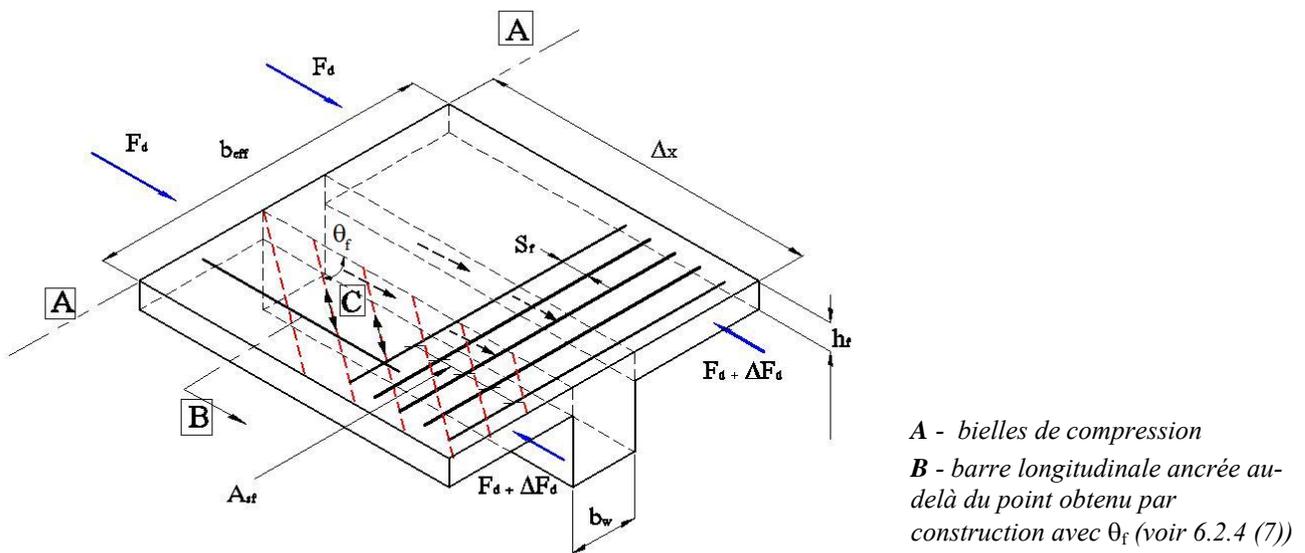


Fig./Tab.1.(4) : Jonction âme-membrure [EC2-1-1 Fig.6.7]

### 1.2.2 - Efforts sollicitants

La contrainte de cisaillement longitudinale  $v_{Ed}$ , développée à la jonction entre un côté de la membrure et l'âme, est déterminée par la variation d'effort normal (longitudinal) appliqué à la partie de membrure considérée :

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \times \Delta x) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.20)]$$

Dans le cas de charges réparties, il peut être admis pour  $\Delta x$  une valeur maximale égale à la moitié de la distance entre la section de moment nul et la section de moment maximal. Dans une poutre isostatique, il peut ainsi y avoir des tronçons d'un quart de travée sur lesquels le ferrailage transversal de cisaillement est constant.

Dans le cas de charges concentrées la valeur  $\Delta x$  est plafonnée à la distance entre charges. Toutefois dans les ponts cette prescription ne vise pas l'action des charges concentrées apportées par les véhicules.

Une alternative au calcul de cette contrainte est possible [EC2-2 6.2.4(103)] :

"L'effort tranchant transmis entre l'âme et la membrure est égal à  $V_{Ed} \Delta x / z$  et se décompose en trois parties : une partie s'exerçant dans la section de la poutre limitée à la largeur de l'âme et les deux autres régnant dans les ailes des membrures. Généralement la part de l'effort auquel l'âme demeure soumise

est la fraction  $b_w / b_f$  de l'effort total. Une force plus grande peut être prise en compte si la largeur totale de membrure efficace n'est pas indispensable pour résister au moment fléchissant. Dans ce cas, il peut être nécessaire de vérifier l'ouverture des fissures à l'état limite de service."

*Cette alternative revient aux errements antérieurs qui, appliqués à une longueur  $\Delta x$ , expriment l'effort de glissement par unité de longueur :*

$$v_{Ed} = (V_{Ed}/z)(b_1/b_{eff}) \quad \text{où } b_1 \text{ est la largeur de la membrure d'un seul côté de l'âme.}$$

*De ce fait, il reste comme effort dans l'âme  $v_{Ed,w} = (V_{Ed}/z)(b_w/b_{eff})$*

*Les expressions ci-dessus sont plus spécifiquement adaptées aux poutres en T en béton armé.*

Dans le cas du béton précontraint, et des caissons, en l'absence d'efforts concentrés apportant de brusques variations d'effort normal dans les hourdis, il est plus judicieux de recourir aux expressions classiques de la RDM et de calculer :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times h_f} \quad \text{où } S \text{ est le moment statique de la partie de membrure concernée.}$$

### 1.2.3 - Vérification de la résistance

Dans le modèle de treillis utilisé, l'inclinaison des bielles dans les membrures est différente de celles des âmes.

Les valeurs recommandées sont :

$$1,0 \leq \cot\theta_f \leq 2,0 \quad \text{pour les membrures comprimées}$$

$$1,0 \leq \cot\theta_f \leq 1,25 \quad \text{pour les membrures tendues.}$$

Il faut vérifier la compression des bielles dans la membrure :

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.22)]$$

$$\text{avec } v = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$$

et calculer les armatures

$$(A_{sf} f_{yd}/S_f) \geq v_{Ed} h_f / \cot\theta_f \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.21)]$$

Ces expressions sont une adaptation de celles relatives à la vérification des sections courantes, plus générales.

Si  $v_{Ed} \leq k \times f_{ctd}$ , aucune armature de cisaillement n'est nécessaire en complément de celles requises pour la flexion.

L'Eurocode 2 partie 1-1 recommande  $k = 0,4$ .

L'annexe nationale prescrit :

$k = 0,5$  en cas de surface verticale de reprise de bétonnage, rugueuse dans la membrure

$k = 1,0$  lorsqu'il n'y a pas de surface verticale de reprise de bétonnage

(la verticalité ici évoquée est relative au schéma de principe donné ci-avant)

*A titre indicatif,  $f_{ctd} = 1,50 \text{ MPa}$  pour un C35 et  $2,03 \text{ MPa}$  pour un C60.*

### 1.2.4 - Cumul avec la flexion locale

Le cumul flexion/cisaillement est traité au [Chapitre 10 -4.3.3] de ce guide.

### 1.3 - Cisaillement dans les surfaces de reprise

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.2.5].

En complément des exigences énoncées pour résister aux cisaillements exercés entre les âmes et les membrures ou dans les âmes, il faut vérifier dans les surfaces de reprise de bétonnage :

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.23)]$$

avec

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed}/(z \times b_i) \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.24)]$$

où  $\beta$  est le rapport entre l'effort normal longitudinal dans le béton de reprise et l'effort longitudinal total dans la zone comprimée (ou tendue).

Cette expression s'exprime également de la façon suivante, en supposant que l'on reste dans un domaine élastique :

$$v_{Edi} = V_{Ed}S/(I \times b_i)$$

où  $S$  est le moment statique au droit de la reprise de bétonnage

$I$  est l'inertie de la section.

La contrainte limite est donnée par l'expression suivante

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.25)]$$

$\sigma_n$  = contrainte normale à l'interface

$c$  et  $\mu$  coefficients dépendant de la rugosité de l'interface

$\alpha$  = inclinaison des aciers sur la reprise de bétonnage

$\rho = A_s / A_i$  = ratio des aciers traversant la reprise rapporté à la surface de celle-ci.

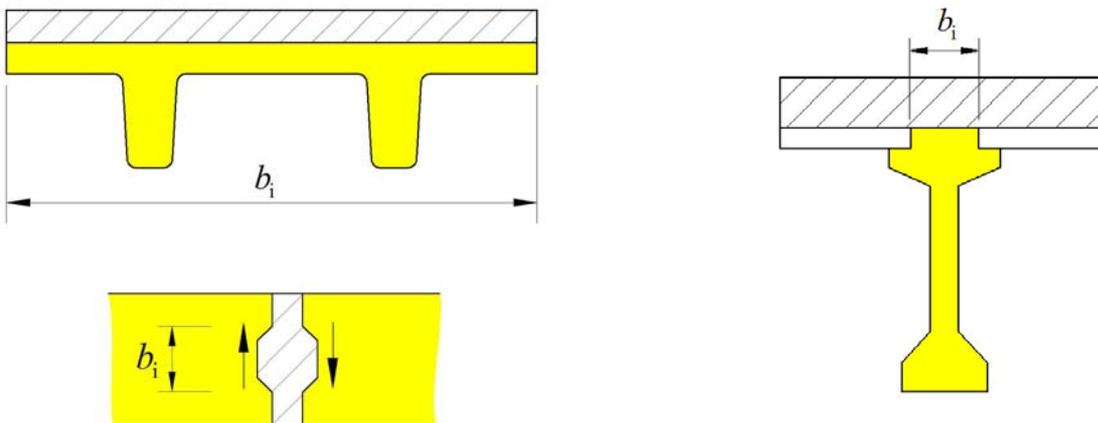
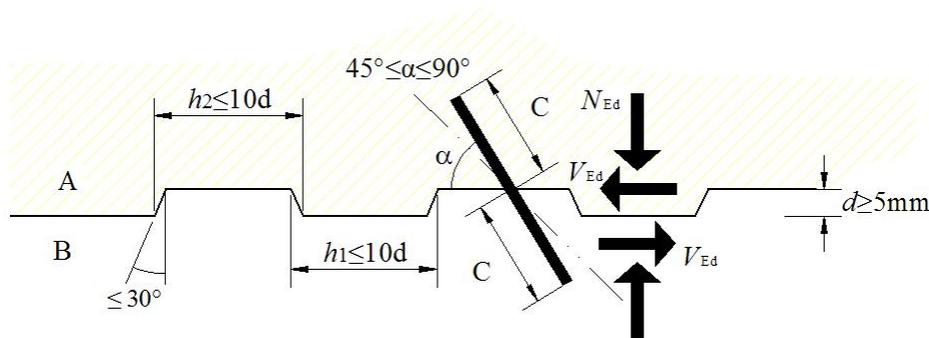


Fig./Tab.1.(5) : Exemple de surfaces de reprise [EC2-1-1 Fig.6.8]



**A** - béton de reprise    **B** - ancien béton    **C** - ancrage

Fig./Tab.1.(6) : Joint de reprise avec indentations [EC2-1-1 Fig.6.9]

Les surfaces de reprises sont classées en très lisses, lisses, rugueuses et avec indentations :

type de reprise	coefficients
très lisse : surface coulée au contact de moules en acier, en matière plastique, ou en bois traité spécialement :	$c = 0,25$ et $\mu = 0,5$
lisse : surface réalisée à l'aide de coffrages glissants ou surface extrudée ou surface non coffrée, laissée sans traitement ultérieur après vibration :	$c = 0,35$ et $\mu = 0,6$
rugueuse : surface présentant des aspérités d'au moins 3 mm de haut, espacées d'environ 40 mm, obtenues par striage, lavage direct ou toute autre méthode donnant un comportement équivalent :	$c = 0,45$ et $\mu = 0,7$
avec indentation : surface présentant des clés comme sur la Figure 6.9 :	$c = 0,50$ et $\mu = 0,9$

L'Eurocode 2 partie 2 prescrit de prendre  $c = 0$  pour les vérifications à la fatigue ou dynamiques. Les sollicitations dues aux charges de trafic (UDL et tandem TS par exemple) ne sont pas à considérer comme des actions dynamiques. Les actions de séisme sont, par contre, des actions dynamiques.

*L'Eurocode 2 partie 1-1 demande seulement de diviser par deux les valeurs de  $c$  dans le cas de vérification à la fatigue ou dynamique.*

Lorsque la contrainte normale à la reprise est une contrainte de traction il faut prendre  $c = 0$ .

## 1.4 - Éléments en flexion composée, non fissurés à l'ELU de résistance et ne nécessitant pas d'armatures de tranchant

Pour les éléments ne nécessitant pas d'armatures de tranchant, soumis à une flexion composée et qui ne sont pas fissurés à l'ELU, la clause [EC2-1-1 6.2.2(4)] renvoie à [EC2-1-1 12.6.3], qui traite de la résistance à l'effort tranchant d'éléments en béton non-armé.

La clause [EC2-1-1 12.6.3(3)] précise le sens de "non-fissuré à l'ELU" pour un élément : il reste complètement comprimé ou la valeur absolue de la contrainte principale de traction dans le béton est inférieure à  $f_{ctd}$ .

*Cette clause donne des formules de calculs calibrées pour des sections rectangulaires et pour le cas où la contrainte normale transversale est nulle. Le cas de sections complexes n'est pas envisagé car la valeur  $k = 1,5$  [EC2-1-1 Expr.(12.4)] adoptée correspond bien au cisaillement maximal d'une section rectangulaire.*

Il est ajouté par la clause [EC2-1-1 12.1(2)] que la section 12 s'applique aux éléments pour lesquels l'effet des actions dynamiques peut être ignoré. Elle **ne s'applique pas** quand les effets sont ceux engendrés par des machines tournantes et les **charges de trafic**.

Elle ne saurait donc concerner les tabliers de ponts mais peut s'appliquer à d'autres éléments de structures tels que les semelles de fondation et les pieux dont le diamètre est  $\geq 600$  mm et pour lesquels  $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$

La justification consiste à vérifier que le cisaillement  $\tau_{cp}$  dans une section soumise à un effort tranchant et un effort normal reste inférieure à une résistance de calcul en cisaillement et compression du béton  $f_{cvd}$ . Le projeteur est renvoyé au texte de l'Eurocode 2 pour l'utilisation détaillée des expressions (12.5), (12.6), (12.7) [EC2-1-1 12.6.3(2)], [EC2-1-1 12.6.3(3)]. Elles permettent de tracer une courbe des contraintes de cisaillement admissibles aux ELU pour ces pièces peu armées, donnée ci-dessous. Dans la même figure a été ajouté la courbe donnant la contrainte limite donnée par l'annexe QQ pour les ELS, à titre de comparaison.

*La contrainte de cisaillement limite ainsi obtenue est inférieure à la contrainte limite calculée selon les prescriptions de l'annexe QQ de l'Eurocode2 partie 2. Ce résultat est logique : le critère de l'annexe QQ traduit la non-fissuration sans coefficient de sécurité, tandis que les expressions (12.5) à (12.7) traduisent la résistance à l'effort tranchant de pièces non armées, avec une sécurité importante puisque la rupture correspondante est fragile. Par contre elle autorise, sans armature, des contraintes de cisaillement plus élevées que les expressions [EC2-1-1 Expr.(6.2a)] et [EC2-1-1 Expr (6.2b)] comme le montre la droite représentant  $1,5V_{Rd,c}/b_w d$  résultant de ces formules et calculée avec le ratio maximal d'aciers passifs.*

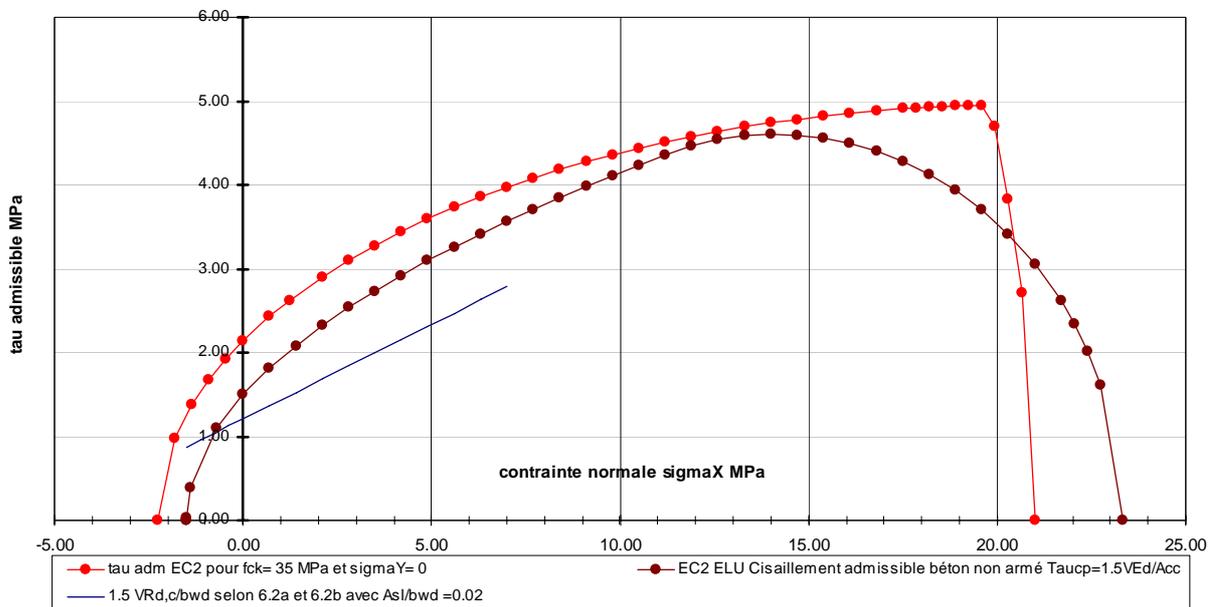


Fig./Tab.1.(7) : Contrainte de cisaillement admissible aux ELU selon [EC2-1-1 12.6.3] comparé aux contraintes admissibles aux ELS de l'annexe QQ

## 1.5 - Éléments précontraints à une seule travée ne nécessitant pas d'armatures de tranchant

Ce cas est traité en [EC2-1-1 6.2.2(2)] et permet notamment de justifier les poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension utilisées dans les structures de bâtiments. L'application des prescriptions données ne pose pas de difficulté particulière et le projeteur est invité à se reporter au texte de l'eurocode.

## 1.6 - Cas particuliers permettant une augmentation de la résistance des bielles béton

### 1.6.1 - Armatures d'effort tranchant sollicitées à moins de 80% de $f_{yk}$

La note 2 de la clause [EC2-1-1 6.2.3(3)] indique que dans le cas où les armatures d'effort tranchant sont soumises à une contrainte de calcul inférieure à 80% de leur limite d'élasticité  $f_{yk}$  les valeurs suivantes de  $v_1$  peuvent être adoptées pour le calcul de la résistance des bielles :

$$v_1 = 0,6 \quad \text{si } f_{ck} \leq 60\text{MPa}$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{si } f_{ck} > 60\text{MPa}$$

Ceci revient à permettre une augmentation de la résistance des bielles si les aciers sont moins sollicités.

En général la contrainte de calcul utilisée pour le dimensionnement des armatures est  $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 0,87 f_{yk}$ .

Si les aciers travaillent à  $\sigma_s = 0,80 f_{yk}$  la surconsommation d'aciers est d'environ 10% mais l'augmentation de résistance des bielles se fait dans le rapport de  $v_1 / v$ .

Le tableau ci dessous montre que le gain de résistance des bielles peut être largement supérieur à la perte de résistance des aciers.

$f_{ck}$	25	30	35	40	50	60	70	80	90
<b>v expression (6.6)</b>	0,540	0,528	0,516	0,504	0,480	0,456	0,432	0,408	0,384
<b><math>v_1</math> expression (6.10)</b>	0,600	0,600	0,600	0,600	0,600	0,600	0,550	0,500	0,450
<b>rapport <math>v_1/v</math></b>	1,111	1,136	1,163	1,190	1,250	1,316	1,273	1,225	1,172

Il montre également que cette règle est plus favorable pour les bétons de résistance moyennement élevée.

### 1.6.2 - Armatures de précontrainte droites et niveau de précontrainte élevé

L'Eurocode 2 réduit la valeur du tranchant résistant pour les éléments dont le béton est soumis à une compression moyenne supérieure à  $0,5f_{cd}$  [EC2-2 Expr.(6.11.cN)]. La partie 2 de l'Eurocode 2 prévoit en revanche de ne pas pénaliser les poutres soumises à une précontrainte droite, donnant une compression élevée si certaines conditions sont réunies [EC2-2 6.2.3(103) Note 4] : si les membrures sont capables de supporter la force de précontrainte totale, et si des blochets sont prévus à l'extrémité des poutres, l'effort de précontrainte peut être supposé réparti entre les membrures. Dans ce cas on peut prendre  $\alpha_{cw}=1$  au lieu de la valeur réduite prévue pour une compression supérieure à  $0,5f_{cd}$ .

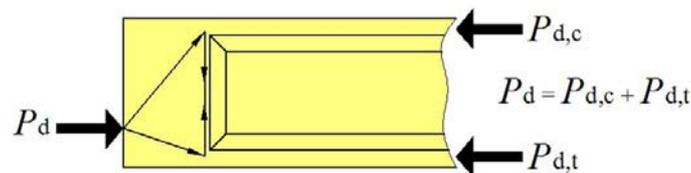


Fig./Tab.1.(8) : Répartition de la précontrainte dans les membrures par les blocs d'about [EC2-2 Fig.6.101]

## 2 - Méthode bielles et tirants pour zone de discontinuité

Cette méthode a été conçue à l'origine pour adapter et étendre la méthode d'analyse utilisant le modèle du treillis au traitement des régions appelées de type D (D comme "disturbance", discontinuité) qui peuvent

comporter des discontinuités géométriques ou des perturbations dues à l'application de charges concentrées. Développée par l'école allemande et en particulier par Jörg Schlaich, la méthode a été retenue et présentée par le Comité Européen du Béton (CEB) dans son Code Modèle. L'Eurocode 2 n'en présente qu'un résumé au travers de ses clauses "Analyse avec modèle bielles et tirants" [EC2-1-1 5.6.4] et "Dimensionnement à l'aide de modèles bielles-tirants" [EC2-1-1 6.5]. Pour une utilisation correcte de la méthode le projeteur est vivement invité à consulter par exemple l'excellent rapport publié en anglais par le PCI JOURNAL de Mai-Juin 1987 sur le sujet avec pour titre "Toward a Consistent Design of Structural Concrete" et signé de Schlaich et al.

Le présent guide ne rappelle que les quelques règles essentielles.

## 2.1 - Principe

Le principe en est le suivant :

- choix d'un schéma de transmission des efforts qui permet de bâtir le modèle bielles-tirants assurant l'acheminement des efforts par des éléments droits (barres) et leur déviation au passage de nœuds ;
- détermination des efforts statiquement équilibrés dans les bielles et les tirants ;
- et enfin, dimensionnement et vérification des bielles, des tirants et des nœuds.

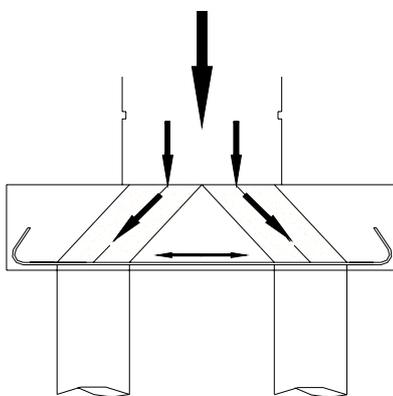


Fig./Tab.2.(1) : Schéma de principe d'un cas d'application de la méthode des bielles

## 2.2 - Dimensionnement des bielles, des tirants et des nœuds

### 2.2.1 - Résistance des bielles

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.5.2].

Deux cas sont distingués : celui où la bielle est comprimée ou non transversalement et celui où elle est soumise à une traction transversale, ce qui conduit à une réduction de sa résistance.

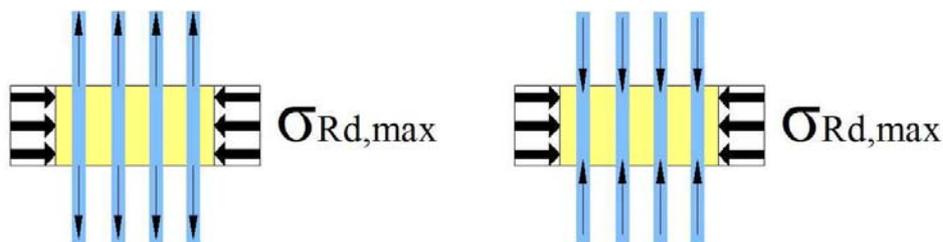


Fig./Tab.2.(2) : Résistance des bielles soumises et non-soumises à une traction transversale

Dans la figure de droite les flèches verticales représentent une contrainte de compression transversale éventuellement nulle.

Les résistances des bielles à la compression sont ainsi :

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad \text{dans le cas de compression transversale.} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.55)]$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 v' f_{cd} \quad \text{dans le cas de traction transversale.} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.56)]$$

$$\text{avec } v' = 1 - f_{ck}/250 \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.57N)]$$

*On peut rapprocher cette valeur de 0,6 v' de celle  $v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$  où  $v$  est le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant.*

## 2.2.2 - Résistance des tirants

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.5.3].

Les résistances de calcul des tirants transversaux et des armatures de précontrainte observent les mêmes limites données par les règles générales [EC2-1-1 3.2 et 3.3].

En particulier, pour les armatures de béton armé il convient d'une part de les ancrer selon les principes de la section [EC2-1-1 Sect.8] et d'autre part de limiter leur contrainte à :

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

L'Eurocode 2 partie 1-1 conseille de ne pas concentrer les aciers de tirants dans leur position théorique de modèle mais de les répartir sur la zone d'épanouissement des contraintes [EC2-1-1 6.5.3(3)].

L'Eurocode 2 partie 1-1 rappelle ensuite les expressions des efforts de traction pour deux cas simples :

a) pour le cas de régions de discontinuité partielle ( $b \leq H/2$ ), [EC2-1-1 Fig.6.25a)],

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.58)]$$

b) pour le cas de régions de discontinuité totale ( $b > H/2$ ), [EC2-1-1 Fig.6.25b)],

$$T = \frac{1}{4} \left( 1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.59)]$$

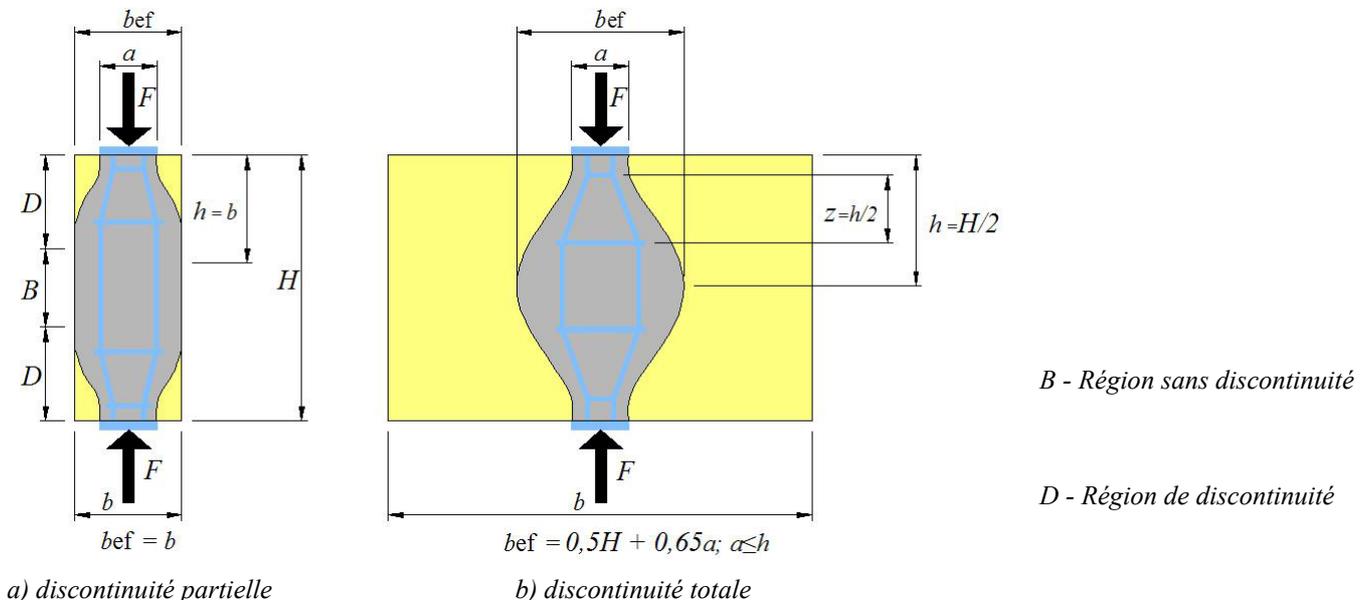


Fig./Tab.2.(3) : Efforts transversaux de traction dans un champ de contrainte de compression avec armatures réparties [EC2 -1-1 Fig.6.25]

## 2.2.3 - Résistance des nœuds

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 6.5.4].

### 2.2.3.a) Limite de compression dans les nœuds types

Il est simplement rappelé ici les limites des contraintes de compression à observer pour les trois types de nœuds les plus couramment rencontrés :

#### (1) Les nœuds soumis à compression sans aucun tirant ancré dans le nœud

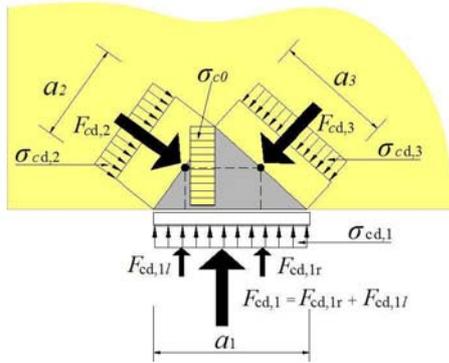


Fig./Tab.2.(4) : Nœud soumis à compression sans tirant [EC2-1-1 Fig.6.26]

Contrainte de compression maximale admissible :

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd}$$

avec  $k_1 = 1,0$  valeur recommandée par l'Eurocode 2 partie 1-1 et l'annexe nationale

$$v' = 1 - f_{ck}/250 \quad (\text{rappel})$$

L'annexe nationale autorise sur justifications spéciales de porter  $k_1$  jusqu'à  $k_1 = 1/v'$

#### (2) Les nœuds soumis à traction et compression avec tirants dans une direction

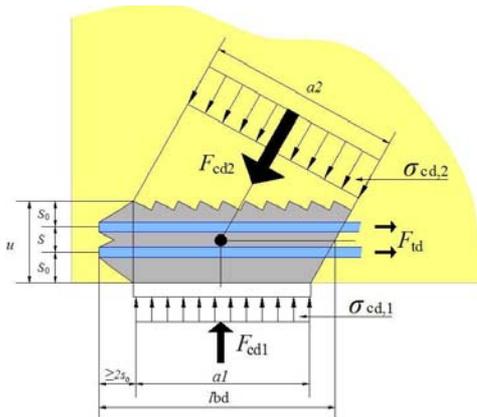


Fig./Tab.2.(5) : Nœud soumis à compression et à traction avec armatures dans une direction [EC2-1-1 Fig.6.27]

Contrainte de compression maximale admissible :

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd}$$

avec  $k_2 = 0,85$  valeur recommandée par l'Eurocode 2 partie 1-1 et l'annexe nationale

L'annexe nationale autorise sur justifications spéciales de porter  $k_2$  jusqu'à  $k_2 = 1,0$

#### (3) Les nœuds soumis à traction et compression avec tirants dans deux directions

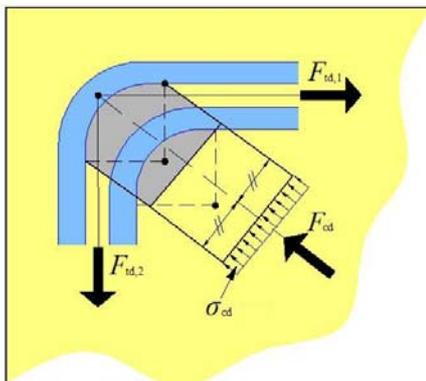


Fig./Tab.2.(6) : Nœud soumis à compression et traction avec armatures dans deux directions [EC2-1-1 Fig.6.28]

Contrainte de compression maximale admissible :

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd}$$

avec  $k_3 = 0,75$  valeur recommandée par l'EC2-1-1 et l'annexe nationale

L'annexe nationale autorise sur justifications spéciales de porter  $k_3$  jusqu'à  $k_3 = 0,9$

### 2.2.3.b) Majoration de la limite de compression pour conditions particulières

Pour certains nœuds les valeurs admissibles des contraintes de compression peuvent être majorées de 10 % si au moins une des conditions suivantes est vérifiée :

- une compression tri-axiale est assurée,
- tous les angles entre bielles et tirants sont  $\geq 55^\circ$ ,
- les contraintes au droit des appuis ou des charges ponctuelles sont uniformes, et le nœud est confiné par des armatures transversales,
- les armatures sont disposées selon plusieurs cours,
- le nœud est confiné de manière fiable par une disposition particulière d'appui ou par frottement.

### 2.2.3.c) Cas de nœuds soumis à compression tri-axiale

Le cas particulier des nœuds soumis à une compression tri-axiale peut être traité comme celui du béton confiné [EC2 1-1 3.1.9] dont la résistance caractéristique peut être définie par les expressions :

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(3.24)]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(3.25)]$$

où  $\sigma_2$  est la contrainte de compression latérale due au confinement.

La limite de compression est cependant plafonnée à la valeur  $\sigma_{Rd,max} = k_4 v' f_{cd,c}$

avec  $f_{cd,c} = f_{ck,c} / \gamma_C$  et  $k_4 = 3,0$  valeur recommandée et acceptée par l'annexe nationale qui, de surcroît, autorise sur justifications spéciales d'augmenter  $k_4$  jusqu'à la valeur de  $k_4 = 3/v'$ .

## 3 - Diffusion de la précontrainte

### 3.1 - Règles proposées par l'Eurocode 2

Les principales règles concernant les zones d'introduction de la précontrainte se trouvent en [EC2 8.10.2] pour l'ancrage de la précontrainte par pré-tension et en [EC2 8.10.3] pour l'étude des zones d'ancrage de la précontrainte par post-tension. Ces règles sont complétées par d'autres règles disséminées dans différents chapitres ce qui ne facilite pas vraiment leur application.

Le présent guide s'intéresse plus particulièrement à la justification des zones d'ancrage de la précontrainte par post-tension. Il rappelle et présente de façon plus ordonnée pour le projeteur les règles essentielles à utiliser pour l'étude de la diffusion de la précontrainte.

#### 3.1.1 - Force de précontrainte

En premier lieu la force de précontrainte à utiliser pour l'étude, force appliquée à l'extrémité active à la mise en tension  $P_{max}$ , est évoquée en [EC2-2 Anx.J.104.2]. Sa définition est donnée en [EC2-1-1 5.10.2.1(1)P] avec les recommandations d'usage pour éviter l'écrasement ou l'éclatement du béton.

Pour l'étude de la diffusion, à traiter comme une vérification d'effets locaux [EC2-1-1 8.10.3(2)], cette force doit être pondérée par un coefficient  $\gamma_{P,unfav} = 1,2$  [EC2-1-1 2.4.2.2(3)]. L'angle de diffusion de la force de précontrainte, qui prend effet à l'extrémité de l'organe d'ancrage, par simplification, peut être pris égal à  $2\beta$ , avec  $\beta = a \tan\left(\frac{2}{3}\right)$  [EC2-1-1 8.10.3(5)].

### 3.1.2 - Méthode de calcul

La méthode à utiliser est suggérée en [EC2-1-1 8.10.3(4)] : utilisation d'un modèle bielles-tirants ou d'autres modes de représentation appropriés pour évaluer les efforts de traction dus à des forces concentrées. Les armatures sont à disposer en les faisant travailler à leur résistance de calcul. Si la contrainte dans les armatures passives est limitée à 300MPa pour leur dimensionnement, la vérification de l'ouverture des fissures n'est pas nécessaire [EC2-1-1 8.10.3(4)].

*L'Eurocode 2 partie 2 propose une valeur de 250 MPa encore plus sécuritaire [EC2-2 8.10.3(104)]. Néanmoins il y a ici un mélange pas très heureux entre la maîtrise de la fissuration qui doit se faire aux ELS et le dimensionnement des armatures à faire aux ELU. Pour ne pas adopter une règle trop pénalisante, il est suggéré de retenir la valeur de 300 Mpa pour le dimensionnement et qu'on peut considérer comme obtenue à partir de la valeur 250 MPa aux ELS et majorée par le coefficient 1,2.*

### 3.1.3 - Règles particulières

On trouve en [EC2-1-1 6.7] une règle fixant la contrainte limite à respecter dans le cas d'une charge uniformément répartie appliquée à la surface du béton. Cette règle n'est manifestement pas prévue pour des efforts concentrés importants comme ceux développés par des ancrages de précontrainte; en revanche elle peut être utilisée pour les zones sous appareils d'appui.

La clause [EC2-2 Anx.J.104.2] a pour titre "zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension". C'est là, d'ailleurs, où l'utilisation de  $P_{\max}$  apparaît explicitement. En fait cette clause n'est qu'un complément pour préciser ce qu'il y a lieu de faire, juste derrière l'ancrage dans la zone appelée de première régularisation. Elle n'est pas destinée à traiter le problème de la diffusion dans sa totalité.

## 3.2 - Application des règles de l'Eurocode 2 au cas simple d'un seul ancrage

C'est l'application de la méthode bielles et tirants dont les principes ont déjà été présentés au paragraphe précédent [Chapitre10-2].

### 3.2.1 - Données

Soit une poutre en béton de section  $0,5\text{m} \times 1\text{m}$  à laquelle une force de précontrainte de  $P_{\max} = 1\text{MN}$  à la mise en tension, est appliquée.

Caractéristique du béton à  $t_0$ , date de mise en tension :  $f_{ck}(t_0) = 30\text{MPa}$

Caractéristique du ferrailage passif,  $f_{yk} = 500\text{MPa}$  soit  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{MPa}$

Compte tenu du facteur partiel  $\gamma_{p,\text{unfav}} = 1,2$ , il en résulte une force de calcul :

$$P_d = \gamma_{p,\text{unfav}} \times P_{\max} = 1,2\text{MN}$$

### 3.2.2 - Choix d'un modèle bielles-tirants

Dans ce cas simple, le choix du modèle est facile, c'est celui qui est souvent utilisé pour illustrer la méthode. Il est rappelé dans la figure suivante [Fig./Tab.3.(1)] :

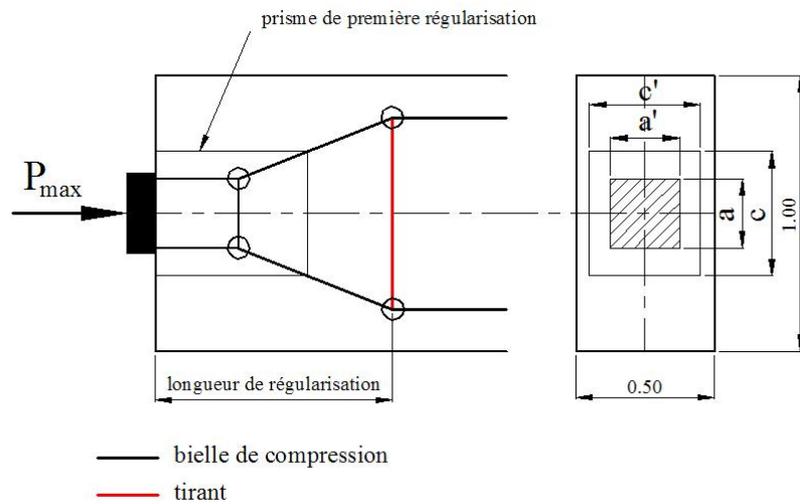


Fig./Tab.3.(1) : Méthode bielles et tirants

Les premiers nœuds sont placés directement derrière la plaque d'ancrage. L'effort est conventionnellement divisé en deux derrière l'ancrage et est diffusé grâce à deux bielles inclinées de  $33,7^\circ$  ( $a \tan\left(\frac{2}{3}\right)$ ). Une fois la diffusion effectuée, l'effort est bien réparti dans la section avec une contrainte uniforme modélisée par deux bielles horizontales situées au quart inférieur et au quart supérieur de la section. Il est généralement admis que cette diffusion s'effectue de façon complète sur une longueur de l'ordre de la dimension transversale de l'élément. Cette longueur est déterminée par le choix de l'angle de diffusion qui donne, à son tour, la section d'armatures nécessaire.

*On peut noter que dans le modèle standard utilisé pour un effort concentré, l'angle de diffusion est aussi souvent adopté comme correspondant à 2 pour 1 (2 :1).*

### 3.2.3 - Vérification des nœuds

#### 3.2.3.a) Nœuds derrière la plaque d'ancrage

En arrière de la plaque d'ancrage la contrainte moyenne de compression vaut :

$$\sigma = P_d / (a \times a') = 1,2 / (0,150 \times 0,150) = 53 \text{ MPa}$$

C'est la contrainte qui s'exerce sur les nœuds situés à cet endroit. Ces nœuds sont seulement soumis à des forces de compression. La contrainte maximale à vérifier est donc :

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} \text{ avec } v' = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ et } k_1 = 1 \text{ (valeur recommandée) [EC 2-1-1 6.5.4], soit } 17,6 \text{ MPa.}$$

Il est évident que ce critère ne peut jamais être vérifié. Seul un confinement du béton sous l'ancrage, obtenu au moyen de cadres fermés ou d'armatures adéquatement disposées, peut permettre de rehausser la résistance à la compression du béton pour résister à l'effort appliqué [EC2-1-1 3.1.9(2)].

Dans l'exemple étudié il faudrait rehausser la résistance à la compression à une valeur telle que

$f_{ck,c}/1,5 \geq 53 \text{ MPa}$ , avec  $f_{ck,c} = f_{ck} \times (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck})$  [EC2-1-1 Expr.(3.25)] avec toutefois une valeur plafond égale à  $\sigma_{Rd,max} = k_4 v' f_{cd}$  et  $k_4 = 3$  [EC2-1-1 6.5.4(6)] ; pour cela il faudrait donc disposer le frettage nécessaire pour obtenir une valeur de  $\sigma_2$  permettant de satisfaire à la condition.

*Dans la pratique le ferrailage sous ancrage prévu dans les ATE des différents procédés de précontrainte permet en principe d'atteindre cet objectif.*

*En effet les procédés de précontrainte font l'objet d'un agrément technique européen (ATE). Ils subissent un certain nombre de tests pour démontrer leur capacité à reprendre la force exercée par le câble et à la transférer à la structure en béton (essais de transfert sur bloc d'about notamment). Au final, l'ATE d'un système de précontrainte précise les principales caractéristiques des ancrages, les usages possibles et il donne le ferrailage à disposer derrière l'ancrage ainsi que les entraxes et distances au bord à respecter pour assurer un bon transfert de charge au béton. Il précise également les résistances minimales du béton à atteindre avant la mise en tension.*

*L'Eurocode 2 recommande bien évidemment de respecter les prescriptions de l'agrément technique européen.*

L'Eurocode 2 partie 1-1 ne donne pas suffisamment de détails au projeteur pour faire le dimensionnement pratique de ce frettage. C'est pour pallier ce manque de méthode de calcul pratique de ce ferrailage que la clause [EC2-2 Anx.J.104.2] a été rajoutée dans la partie 2. Elle permet de prévoir, dans le volume défini comme étant le prisme de première régularisation, le ferrailage minimum nécessaire qui permet donc de passer de contraintes très élevées à des contraintes de l'ordre de  $0,6 f_{ck}(t_0)$ .

*Le projeteur pourra aussi trouver une méthode plus détaillée dans le Code Modèle 90 [MC90 3.5] pour la détermination de ce ferrailage.*

### 3.2.3.b) Nœuds après diffusion de l'effort de précontrainte

Dans les nœuds après diffusion de la précontrainte la contrainte moyenne de compression vaut :

$$\sigma = P_d / (b \times h) = 1,2 / 0,5 \times 1 = 2,4 \text{ MPa}$$

Ces nœuds étant soumis à deux forces de compression et une force de traction, la contrainte à ne pas dépasser est cette fois-ci :

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd} \text{ avec } v' = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ et } k_2 = 0,85 \text{ (valeur recommandée)}$$

$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd} = 0,85 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times \frac{30}{1,5} = 15 \text{ MPa}$  soit une valeur largement supérieure à la contrainte appliquée.

*Les nœuds après diffusion peuvent être appelés "nœuds diffus" (pour "smeared nodes") dans la méthode bielles-tirants; ils sont généralement dispensés de la vérification du critère de compression limite du béton.*

La vérification de tous les nœuds est donc bien assurée.

## 3.2.4 - Vérification des bielles

La contrainte régnant dans chacune des bielles juste après le prisme de première régularisation est de l'ordre de  $0,6 f_{ck}(t_0)$  si le nécessaire a été fait pour qu'il en soit ainsi : respect des distances des plaques d'ancrage aux bords libres des pièces, dimensionnement du prisme de première régularisation, dimensionnement et disposition du ferrailage au droit de ce prisme (voir ci-après [Chapitre 10 -3.2.5.a]). Cette contrainte va même diminuer à mesure qu'on se rapproche de l'autre extrémité de la bielle dont la section se rapproche de la moitié de la section de la poutre dans l'exemple traité.

D'après la clause [EC2-1-1 6.5.2], dans le cas de bielles de béton dans une région où ne règnent pas de contraintes de traction transversale, la contrainte admissible est donnée par :

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}(t_0) = \frac{f_{ck}(t_0)}{1,5} = 0,66 f_{ck}(t_0). \text{ Le critère portant sur les bielles est donc bien vérifié.}$$

### 3.2.5 - Dimensionnement du ferrailage

#### 3.2.5.a) Ferrailage dans le prisme de première régularisation

##### (i) Prisme de première régularisation

Le prisme de première régularisation est défini par sa section rectangulaire  $c \times c'$  et sa profondeur  $\delta = 1,2 \max(c ; c')$  [EC2-2 Anx.J.104.2(102)].

Les dimensions  $c$  et  $c'$  doivent être telles que :

$$c \times c' = \frac{P_{\max}}{0,6 f_{ck}(t_0)}, \text{ pour respecter, d'une part, une contrainte limite raisonnable}$$

et d'autre part, des critères de géométrie

$$\frac{c}{a} \leq 1,25 \sqrt{\frac{c \times c'}{a \times a'}} \quad \text{et} \quad \frac{c'}{a'} \leq 1,25 \sqrt{\frac{c \times c'}{a \times a'}}$$

où  $a$  et  $a'$  sont les dimensions du plus petit rectangle comprenant la plaque d'ancrage.

*L'idée est de passer de la plaque d'ancrage à un rectangle associé dont l'aire est choisie pour obtenir une contrainte moyenne égale à  $0,6f_{ck}(t_0)$ . Les dimensions du rectangle peuvent être ensuite adaptées, pour des raisons d'encombrement, tout en gardant une aire constante. C'est ce qu'expriment les conditions géométriques vues précédemment.*

*Les formules de l'Eurocode 2 permettent jusqu'à une variation de  $\pm 25\%$  des dimensions du rectangle alors que les ATE autorisent seulement une variation de  $\pm 15\%$ . Il est donc conseillé de remplacer le facteur 1,25 par 1,15 ou 1/0,85.*

On notera que la contrainte moyenne de  $0,6f_{ck}(t_0)$  conduit la plupart du temps à des dimensions plus sécuritaires que celles proposées dans les ATE.

En prenant le cas simple d'un ancrage de précontrainte carré avec  $a = a'$ , en choisissant  $c = c'$  et en n'utilisant pas les variations dimensionnelles autorisées,  $c$  est alors défini par la seule première condition (les deux dernières inéquations sont automatiquement vérifiées).

$$\text{Cela donne } c = \sqrt{\frac{P_{\max}}{0,6 f_{ck}(t_0)}}, \text{ soit dans l'exemple } c = 0,236\text{m et } \delta = 0,283\text{m}.$$

##### (ii) Ferrailage

Comme déjà annoncé ci-dessus, le ferrailage à disposer dans le prisme de première régularisation qu'on vient de déterminer est en principe donné par les ATE des procédés de précontrainte. Sa section minimale peut être déduite du dimensionnement simple donné en [EC2-2 Anx.J.104.2(103)] :

$$A_s = 0,15 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}, \text{ soit dans cet exemple } A_s = 4 \text{ cm}^2.$$

Ce ferrailage transversal doit traverser le prisme de première régularisation selon deux directions orthogonales et avoir dans chacune de ces directions la section minimale précédente. Les armatures seront en outre réparties sur toute la longueur du prisme.

*Le ferrailage donné par l'ATE est souvent plus fort en quantité au minimum requis. Il est toutefois défini pour un ancrage isolé. Il convient d'adapter son façonnage aux dimensions réelles des éléments surtout dans le cas de plusieurs ancrages juxtaposés. Il convient aussi d'assurer une bonne couture du prisme au béton environnant de l'élément.*

### **3.2.5.b) Ferrailage correspondant au tirant de la méthode bielles et tirants**

Considérant des bielles inclinées à  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\right)$ , ceci donne une force dans le tirant de  $\frac{P_d}{2} \times \frac{2}{3} = 0,4MN$ .

Cela donne un ferrailage de diffusion  $A_{sd} = \frac{0,4}{300} = 13,3 \text{ cm}^2$  à placer en complément des aciers  $A_s$  précédemment définis sur la longueur du prisme de première régularisation [Fig./Tab.3.(1)].

### **3.2.5.c) Positionnement du ferrailage précédent**

Ces informations ne sont pas données dans l'Eurocode 2. En principe il faut aller voir dans les documents traitant de façon détaillée la méthode bielles et tirants. Le bon sens permet néanmoins de penser que ces armatures devraient être réparties et avoir comme position moyenne celle du tirant du modèle, tout en respectant les règles de bonne construction.

## **3.2.6 - Conclusions sur les règles de l'Eurocode 2**

Manifestement les règles proposées par l'Eurocode 2 pour traiter la diffusion de la précontrainte par post-tension ne sont ni assez détaillées, ni complètes. On peut citer le problème important du cumul des armatures transversales de diffusion avec les armatures d'effort tranchant et de torsion qui n'est pas du tout évoqué.

De plus la méthode bielles et tirants, si elle présente l'avantage d'obliger le projeteur à réfléchir à la manière dont les efforts se répartissent dans la zone de régularisation, elle met en revanche le projeteur en situation délicate face aux inconvénients ou lacunes qu'elle comporte. Déjà il doit se garder des schémas trop compliqués (un bon modèle de bielles et tirants est celui qui minimise le nombre de tirants), mais de toute façon la méthode peut devenir rapidement inextricable pour les cas plus complexes (3D notamment). Et c'est là son principal inconvénient : les cas un peu plus compliqués que l'exemple présenté demandent beaucoup d'expérience et un niveau d'expertise élevé de la part du projeteur pour être correctement traités. On cite souvent le conseil fait aux projeteurs de faire un modèle aux éléments finis pour obtenir l'inclinaison des bielles et vérifier que le schéma proposé est bien compatible avec les efforts en élastique.

## **3.3 - Méthode du guide Sétra "Diffusion des efforts concentrés"**

Compte tenu des inconvénients soulignés précédemment, il faut signaler une deuxième méthode, encore appelée "méthode analytique", qui est à la base des pratiques antérieures et qui a le grand mérite de traiter le problème de la diffusion à partir d'une approche globale.

Le lecteur est utilement renvoyé à la lecture du guide Sétra "Diffusion des efforts concentrés" de novembre 2006 et à son erratum 2008 pour l'utilisation de la méthode.

On peut juste sommairement rappeler que la diffusion est vérifiée selon deux directions orthogonales, correspondant en général aux axes principaux d'inertie de la section étudiée (bien souvent l'horizontale et la verticale) et que le calcul de diffusion de la précontrainte est réalisé dans deux zones :

- une zone comprenant le voisinage immédiat de l'ancrage appelée prisme local ;
- une zone dite de régularisation incluant toute la section sur la longueur nécessaire à la régularisation des efforts.

La méthode est ensuite basée sur la vérification des contraintes de cisaillement dans des plans de coupures réalisées dans la pièce considérée.

## 4 - Calculs de plaques

Le calcul des plaques (hourdis et des âmes de ponts notamment) pose un certain nombre de questions récurrentes : Quelles valeurs de sollicitations prendre en compte ? Comment les cumuler entre elles ? Comment cumuler les aciers de flexion, d'effort tranchant, de diffusion ? Peut-on trouver un modèle de comportement global des plaques en béton armé fléchies et cisailées ?

Les paragraphes suivants détaillent les réponses qu'apporte l'Eurocode 2 à ces questions, ainsi que des compléments utiles pour celles qui ne sont pas traitées par l'Eurocode 2.

### 4.1 - Calcul des sollicitations

#### 4.1.1 - Méthode d'analyse

Pour les ponts, le calcul des sollicitations dans les plaques se fait généralement par l'analyse élastique linéaire. L'Eurocode 2 partie 1-1 autorise d'autres méthodes (analyse élastique avec redistributions forfaitaires de moments, analyse plastique, analyse non-linéaire). Ces méthodes sont essentiellement utilisées en bâtiment, où les risques liés à la fissuration sont faibles. En ouvrage d'art, l'utilisation des analyses plastiques est déconseillée, sauf cas particulier. Les analyses avec redistributions forfaitaires sont possibles, sous réserve de bien contrôler la fissuration aux ELS.

#### 4.1.2 - Valeur de calcul retenue pour le dimensionnement

L'Eurocode ne précise pas la valeur de moment à retenir pour le dimensionnement des plaques, notamment en cas d'application de charges concentrées : s'agit-il du moment de pointe résultant de l'analyse, ou peut-on retenir une valeur moyennée ? Conformément à la pratique française antérieure, il est loisible d'utiliser une valeur du moment moyennée sur une largeur égale à 2 fois l'épaisseur de la dalle (moyenne faite transversalement à la direction de l'effort considéré).

*En pratique, pour les épaisseurs et les charges couramment utilisées en ouvrages d'art, la différence entre les deux calculs est minime. Les abaques de moment de flexion dans les hourdis de pont publiés par le Sétra ont pris en considération les moments de pointe.*

#### 4.1.3 - Cumul des sollicitations

Le modèle LM1 de l'Eurocode 1 partie 2 conduit à cumuler les effets globaux et locaux. Par exemple, dans un hourdis supérieur de pont caisson ou dans une dalle de pont mixte, au droit d'un appui intermédiaire, une traction d'ensemble liée au moment négatif créé par les charges UDL réparties sur la travée, et une flexion locale du hourdis créée par un tandem TS situé à proximité de la section peuvent exister simultanément.

Deux solutions sont possibles :

- traiter de façon exacte les concomitances de charges (notamment lorsqu'il n'est pas possible de dissocier effets globaux et effets locaux, par exemple pour les ponts-dalles), ou
- tenir compte de façon forfaitaire des concomitances, à partir des sollicitations extrêmes.

L'Eurocode 2 ne contient pas d'indications sur le cumul des efforts globaux et locaux. En revanche, l'annexe E de l'Eurocode 3 partie 2 donne un coefficient de combinaison  $\psi$  fonction de la portée. Les règles de combinaison proposées dans cette annexe peuvent être utilisées pour traiter les cas de figure cités ci-dessus.

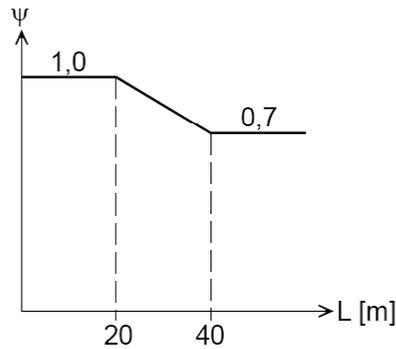


Fig./Tab.4.(1) : Coefficient de combinaison dépendant de la portée [EC3-2 Fig.E.2]

## 4.2 - Problématique générale du calcul des plaques en béton

La figure ci-dessous, extraite de l'annexe LL de l'Eurocode 2 partie 2, représente l'ensemble des sollicitations pouvant agir sur un élément de dalle :

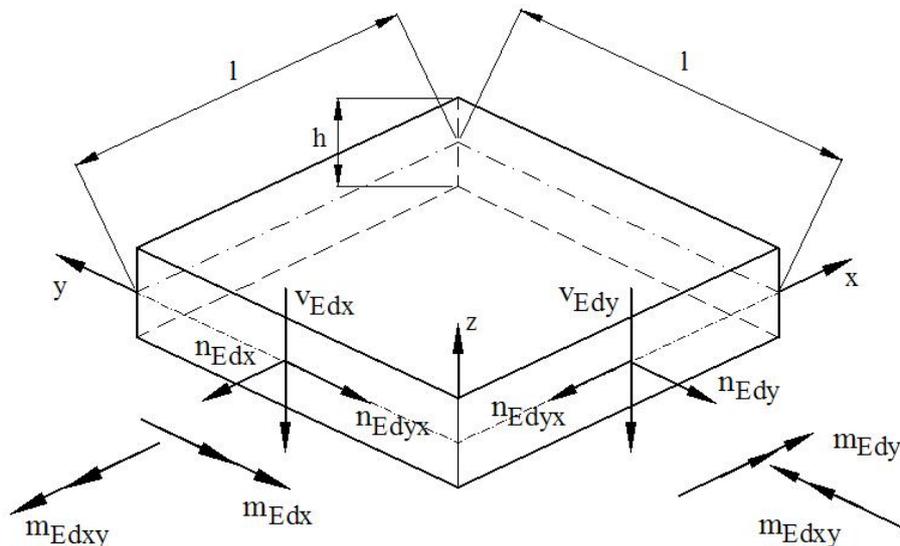


Fig./Tab.4.(2) : Ensemble des sollicitations pouvant agir sur un élément de dalle

- 3 composantes d'effort de plaque  $n_{Edx}$ ,  $n_{Edy}$ ,  $n_{Edxy} = n_{Edyx}$
- 3 composantes de flexion de plaque  $m_{Edx}$ ,  $m_{Edy}$ ,  $m_{Edxy} = m_{Edyx}$
- 2 efforts de cisaillement transversaux  $V_{Edx}$ ,  $V_{Edy}$

Dans le cas d'un hourdis de pont, il y a typiquement :

- un effort  $n_{Edx}$  longitudinal, créé par la flexion d'ensemble de la poutre dans le sens longitudinal,
- un effort  $n_{Edy}$ , créé une précontrainte transversale éventuelle,
- des moments de flexion  $m_{Edx}$  et  $m_{Edy}$  créés par les charges TS appliquées sur le hourdis,
- un flux de cisaillement dans le plan de la plaque  $n_{Edxy}$ , créé par la torsion d'ensemble de la poutre,
- des cisaillements transversaux  $V_{Edx}$  et  $V_{Edy}$ , créés par les charges TS appliquées sur le hourdis.

Dans le cas d'une âme d'un pont caisson, il y a typiquement :

- un effort  $n_{Edx}$  longitudinal, créé par la précontrainte d'ensemble de la poutre dans le sens longitudinal,

- un moment de flexion  $m_{Edy}$  créé par la flexion transversale (effet des charges TS appliquées sur le hourdis),
- un flux de cisaillement dans le plan de la plaque  $n_{Edxy}$ , dû à la combinaison tranchant/torsion de la poutre.

Les autres composantes sont généralement faibles.

L'Eurocode 2 permet de dimensionner les ferraillements nécessaires pour chacune de ces sollicitations prises individuellement, selon les règles présentées dans les chapitres précédents de ce guide.

Se pose alors la question du cumul des ferraillements obtenus. L'Eurocode 2 traite ce problème de plusieurs façons :

- des règles forfaitaires de cumul pour certains cas particuliers (notamment, cumul des aciers de flexion avec les aciers de cisaillement dans le plan de la plaque),
- une méthode générale de justification d'une plaque sous un ensemble de sollicitations concomitantes.

Ces règles de cumul sont toutes formulées aux ELU.

## 4.3 - Règles forfaitaires de cumul de ferraillements

### 4.3.1 - Cumul aciers d'effort tranchant / torsion / aciers de diffusion

Le cumul des aciers d'effort tranchant et de torsion est traité au [Chapitre 6]. La quantité d'aciers résultant de ce cumul est notée  $A_{\text{tranchant/torsion}}$ .

L'Eurocode 2 ne donne pas de règle concernant le cumul de ces aciers  $A_{\text{tranchant/torsion}}$  avec les aciers de diffusion. On note  $A_{\text{cis}}$  la quantité d'aciers résultant de ce cumul.

Deux approches sont envisageables :

- **Méthode 1 :**

Dans ce cas les aciers de diffusion (notés  $A_{\text{diffusion}}$ ) sont déterminés sans prendre en compte l'effort tranchant et la torsion.

*Nota : ces aciers peuvent par exemple être obtenus en appliquant le guide du Sétra "Diffusion des efforts concentrés" de novembre 2006 et son erratum de 2008 en considérant un effort tranchant nul et en retenant une inclinaison de bielle égale à 45°.*

Pour cumuler ces aciers de diffusion d'une part aux aciers d'effort tranchant/torsion déterminés selon l'Eurocode 2 d'autre part, on peut par exemple reconduire les pratiques antérieures (voir le guide de conception du Sétra sur les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

$$A_{\text{cis}} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{\text{diffusion}} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5 A_{\text{tranchant / torsion}} \\ A_{\text{diffusion}} + A_{\text{tranchant / torsion}} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Il est à noter que ces deux types d'aciers ne sont pas toujours déterminés avec les mêmes inclinaisons de bielles. Le tableau ci-dessous récapitule les inclinaisons de bielles envisageables qui varient selon les zones considérées.

	Abouts	Âmes	Hourdis comprimés	Hourdis tendus
$A_{\text{tranchant/torsion}}$ (valeurs issues de l'Eurocode 2)	$21,8^\circ < \theta < 45^\circ$	$21,8^\circ < \theta < 45^\circ$	$26,5^\circ < \theta < 45^\circ$	$38,6^\circ < \theta < 45^\circ$
$A_{\text{diffusion}}$ (valeur recommandée)	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 45^\circ$

• **Méthode 2 :**

Dans ce cas l'étude de la diffusion est menée conformément au guide du Sétra "Diffusion des efforts concentrés" de novembre 2006 et à son erratum de 2008.

Avec cette méthode, le cumul des aciers de diffusion d'une part et d'effort tranchant/torsion d'autre part est directement effectué à la source.

On note cette quantité d'aciers  $A_{\text{diffusion-tranchant/torsion}}$ .

Le guide recommande de prendre en compte le maximum des aciers  $A_{\text{diffusion-tranchant/torsion}}$  obtenus selon cette méthode d'une part et des aciers  $A_{\text{tranchant/torsion}}$  obtenus selon l'Eurocode 2 d'autre part.

$$A_{\text{cis}} = \max \{ A_{\text{diffusion-tranchant/torsion}} , A_{\text{tranchant/torsion}} \}$$

De la même façon ces deux types d'aciers ne sont pas toujours déterminés avec les mêmes inclinaisons de bielles. Le tableau ci-dessous récapitule les angles de bielles envisageables qui varient selon les zones considérées.

	Abouts	Âmes	Hourdis comprimés	Hourdis tendus
$A_{\text{tranchant/torsion}}$ (valeurs issues de l'Eurocode 2)	$21,8^\circ < \theta < 45^\circ$	$21,8^\circ < \theta < 45^\circ$	$26,5^\circ < \theta < 45^\circ$	$38,6^\circ < \theta < 45^\circ$
$A_{\text{diffusion tranchant/torsion}}$ (valeurs issues du guide Sétra)	$\theta = 45^\circ$	$26,5^\circ < \theta < 45^\circ$	$26,5^\circ < \theta < 45^\circ$	$38,6^\circ < \theta < 45^\circ$

### 4.3.2 - Cumul flexion / cisaillements transversaux

Application : dalle soumise à une combinaison flexion / effort tranchant hors de son plan.

Cette règle de cumul a été développée dans le chapitre relatif aux justifications sur l'effort tranchant. Il s'agit de la règle bien connue de décalage des moments, qui consiste à calculer les armatures longitudinales à partir d'un moment décalé d'une longueur  $a_1$  dans la direction défavorable :

- $a_1 = d$  si la dalle ne nécessite pas d'aciers d'effort tranchant
- $a_1 = z \times \cot\theta / 2$  sinon,  $\theta$  étant l'inclinaison des bielles d'effort tranchant.

### 4.3.3 - Cumul flexion / cisaillements dans le plan de la plaque

Ces règles sont données dans l'Eurocode 2 pour la couture d'un hourdis sur une âme en béton. Il est toutefois loisible de les appliquer de façon plus générale en tout point des âmes et des hourdis.

Applications :

- couture d'un hourdis sur une âme en béton ou sur une âme métallique
- âme d'une poutre soumise à une combinaison effort tranchant / flexion transversale.

#### 4.3.3.a) Règle de cumul des armatures

Les règles de cumul correspondantes sont données en [EC2-1-1 6.2.4]. La règle de cumul peut se résumer de la façon suivante :  $A = \text{Max} \{ A_{\text{cis}} ; \frac{1}{2} A_{\text{cis}} + A_{\text{flexion}} \}$ , où

$A_{\text{cis}}$  est la section d'aciers passifs nécessaire pour équilibrer les cisaillements maximaux d'effort tranchant/torsion et de diffusion [Chapitre 10 -4.3.1],

$A_{\text{flexion}}$  est la section d'aciers passifs nécessaire pour équilibrer le moment de flexion maximal.

Cette formule est écrite pour illustrer le cas de la figure (6.7) de l'Eurocode 2 partie 1-1 (couture d'un hourdis sur une âme en béton), où l'on considère un seul moment de flexion tendant la fibre supérieure.

Dans le cas plus général où il existe deux moments de flexion de signes contraires, la répartition entre les deux nappes d'armatures doit respecter les règles suivantes :

$$A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} \geq \text{Max} \left\{ A_{\text{cis}} ; \frac{1}{2} A_{\text{cis}} + A_{\text{flexion,sup}} ; \frac{1}{2} A_{\text{cis}} + A_{\text{flexion,inf}} \right\}$$

où

$A_{\text{flexion,sup}}$  est la section d'aciers passifs en nappe supérieure nécessaire pour équilibrer le moment de flexion correspondant

$A_{\text{flexion,inf}}$  est la section d'aciers passifs en nappe inférieure nécessaire pour équilibrer le moment de flexion correspondant

*En proposant cette règle de cumul, l'Eurocode 2 considère qu'il n'y a pas occurrence simultanée de la flexion maximale et du cisaillement maximal. Toutefois, l'Eurocode 2 néglige la participation du béton comprimé à la reprise des cisaillements, ce qui va dans le sens de la sécurité.*

L'Eurocode 2 ne précise pas la façon de répartir les aciers de couture entre les deux faces. La répartition suivante peut par exemple être adoptée :

$$A_{\text{sup}} \geq A_{\text{cis}} / 4 + A_{\text{flexion,sup}}$$

$$A_{\text{inf}} \geq A_{\text{cis}} / 4 + A_{\text{flexion,inf}}$$

$$A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} \geq A_{\text{cis}}$$

D'autres répartitions sont toujours possibles, notamment pour l'évaluation d'ouvrages existants.

Exemple 1 :

$$A_{\text{flexion,sup}} = 20\text{cm}^2$$

$$A_{\text{flexion,inf}} = 0\text{cm}^2$$

$$A_{\text{cis}} = 12\text{cm}^2$$

La section totale d'armatures doit dépasser  $\max(12; 20+12/2) = 26,0 \text{ cm}^2$ , à ventiler entre les deux nappes. En adoptant la répartition conseillée,  $23\text{cm}^2$  seront placés en nappe supérieure et  $3 \text{ cm}^2$  en nappe inférieure.

Exemple 2 :

$$A_{\text{flexion,sup}} = 5\text{cm}^2$$

$$A_{\text{flexion,inf}} = 5\text{cm}^2$$

$$A_{\text{cis}} = 36\text{cm}^2$$

La section totale d'armatures doit dépasser  $\max(36; 5+36/2) = 36 \text{ cm}^2$ , à ventiler entre les deux nappes en respectant un minimum de  $14\text{cm}^2$  en nappe supérieure et  $14\text{cm}^2$  en nappe inférieure. On mettra donc  $18\text{cm}^2$  par nappe.

#### 4.3.3.b) Cas de dispense de cumul

Lorsque les cisaillements sont faibles, c'est-à-dire lorsque  $v_{\text{Ed}} < k \times f_{\text{ctd}}$  [EC2-1-1 6.2.4(6)], seuls les aciers nécessaires vis-à-vis de la flexion seront à mettre en place. D'après l'annexe nationale [EC2-1-1/AN 6.2.4(6)] la valeur de  $k$  à utiliser vaut 0,50 en présence d'une surface verticale de reprise de bétonnage et 1,0 en l'absence de reprise de bétonnage.

#### 4.3.3.c) Règles de cumul vis-à-vis de la compression dans le béton

L'Eurocode 2 partie 2 impose en [EC2-1-1 6.2.4(105)] une règle de cumul pour la compression dans le béton. Selon cette règle, lorsque le béton est mobilisé à sa résistance plastique pour équilibrer la flexion, il ne peut pas participer en plus à la résistance des bielles d'effort tranchant. Il convient donc de vérifier la compression dans les bielles à partir d'une hauteur de béton réduite, notée  $h_{\text{f,red}}$ , où :

$$h_{\text{f,red}} = \text{hauteur dalle} - \text{hauteur comprimée en flexion aux ELU}$$

## 4.4 - Méthode générale de vérification d'une plaque

Les annexes F de l'Eurocode 2 partie 1-1 et LL de l'Eurocode 2 partie 2 présentent une méthode utilisable pour vérifier de façon générale la résistance aux ELU d'une plaque soumise à une combinaison quelconque de sollicitations concomitantes.

La méthode est directement applicable à une plaque munie d'un ferrailage orthogonal, et elle peut être généralisée moyennant quelques adaptations au cas d'une plaque avec ferrailage biais.

Le principe général de cette vérification consiste à décomposer la plaque en 3 feuillets :

- 2 feuillets extérieurs, qui équilibrent les efforts de flexion et les cisaillements dans le plan de la plaque ;
- 1 feuillet intermédiaire, qui équilibre les cisaillements transversaux.

Les efforts de plaque sont décomposés sur ces 3 feuillets. Les 2 feuillets extérieurs travaillent alors en membrane, c'est-à-dire qu'ils ne sont soumis qu'à des efforts dans leurs plans, sans moments de flexion.

L'articulation des différentes parties du texte de l'Eurocode 2 est la suivante :

- l'annexe F de l'Eurocode 2 partie 1-1 (modifiée par l'Eurocode 2 partie 2, et complétée par la clause 6.109) présente la justification d'une membrane en béton ;
- l'annexe LL de l'Eurocode 2 partie 2 présente la façon de décomposer les efforts sur les 3 feuillets, et la façon de justifier la plaque ;
- l'annexe MM de l'Eurocode 2 partie 2 est une application simplifiée de l'annexe LL au cas des âmes de poutres.

#### 4.4.1 - Principe général de la vérification

La méthode proposée est itérative. Elle est beaucoup plus simple à expliquer et à appliquer pour une vérification, mais elle peut également être utilisée en dimensionnement. L'approche de vérification est présentée ci-dessous.

La première étape est de savoir si la plaque est fissurée ou non. Pour cela, les contraintes sont calculées sur toute l'épaisseur de la plaque, en face supérieure, au milieu de la plaque et en face inférieure, en la supposant non fissurée. L'équation (LL.101) donne alors un critère permettant de déterminer si la plaque est fissurée ou non. Il s'agit d'un critère exprimé en fonction des contraintes principales, qui généralise à 3 dimensions les critères de fissuration par cisaillement/traction.

Si la plaque n'est fissurée nulle part, il suffit de vérifier simplement que la plus grande contrainte principale de compression reste inférieure à  $f_{cd}$ .

Par la suite, la plaque sera supposée fissurée par application du critère précédent. On se donne les épaisseurs de feuillets, et le principe de la vérification est le suivant :

- on décompose les efforts de plaque en efforts membranaires,
- on vérifie que chaque feuillet peut équilibrer les efforts auxquels il est soumis, en appliquant les règles de l'annexe F pour les feuillets externes, et les règles de l'annexe LL pour le feuillet intermédiaire.

S'il existe une combinaison d'épaisseurs de feuillets telle que la vérification de chacun d'eux soit satisfaite, la plaque est capable de résister aux efforts appliqués.

Les modèles de justification des différents feuillets sont présentés ci-dessous :

- feuillet intermédiaire (annexe LL),
- feuillets externes (modèle de membrane de l'annexe F).

L'ordre de cette présentation est dû au fait que les efforts dans les feuillets externes dépendent des choix faits pour justifier le feuillet intermédiaire.

#### 4.4.2 - Vérification du feuillet intermédiaire

Le feuillet intermédiaire est une plaque soumise à deux efforts tranchants transversaux  $v_{Edx}$  et  $v_{Edy}$ . Ces deux efforts tranchants se combinent vectoriellement en un effort tranchant principal  $v_{Ed0}$  de direction  $\varphi_0$  [EC2-2 Anx.LL(109) Expr.(LL.121)] et [EC2-2 Anx.LL(109) Expr.(LL.122)].

La justification est alors ramenée à celle d'une dalle soumise à un effort tranchant  $v_{Ed0}$ . Les règles applicables sont celles de la clause 6.2 de l'Eurocode 2, modifiée par l'annexe nationale pour les dalles.

En premier la nécessité d'armatures d'effort tranchant est évaluée, en appliquant la formule (6.2a). Cette formule fait intervenir le taux d'armatures longitudinales dans le sens de la dalle. Ici, les armatures principales font un angle  $\varphi_0$  avec la direction de l'effort tranchant, il est possible de démontrer que le taux de ferrailage à utiliser est donné par la formule (LL.123) :

$$\rho_l = \rho_{lx} \times \cos^2 \varphi_0 + \rho_{ly} \times \sin^2 \varphi_0 = (A_{slx}/h) \times \cos^2 \varphi_0 + (A_{sly}/h) \times \sin^2 \varphi_0$$

où  $A_{slx}$  est la section d'armatures par mètre linéaire dans la direction x,

$A_{sly}$  est la section d'armatures par mètre linéaire dans la direction y.

Si la formule (6.2a) est vérifiée, il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures d'effort tranchant.

Sinon, le modèle du treillis développé en 6.2.3 pour dimensionner les aciers d'effort tranchant est appliqué et la direction des bielles  $\theta$  est notamment choisie.

*Dans la formule (6.2a), il convient de prendre en compte les aciers longitudinaux tendus situés dans les feuilletts extérieurs.*

Il en résulte alors un effort longitudinal complémentaire  $v_{Ed0} \times \cot \theta$  dans la plaque, qui sera réparti par moitié sur les deux feuilletts extérieurs. Cet effort est orienté suivant la direction  $\varphi_0$ . Sa projection selon les directions x et y donne les équations (LL.124) à (LL.127). Par exemple, pour l'effort complémentaire dans la direction x :

$$n_{Edxc} = (v_{Ed0} \times \cot \theta) \times \cos^2 \varphi_0 = (v_{Ed0} \times \cot \theta) \times (v_{Edx}/v_{Ed0})^2 = v_{Edx}^2 / v_{Ed0} \times \cot \theta \quad [\text{EC2-2 Anx.LL Expr.(LL.126)}]$$

### 4.4.3 - Modèle de membrane

Les feuilletts extérieurs sont vérifiés en utilisant le modèle de membrane développé à l'annexe F, complété par la clause [EC2-2 6.8.7 Expr.(6.109)].

L'application de cette annexe ne pose pas de difficulté particulière. Le projeteur est renvoyé au texte. Le principe de la justification consiste à superposer deux modèles de façon indépendante :

- les tractions membranaires sont reprises par les aciers passifs,
- les cisaillements sont équilibrés par un système de bielles/tirants ; la compression dans les bielles est vérifiée en tenant compte de la compression générale à l'aide d'un critère d'interaction (6.109), et les tractions développées par les bielles sont ajoutées aux efforts dans les armatures.

La figure ci-dessous montre le critère d'interaction (6.109) pour une membrane bi-comprimée, et le compare avec le critère plus simple de l'annexe F de l'Eurocode 2 partie 1-1 ( $\sigma < f_{cd}$ ).

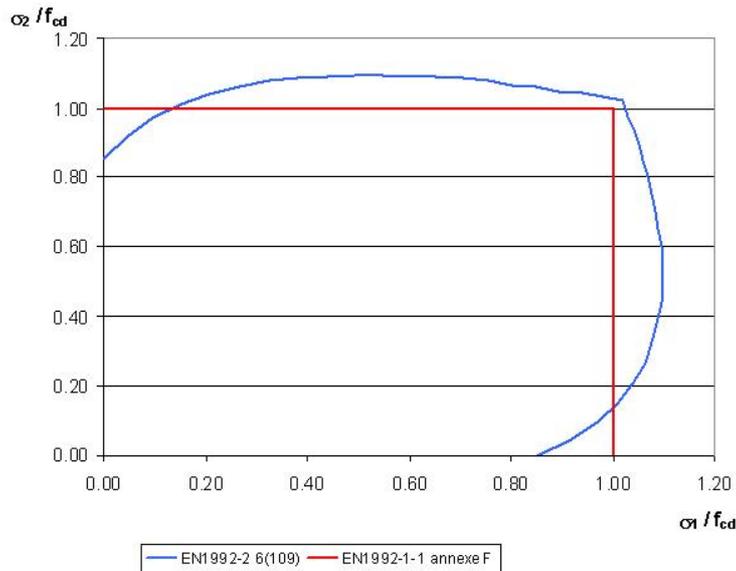


Fig./Tab.4.(3) : Domaine de résistance pour une membrane bi-comprimée

L'application de ce modèle montre que même une dalle tendue dans les deux directions peut équilibrer des efforts de cisaillement. Autrement dit, il n'y a pas d'interaction entre la résistance au cisaillement dans le plan de la dalle et la traction.

Le modèle proposé permet en théorie de choisir une orientation des bielles complètement libre, ce qui supposerait un béton parfaitement plastique. En pratique, l'orientation des bielles est conditionnée par le comportement de la membrane aux ELS. Un grand écart par rapport à ce comportement risque de provoquer des fissures inacceptables. Pour cela, l'annexe F prévoit une limitation donnée à la fin de la clause [EC2-2 Anx.F.1(104)].

#### 4.4.4 - Décomposition des efforts sur les membranes

On a vu dans les paragraphes précédents comment justifier les différents feuilletés. Il reste à présenter la façon dont les efforts de plaque sont décomposés en efforts membranaires. Les formules sont données par les équations (LL.137) à (LL.148).

Le principe général consiste à exprimer l'équivalence en effort et en moment entre les sollicitations de plaque et les sollicitations de membranes.

Par exemple, avec les notations et conventions de signe de l'annexe LL, pour la décomposition des efforts  $n_{Edx}$  et  $m_{Edx}$  appliqués sur la face de normale  $x$  en deux efforts membranaires  $n_{Edxs}$  et  $n_{Edxi}$ , les équations d'équilibre s'écrivent :

$$n_{Edxs} + n_{Edxi} = n_{Edx}$$

$$y_s \times n_{Edxs} - y_i \times n_{Edxi} = m_{Edx}$$

Les équations (LL.137) et (LL.138) s'en déduisent simplement.

Si la plaque est fissurée vis-à-vis des efforts transversaux, il convient d'ajouter aux deux équations précédentes les compléments d'efforts longitudinaux donnés par (LL.126). Les expressions (LL.143) et (LL.144) s'en déduisent.

Enfin, un traitement particulier doit être accordé au cas (fréquent) où les nappes d'aciers sont excentrées par rapport aux membranes extérieures. C'est l'objet des équations (LL.149) et (LL.150), qui permettent de corriger les efforts membranaires pour tenir compte de cet excentrement.

### 4.4.5 - Résumé

En résumé, le processus complet de justification d'une plaque fissurée est le suivant :

- choix des épaisseurs de feuillettes (2 paramètres),
- choix éventuel de  $\theta$  si la plaque est fissurée à l'effort tranchant transversal (1 paramètre),
- pour chaque membrane, choix de l'inclinaison des bielles d'effort tranchant longitudinal (2 paramètres).

S'il existe une combinaison de ces 5 paramètres telle que les contraintes dans le béton et les aciers dans les 3 feuillettes soient satisfaites, alors la plaque est justifiée.

## 4.5 - Conclusion

La méthode proposée par l'Eurocode 2, encore appelée "méthode sandwich", est une méthode générale qui semble satisfaisante d'un point de vue théorique, mais dont la mise en œuvre est consommatrice en calculs. Dans les cas courants, lorsque c'est possible les règles de cumul forfaitaires telles que présentées plus haut seront à privilégier. Dans les cas plus complexes, pour des plaques soumises à des sollicitations multiples, la méthode de l'annexe LL peut apporter une réponse globale et cohérente à la question du dimensionnement des plaques en béton, et permettre une optimisation des quantités d'aciers passifs.

## 5 - Fondations

L'Eurocode 2 aborde les fondations dans un certain nombre de ses clauses, de manière dispersée selon le thème traité, mais aussi de manière incomplète car il renvoie naturellement pour tout problème d'interaction des structures avec les terrains, à l'Eurocode 7 "Calcul géotechnique" qui comprend deux parties : la partie 1 "Règles générales" et la partie 2 "Reconnaissance des terrains et essais géotechniques".

Il a été admis toutefois, au niveau du CEN, que l'Eurocode 7 soit consacré principalement aux règles fondamentales du calcul géotechnique et nécessite des compléments à apporter par d'autres normes nationales. C'est pourquoi, l'annexe nationale à l'Eurocode 7 partie 1 précise que son application sur le territoire français s'appuie sur des normes nationales complémentaires dont les principales, pour les fondations, sont :

- la norme NF P 94 261 pour les "Fondations superficielles",
- et la norme NF P 94 262 pour les "Fondations sur pieux".

Il s'agit cependant de normes encore en cours d'élaboration, à la date de rédaction du présent guide, et dans l'attente de leur parution, le projeteur pourra utilement se reporter aux dispositions du Fascicule 62 Titre V du CCTG, pour ce qui concerne notamment les conditions de prise en compte de l'interaction sol-structure (utiles notamment pour les justifications de résistance structurale STR et la justification géotechnique des fondations GEO [EC0 6.4.1]). En effet, ces dispositions, compatibles avec l'annexe nationale à l'Eurocode 7 partie 1, seront reprises pour l'essentiel par les normes nationales complémentaires en préparation.

Il apparaît ainsi utile de rappeler ce que l'Eurocode 2 apporte au projeteur pour les fondations de ses projets de ponts.

Il faut partir du principe général selon lequel la justification d'une structure en béton relève de l'Eurocode 2 (STR) : une semelle de fondation, voire un pieu, se calculera donc normalement avec les méthodes et règles de l'Eurocode 2 une fois que les effets de l'interaction sol-structure auront été bien pris en compte. A l'inverse toutes les informations utiles découlant de l'exécution des ouvrages géotechniques sont à rechercher dans les documents appropriés. Cela est le cas, par exemple, de la valeur limite de compression dans le béton d'un pieu foré, définie par un coefficient partiel spécifique [EC2-1-1 2.4.2.5]. L'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 1-1 précise alors au projeteur qu'il faut se reporter à la norme NF EN 1536 traitant des pieux forés [EC2-1-1/AN 3.1.2(2)P].

Ce principe est d'application générale concernant les fondations pour éviter tout risque d'incohérence ; d'ailleurs, ce risque est faible, puisqu'en principe, l'élaboration des normes complémentaires spécifiques tient compte de l'existence des eurocodes.



# Annexes



# Annexe I

## Les ouvrages utilisés pour les applications numériques

Les applications numériques données dans ce guide sont basées sur les calculs de deux exemples d'ouvrage : un pont construit par encorbellements successifs et un PSIDP.

### 1. Données communes

Les ouvrages proposés sont supposés supporter  $2 \times 2$  voies à trafic normal et sont à tabliers dédoublés.

Le profil en travers de chaque tablier a une largeur totale de 12,30 m et se décompose en éléments suivants :

- une glissière de type GS2 de 0,50 m d'encombrement
- une bande dérasée gauche de 1,00 m d'encombrement
- deux voies de 3,50 m d'encombrement
- une bande d'arrêt d'urgence de 3,00 m d'encombrement
- une barrière de type BN4 de 0,80 m d'encombrement.

### 2. Exemple du pont construit par encorbellements successifs

Il s'agit d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs à 3 travées de 65 m – 100 m – 65 m, constitué d'un mono-caisson à âmes inclinées de hauteur variable de 2,665 m à 5,90 m (sur 45 m) et de 12,30 m de large.

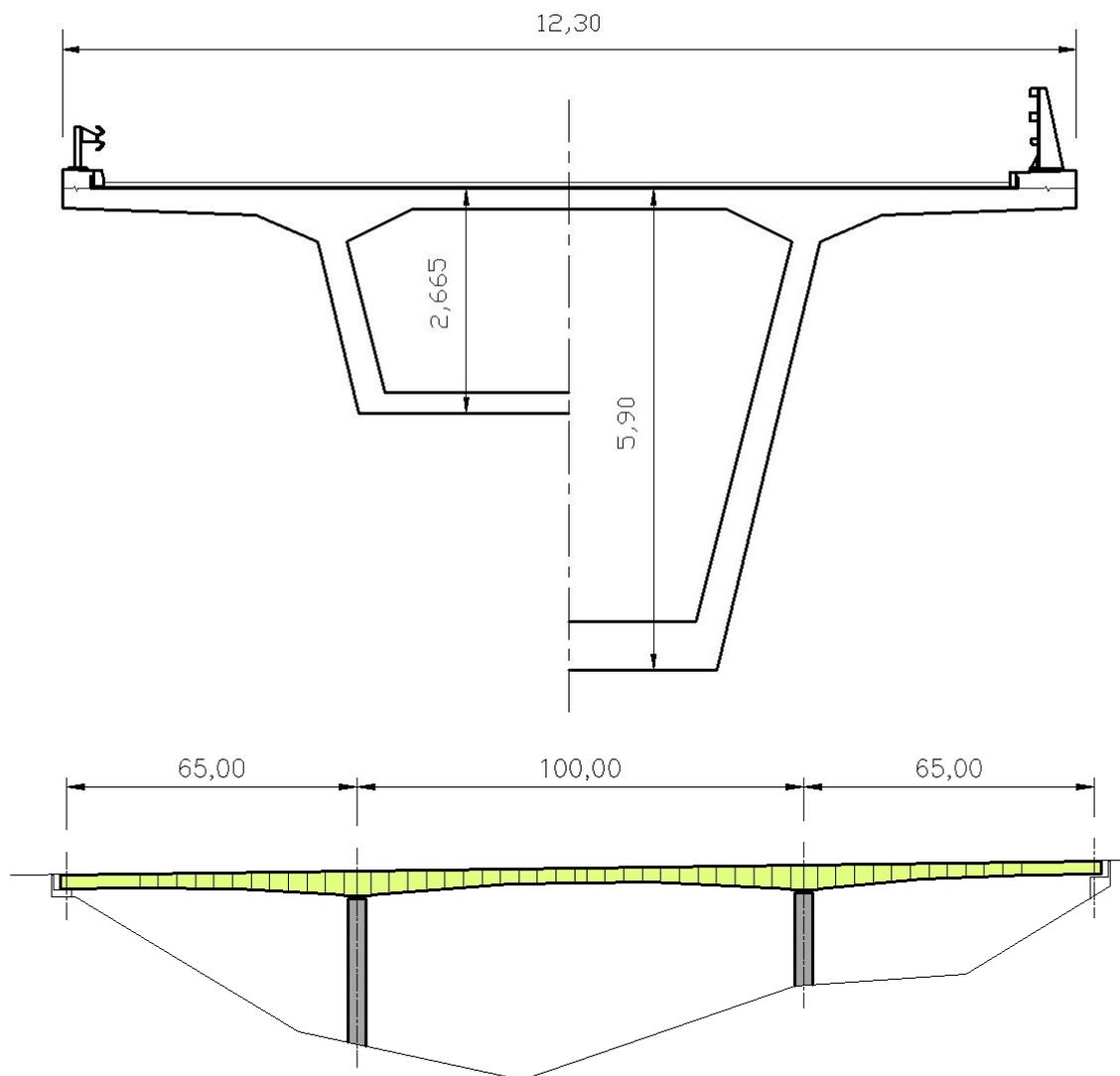


Fig./Tab. An. I (1) : Exemple du pont construit par encorbellements successifs - coupe transversale et longitudinale

Le découpage en voussoirs conduit à un VSP de 8,00 m de long, 13 voussoirs courants de 3,46 m de long, un voussoir de clavage de 2,04 m de long en travée centrale et une partie coulée sur cintre de 16,02 m en travées de rive.

Les principales caractéristiques des sections sur pile et à la clé sont :

- sur pile  $h = 5,90$  m ;  $A_c = 9,50$  m<sup>2</sup> ;  $I_c = 52,73$  m<sup>4</sup> ;  $v = 2,60$  m
- à la clé  $h = 2,665$  m ;  $A_c = 6,299$  m<sup>2</sup> ;  $I_c = 6,477$  m<sup>4</sup> ;  $v = 0,925$  m

Le béton du tablier est du C60/75 dont les caractéristiques principales sont :

- $f_{ck} = 60$  MPa ;  $f_{cm} = 68$  MPa ;  $f_{ctm} = 4,4$  MPa
- $E_{cm} = 39$  GPa

Le câblage est constitué :

- de câbles de fléau 12T15S à raison d'une paire par voussoir courant soit 13 paires de câbles au total :
  - posés en deux lits (9 + 4 paires de câbles dont les axes sont situés à 0,13 m et 0,22 m de la fibre supérieure) et ancrés sur la tranche des voussoirs à 0,40 m de la fibre supérieure,

- leurs caractéristiques principales sont :  
 $E_p = 195 \text{ GPa}$  ;  $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$  ;  $f_{p0,1k} = 1637 \text{ MPa}$  ;  
 $\phi_{\text{gaine}} = 0,09 \text{ m}$  ;  $\rho_{1000} = 2,5$  ; recul d'ancrage de 6 mm ; coefficient de frottement  $\mu = 0,19$  ; déviations angulaires parasites  $k = 0,01$ ,
- de câbles de continuité intérieure 12T15S à raison de 2 paires en travées de rive et 3 en travée centrale :
  - posés en un lit (dont l'axe est situé à 0,13 m de la fibre inférieure), de la culée aux voussoirs V8 et V9 pour la travée de rive et entre les voussoirs V7 V8 et V9 pour la travée centrale (ancrés en bossage à 0,43 m de la fibre inférieure) ,
  - leurs caractéristiques principales sont identiques à celles des câbles de fléau,
- de câbles de continuité extérieure 19T15S régnant sur 2 travées à raison de 2 paires en travées de rive et 4 en travée centrale :
  - posés en un lit (dont l'axe est situé à 0,32 m de la fibre inférieure à la clé et à 0,28 m de la fibre supérieure sur pile) et ancrés au droit des voussoirs sur pile,
  - leurs caractéristiques principales sont identiques à celles des câbles de fléau.

Les armatures passives sont de type B500B pour tous les aciers.

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- $f_{ykW} = 500 \text{ MPa}$

Les appuis de cet ouvrage sont constitués de deux piles de 32 m et 21 m de hauteur, fondées sur 6 pieux de diamètre 1,60 m. Les fûts de piles sont rectangulaires, de 2,30 m dans le sens longitudinal de l'ouvrage sur 4,60 m dans le sens transversal, et en béton C30/35.

### 3. Exemple du PSIDP

Il s'agit d'un ouvrage de type PSIDP à 3 travées de 17,50 m – 27,00 m – 17,50 m, constitué d'une dalle à larges encorbellements de 0,90 m de hauteur et de 12,30m de large.

Le béton constitutif du tablier est du C35/45 avec comme caractéristiques :

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$  ;  $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$  ;  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$

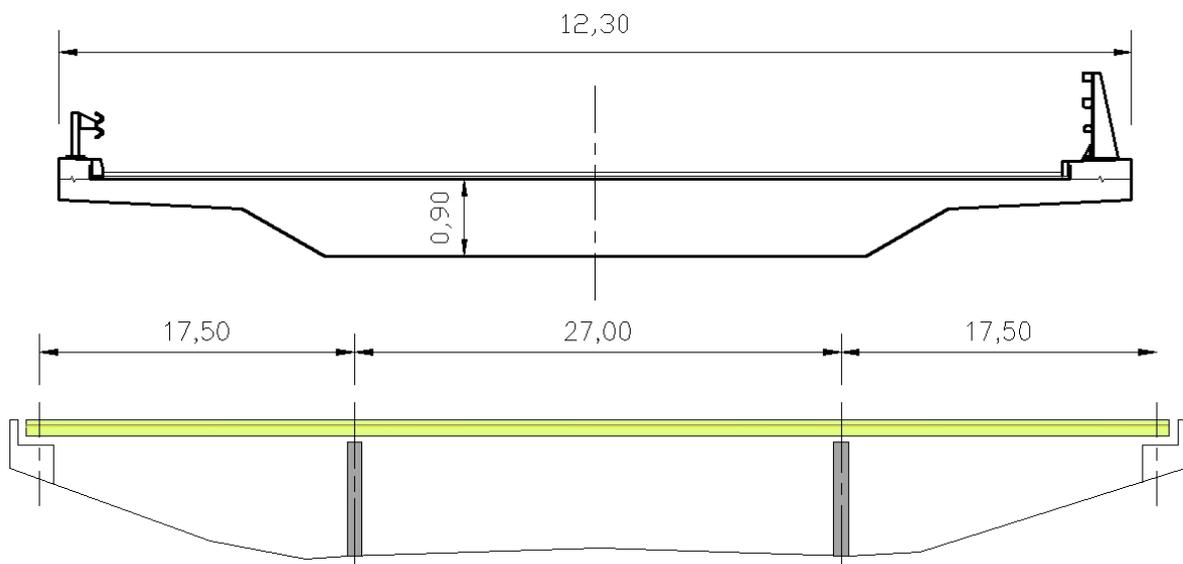


Fig./Tab. An. I (2) : Exemple du PSIDP – coupe transversale et longitudinale

Les caractéristiques mécaniques de la section brute sont :

- hauteur :  $h = 0,900 \text{ m}$
- section :  $S = 8,01 \text{ m}^2$
- inertie :  $I = 0,535 \text{ m}^4$
- distance cdg/ $f_s$  :  $v = 0,386 \text{ m}$
- distance cdg/ $f_i$  :  $v' = 0,514 \text{ m}$

Les armatures passives sont de type B500B pour tous les aciers.

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

La câblage est constitué de 20 câbles 12T15S régnant sur les 3 travées. Ces câbles ont les mêmes caractéristiques que ceux du pont construit par encorbellements. Leur tracé est conforme au schéma suivant :

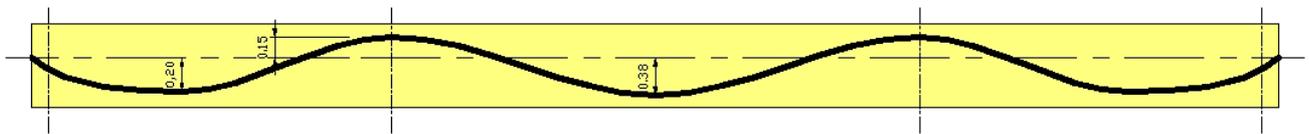


Fig./Tab. An. I (3) : Exemple du PSIDP : tracé du câblage type

Pour les besoins d'illustration de certains calculs (fatigue, maîtrise de la fissuration en particulier), le même ouvrage est dimensionné avec une précontrainte partielle. Le nombre de câbles est réduit à 15 câbles 12T15S. Leurs excentricités sur pile et en travée de rive sont alors modifiées pour être conformes au schéma suivant :

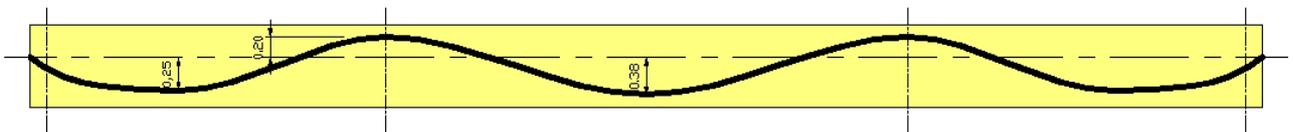


Fig./Tab. An. I (4) : Exemple du PSIDP à précontrainte partielle : tracé du câblage

# Annexe II

## Imperfections géométriques

### 1. Exemple de l'arc articulé

Les clauses correspondantes sont en [EC2-2 5.2(105)] et [EC2-2 5.2(106)].

#### 1.1. Données

*Caractéristiques principales de l'arc*

$C = 201,0\text{m}$  Longueur de corde

$F = 33,5\text{m}$  Flèche pour un rapport  $\frac{C}{F} = 6$

$R = \frac{C^2}{8F} + \frac{F}{2} = \frac{201^2}{8 \times 33,5} + \frac{33,5}{2} = 167,5\text{m}$  Rayon de l'arc

$\alpha = 2 \arccos\left(1 - \frac{F}{R}\right) = 2 \arccos\left(1 - \frac{33,50}{167,50}\right) = 1,287 \text{ rd}$  Angle de l'arc

$A = R \times \alpha = 167,5 \times 1,287 = 215,57 \text{ m}$  Longueur de l'arc

*Caractéristiques de la section constante*

$b = 8,00 \text{ m}$  Largeur

$h = 3,00 \text{ m}$  Hauteur

$f_{ck} = 30\text{MPa}$  Résistance caractéristique du béton

#### 1.2. Formes des imperfections géométriques

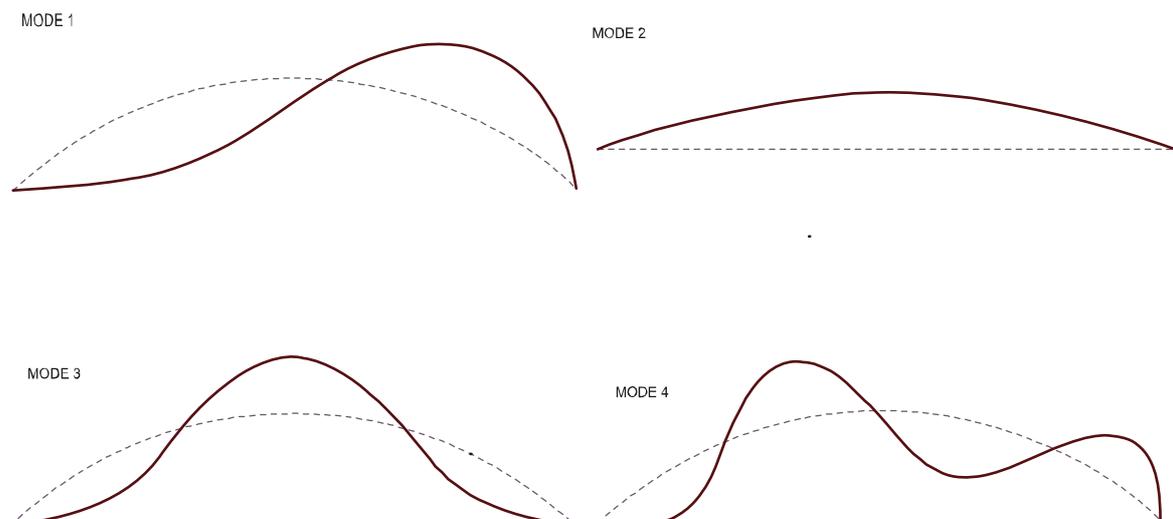


Fig./Tab. An. II (1) : Premiers modes de flambement de l'arc (Résultats du logiciel PCP du Sétra)

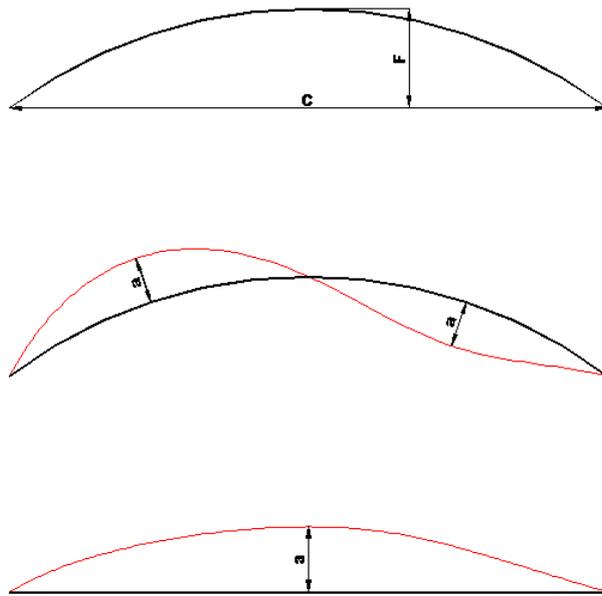


Fig./Tab. An. II (2) : Formes des imperfections géométriques de l'arc dans le plan vertical et dans le plan horizontal

### 1.3. Valeurs des imperfections géométriques dans le plan vertical

$$\theta_1 = \theta_0 \times \alpha_h = \frac{1}{200} \min\left(\frac{2}{\sqrt{L}}\right) = \frac{1}{200} \min\left(\frac{2}{\sqrt{215,573/2}}\right) = 0,0009632 \text{ rd}$$

$$a = \theta_1 \frac{L}{2} = 0,0009632 \times \frac{215,573/2}{2} = 0,0512 \text{ m} \quad \text{amplitude maximale du profil sinusoïdal}$$

$$a_i = a \sin\left(\frac{\pi s_i}{l_0}\right) = 0,0512 \times \sin\left(\frac{\pi s_i}{215,573/2}\right) \quad \text{amplitude des deux ondes à l'abscisse curviligne } s_i$$

### 1.4. Valeurs des imperfections géométriques dans le plan horizontal

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h = \frac{1}{200} \min\left(\frac{2}{\sqrt{L}}\right) = \frac{1}{200} \min\left(\frac{2}{\sqrt{215,573}}\right) = 0,00068109 \text{ rd}$$

$$a = \theta_1 \frac{L}{2} = 0,00068109 \times \frac{215,573}{2} = 0,074 \text{ m} \quad \text{amplitude maximale du profil sinusoïdal}$$

$$a_i = a \sin\left(\frac{\pi s_i}{l_0}\right) = 0,074 \times \sin\left(\frac{\pi s_i}{215,573}\right) \quad \text{amplitude de l'onde à l'abscisse curviligne } s_i$$

## 2. Exemple d'une pile

Inclinaisons globales pour imperfections géométriques  $\theta_i = \theta_0 \alpha_h = \frac{1}{200} \min\left(\frac{2}{\sqrt{L}}; 1\right)$  et excentricités dérivées en têtes de piles :

- Pour  $L=25$  m

$$\theta_i = 0,00200 \text{ rd}$$

$$\text{soit } e_i = 25,0 \times 0,002 = 0,05 \text{ m } (> e_0 = 0,02 \text{ m}) \quad [\text{EC2-1-1 6.1(4)}]$$

- Pour  $L=45$  m

$$\theta_i = 0,00149 \text{ rd}$$

$$\text{soit } e_i = 45 \times 0,00149 = 0,067 \text{ m } (> e_0 = 0,02 \text{ m}) \quad [\text{EC2-1-1 6.1(4)}]$$

## Annexe III

### Justification Tranchant / Torsion – Applications numériques

Les applications numériques présentées ci-après sont relatives à une seule section transversale située pratiquement à la clé de la travée centrale du pont construit par encorbellements successifs, appelée Section S(1/2) et dont la coupe transversale est schématisée ci-dessous :

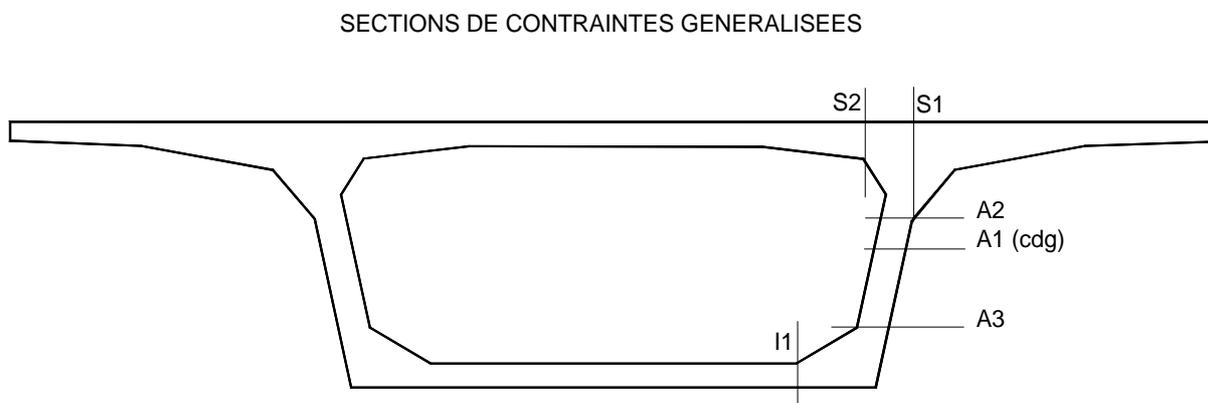


Fig./Tab. An. III (1) : Coupe transversale du caisson

*Bien entendu dans le cadre d'une étude d'exécution, les justifications vis-à-vis du cisaillement doivent être établies dans de nombreuses sections transversales. Dans chaque section transversale, les deux âmes doivent être étudiées si les efforts ne sont pas symétriques. Différentes coupures locales doivent également être considérées telles que les coupures au droit des goussets (par exemple A2, S1 et S2 de la figure).*

Pour l'illustration des applications numériques qui vont suivre les seules coupures considérées sont A1, A3 et I1, justifiées vis-à-vis des cisaillements de tranchant et de torsion dus aux efforts généraux, sans tenir compte des efforts de flexion transversale ou de diffusion éventuels, qui, normalement, doivent être analysés par ailleurs.

# 1. Données et résultats principaux

## 1.1. Caractéristiques de la section du caisson à mi-travée

Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont données dans le tableau suivant :

Caractéristiques géométriques et mécaniques	Section S(I/2)	Unité
hauteur caisson	2,665	m
largeur du hourdis supérieur	12,30	m
largeur extérieure du hourdis inférieur (mi-épaisseur)	5,564	m
épaisseur hourdis supérieur	0,250	m
épaisseur hourdis inférieur	0,222	m
hauteur mi-hourdis supérieur	2,540	m
section de la barre $S_x$	6,299	m <sup>2</sup>
section réduite d'axe z $S_z$	1,725	m <sup>2</sup>
inertie de torsion d'axe x $I_x$	11,82	m <sup>4</sup>
inertie d'axe y $I_y$	6,477	m <sup>4</sup>
inertie d'axe z $I_z$	60,19	m <sup>4</sup>
distance cdg bord caisson côté y>0	3,132	m
distance cdg bord caisson côté y<0	3,132	m
distance cdg fibre supérieure	0,925	m
distance cdg fibre inférieure	1,739	m
rayon de courbure en élévation du hourdis inférieur	368,18	m
coefficient de cisaillement pour une âme = $S/(I.b_w)$	0,700	m <sup>-2</sup>
coefficient de cisaillement vis-à-vis de la torsion $M_x$	0,115	m <sup>2</sup> /m
aire intérieure au feuillet moyen des parois $A_k$	13,579	m <sup>2</sup>
hauteur utile selon l'inclinaison d'âme (prise égale à $0.9h / \cos 8,6^\circ$ ) $d=$	$2,398 / \cos 8,6^\circ$	m
longueur d'âme (calcul de sollicitation tangente due à la torsion) = $(h - \text{demi-somme des hourdis}) / (\cos \text{angle inclinaison de l'âme}) = z_i$	2,457	m
inclinaison de l'âme par rapport à la verticale	8,600	degré
largeur droite d'une âme t	0,320	m
épaisseur horizontale d'une âme $b_w$	0,324	m

Fig./Tab. An. III (2) : Caractéristiques de S(1/2)

Ce tableau appelle les commentaires suivants :

- l'aire  $A_k$  est approchée en prenant la section du trapèze passant par la mi-épaisseur des hourdis et la mi-épaisseur des âmes. L'influence des encorbellements dans la résistance à la torsion est ainsi négligée ;
- la longueur de la paroi de torsion considérée est celle des âmes. Il s'agit de la longueur biaise tenant compte de l'inclinaison des âmes comprise entre les fibres moyennes des hourdis.

## 1.2. Caractéristiques des matériaux

Elles sont rappelées dans le tableau suivant :

Caractéristiques des matériaux	Valeur	Unité
inclinaison aciers de cisaillement par rapport à la fibre moyenne $\alpha=$	90	degré
résistance caractéristique du béton sur cylindre $f_{ck}=$	60	MPa
résistance caractéristique des aciers de cisaillement $f_{ykw}=$	500	MPa
résistance caractéristique des aciers longitudinaux $f_{yk}=$	500	MPa
coefficient partiel sur la résistance du béton $\gamma_C =$	1,5	
coefficient partiel sur la résistance des aciers $\gamma_S =$	1,15	
coeff $\alpha_{cc}$ valeur recommandée [EC2-1-1 3.1.6 et EC2-1-1/AN 3.1.6]	1,0	
coeff $\alpha_{ct}$ valeur recommandée [EC2-1-1 3.1.6 et EC2-1-1/AN 3.1.6]	1,0	
résistance de calcul à la compression du béton $f_{cd}=\alpha_{cc}\times f_{ck}/\gamma_C$	40,0	MPa
résistance moyenne à la traction du béton $f_{ctm}$ [EC2-1-1 Tab.3.1]	4,35	MPa
contrainte de traction de calcul du béton $f_{ctd}=\alpha_{ct}\times f_{ctk\ 0,05}/\gamma_C$	2,03	MPa
contrainte de traction de calcul de l'acier d'âme $f_{ywd}=f_{yk}/\gamma_S$	435	MPa
contrainte de traction de calcul de l'acier longitudinal $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S$	435	MPa

Fig./Tab. An. III (3) : Caractéristiques des matériaux

Les aciers de cisaillement sont normaux à la fibre moyenne de l'ouvrage du fait de la nécessité de reprise des efforts de torsion [EC2-1-1 9.2.3].

## 2. Résultats du calcul de flexion générale

Le calcul d'ensemble de l'ouvrage a été mené en utilisant le logiciel ST1 du Sétra, en tenant compte des phases de construction et des charges de l'Eurocode 1.

Les extraits de résultats utiles aux différentes justifications et rappelés ci-après sont issus des enveloppes des efforts aux ELS et aux ELU et correspondent à la situation de l'ouvrage en service, au temps infini après toutes pertes de précontrainte effectuées.

Les résultats sont déterminés pour deux cas de concomitance des sollicitations :

- moments de flexion  $M_y$  extrêmes et autres sollicitations concomitantes,
- contraintes de cisaillement extrêmes au niveau du centre de gravité (section A1) et autres sollicitations concomitantes.

Dans les résultats, les contraintes de cisaillement tiennent compte de :

- l'effet Résal dû à l'inclinaison des hourdis,
- l'effet de la précontrainte,
- l'effet de la torsion.

## 2.1. Résultats sous combinaison caractéristique

Sections	Section S(I/2)	Section S(I/2)
Effort extrême considéré	Cisaillement maximum	Moment maximum
Effort normal (MN)	42,701	40,200
Effort tranchant réduit $T_z$ (MN)	-2,116	-1,128
Effort tranchant réduit avec effet Résal (MN) = $V_{Ed}$	-2,175	-1,205
Moment de torsion $M_x$ (MN.m) = $T_{Ed}$	-1,306	0,280
Moment de flexion $M_y$ (MN.m)	18,543	32,443
Contrainte normale fibre supérieure (MPa)	9,429	11,018
Contrainte normale fibre inférieure (MPa)	1,800	-2,330
Contrainte normale au centre de gravité (MPa)	6,779	6,382
Contrainte de cisaillement au CDG (A1) (MPa)	-1,672	-0,811
Contrainte de cisaillement au bas de l'âme (A3) (MPa)	-1,377	-0,648
Contrainte normale au bas de l'âme (MPa)	3,007	-0,217
Contrainte de cisaillement en hourdis inf (I1) (MPa)	-1,288	-0,547

## 2.2. Résultats à l'ELU de résistance

Sections	Section S(I/2)	Section S(I/2)
Effort extrême considéré	Cisaillement maximum	Moment maximum
Effort normal (MN)	42,917	42,914
Effort tranchant $T_z$ (MN)	-2,856	-1,383
Effort tranchant avec effet Résal (MN) = $V_{Ed}$	-2,942	-1,493
Moment de torsion $M_x$ (MN.m) = $T_{Ed}$	-1,763	0,202
Moment de flexion $M_y$ (MN.m)	36,647	53,081
Contrainte normale fibre supérieure (MPa)	12,050	14,397
Contrainte normale fibre inférieure (MPa)	-3,028	-7,441
Contrainte normale au centre de gravité (MPa)	6,813	6,813
Contrainte de cisaillement au CDG (A1) (MPa)	-2,261	-1,021
Contrainte de cisaillement au bas de l'âme (A3) (MPa)	-1,862	-0,819
Contrainte normale au bas de l'âme (MPa)	-0,641	-3,985
Contrainte de cisaillement en hourdis inf (I1) (MPa)	-1,741	-0,702
Contrainte normale moyenne hourdis inf (MPa)	-2,400	-6,532

*On peut noter que l'effet Résal ne réduit pas la valeur de l'effort tranchant dans ce cas. Ceci est dû au fait que le hourdis supérieur de largeur importante est fortement comprimé alors que le hourdis inférieur l'est peu, voire tendu. La prise en compte de l'effet Résal n'est donc pas forcément favorable s'il a été calculé avec soin, en tenant compte de l'inclinaison des deux hourdis sur la fibre neutre.*

### 3. Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'ELU de résistance

Ces justifications traitées en [Chapitre 6-2] et [Chapitre 6-3] sont illustrées ici par la vérification des âmes de la section S(1/2), complété par l'étude des deux coupures I1 et A3.

*Dans l'exemple étudié, on a affaire à un caisson à âmes inclinées. La détermination des efforts tranchants provenant de la torsion et qui sollicitent les âmes s'effectue en prenant en compte les longueurs biaises des âmes. L'effort tranchant résistant des âmes se détermine avec le bras de levier du couple élastique de l'âme selon le biais. La prise en compte de l'effort tranchant, pour être cohérent avec celui provenant de la torsion, doit considérer l'effort tranchant projeté suivant l'âme.*

#### 3.1. Résistance des âmes sans armatures d'effort tranchant autres que la section minimale

Il s'agit de vérifier si l'effort tranchant résistant des âmes dépourvues d'armatures transversales est suffisant.

On suppose dans ce cas le ratio  $\rho_1$  nul et l'expression suivante est à vérifier [Chapitre 6-2.2.1] :

$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.2b)].$$

$$v_{min} \text{ étant défini par } 0,053/\gamma_C k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

$$k_1 = 0,15 \text{ (valeur recommandée, adoptée par l'annexe nationale)}$$

$$f_{ck} = 60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 6,813 \text{ MPa} = \text{contrainte normale moyenne compte tenu de la précontrainte}$$

$$v_{min} = 0,053/\gamma_C k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,053/1,5 \times 1,289^{3/2} \times 60^{1/2} = 0,4004$$

(ces valeurs sont celles de l'annexe nationale pour les poutres)

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) b_w d = (0,4004 + 0,15 \times 6,813) \times 0,32 \times 2,398/\cos 8,6^\circ = 1,10 \text{ MN par âme}$$

d étant pris selon le biais de l'âme

L'effort résistant par âme vaut 1,10 MN pour un effort sollicitant par âme de  $V_{Ed} = 2,942/2/\cos 8,6^\circ = 1,49 \text{ MN}$ .

La section S(1/2) ne peut donc être justifiée avec la section minimale d'armatures. Il faut donc prévoir et dimensionner des armatures cisaillement en conséquence.

*A titre indicatif si la résistance de la section calculée sans armatures avait été suffisante, la justification de la section se serait terminée par la détermination du minimum d'armatures d'âmes à mettre en place.*

*Cette section minimale est donnée par les expressions [EC2-1-1 Expr.(9.4)] et [EC2-1-1 Expr.(9.5)].*

$$\rho_w = A_{sw} / (s \times b_w \times \sin \alpha)$$

$$\text{et } \rho_w > \rho_{w,min} \text{ avec } \rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$$

$$f_{ck} = 60 \text{ MPa et } f_{yk} = 500 \text{ MPa, } \rho_{w,min} = 0,00124, b_w = 0,32 \text{ m et } \sin \alpha = 1 \text{ (aciers verticaux)}$$

$$A_{sw} / s = 4 \text{ cm}^2/\text{m et par âme}$$

#### 3.2. Vérification des âmes quand des armatures d'effort tranchant sont nécessaires

La Section S(1/2) doit être vérifiée sous la combinaison des efforts de tranchant et de torsion.

La vérification se fait en application des expressions [EC2-1-1 Expr.(6.13)], [EC2-1-1 Expr.(6.14)] et [EC2-1-1 Expr.(6.15)] pour l'effort tranchant et [EC2-2 6.3.2(104)] pour la torsion dans le cas d'un caisson.

### 3.2.a) Vérification de la compression des bielles

#### (i) Sollicitation de tranchant

$$V_{Ed,i(V)} = 2,942/2/\cos 8,6^\circ = 1,49 \text{ MN}$$

#### (ii) Sollicitation tangente de torsion

La sollicitation tangente de torsion dans une âme est donnée par :

$$V_{Ed,i(T)} = T_{Ed} \times z_i / 2A_k$$

avec  $A_k = 13,579 \text{ m}^2$ ,  $T_{Ed} = 1,763 \text{ MN.m}$  et  $z_i = 2,457 \text{ m}$  (longueur biaise de l'âme)

$$V_{Ed,i(T)} = 0,159 \text{ MN}$$

#### (iii) Effort tranchant résistant

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha)/(1 + \cot^2\theta) \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.14)]$$

La valeur recommandée de  $\alpha_{cw}$ , validée par l'annexe nationale est la suivante :

1	pour les structures non précontraintes	
$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$	pour $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$	[EC2-1-1 Expr.(6.11.aN)]
1,25	pour $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$	[EC2-1-1 Expr.(6.11.bN)]
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	pour $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$	[EC2-1-1 Expr.(6.11.cN)]

Avec  $\sigma_{cp} = 6,813 \text{ MPa}$  et  $f_{cd} = 40 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{cp}/f_{cd} = 0,170$  d'où  $\alpha_{cw} = 1,170$

Une valeur maximale de  $\cot\theta$  conduit à minimiser la section d'aciers verticaux et à augmenter la contrainte de compression des bielles.  $\cot\theta = 2,5$  est choisi comme base de départ de la vérification.

Les âmes sont soumises à la fois à du cisaillement et à de la flexion transversale. Dans ce cas la vérification de la condition de non écrasement du béton doit se faire en réduisant l'épaisseur de béton de la zone comprimée en flexion [Chapitre 10 -4.3.3].

Un calcul parallèle de flexion a conduit à évaluer la zone comprimée en flexion (zone strictement nécessaire) à 2 cm, valeur à déduire de la largeur de l'âme.

D'où  $b_w = 0,32 - 0,02 \text{ m} = 0,30 \text{ m}$  largeur nette de l'âme

$z =$  bras de levier du couple élastique de l'âme, ici pris égal à la longueur biaise = 2,457 m

$$v_1 = v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \times (1 - 60/250) = 0,456$$

$\cot\alpha = 1$  car les aciers sont inclinés à  $90^\circ$  sur la fibre neutre (en fait les aciers sont verticaux, très légèrement inclinés par rapport à la perpendiculaire à la fibre neutre)

d'où  $V_{Rd,max} = 5,42 \text{ MN}$  pour une âme.

#### (iv) Vérification sous sollicitation combinée de tranchant et de torsion

Il faut vérifier :  $V_{Ed,i(V)} + V_{Ed,i(T)} \leq V_{Rd,max}$

Il vient :

$$1,49 + 0,159 = 1,65 < 5,42$$

La résistance vis-à-vis de la compression des bielles est donc assurée.

### 3.2.b) Calcul de la section d'armatures de cisaillement perpendiculaires à la fibre moyenne

#### (i) Section pour une âme

Selon la clause [EC2-1-1 6.3.2(102)] les efforts de cisaillement de tranchant et de torsion sont cumulés et les principes de calculs définis pour l'effort tranchant sont appliqués.

Les sollicitations sont données par le tableau "Résultats à l'ELU" précédent.

L'effort tranchant pour une âme vaut :  $V_{Ed,i(V)} = 1,49$  MN

La sollicitation tangente de torsion dans une âme vaut :  $V_{Ed,i(T)} = 0,159$  MN

La section d'armatures s'obtient en égalant l'effort total de cisaillement à  $V_{Rd,s}$  (effort résistant fourni par les armatures)

D'où  $A_{sw}/s = (V_{Ed,i(V)} + V_{Ed,i(T)}) / (z f_{ywd} \cot\theta)$

$z =$  bras de levier du couple élastique de l'âme, ici pris égal à la longueur biaise = 2,457 m

$f_{ywd} = 434,78$  MPa

$\cot\theta = 2,5$

$A_{sw}/s = (1,49+0,159)/2,457/434,78/2,5 = 6,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 6,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

#### (ii) Section maximale pour une âme

On peut vérifier que la section nécessaire ne dépasse pas la section maximale utile donnée par :

$$\frac{A_{sw, \max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad [\text{EC2-1-1 Expr. (6.15)}]$$

$\alpha_{cw} = 1,17$

$v_1 = 0,456$

Il s'en déduit :

$A_{sw, \max}/s = 0,5 \alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w / f_{ywd} = 0,5 \times 1,17 \times 0,456 \times 40 \times 0,32 / 434,78 = 78,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 78,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

### 3.3. Efforts longitudinaux induits par l'effort tranchant et la torsion

Le calcul est effectué avec le cas de charge donnant l'effort tranchant maximum.

La section S(1/2) a comme caractéristique géométriques

largeur du hourdis inférieur  $l = 5,564$  m

épaisseur du hourdis inférieur  $e = 0,222$  m

aire de torsion  $A_k = 13,579 \text{ m}^2$

présente des tractions à mi-épaisseur du hourdis inférieur :  $\sigma = -2,400$  MPa

et est soumise aux sollicitations suivantes :

$V_{Ed} = 2,94$  MN

$M_{Ed} = 36,65$  MN.m

et

$T_{Ed} = 1,76$  MN.m

### 3.3.a) Effort longitudinal dû à l'effort tranchant

L'inclinaison des bielles du treillis produit un effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales de la fibre inférieure :

$$\Delta F_{td,v} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha) \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.18)]$$

Comme les armatures d'effort tranchant sont perpendiculaires à la fibre moyenne

$$\alpha = 90^\circ \text{ et } \cot\alpha = 0$$

Comme il a été choisi  $\cot\theta = 2,5$  pour le dimensionnement des armatures de cisaillement

$$\Delta F_{td,v} = 1,25 V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = 2,942 \text{ MN} \quad \text{d'où } \Delta F_{td,v} = 3,68 \text{ MN pour l'ensemble du hourdis inférieur.}$$

L'effort longitudinal de traction supplémentaire dû à l'effort tranchant vaut donc au mètre linéaire :

$$\Delta F_{td,v} = (3,68/5,564) = 0,661 \text{ MN/ml}$$

#### **Plafonnement de l'effort longitudinal supplémentaire dû au tranchant**

La section  $S(l/2)$  se trouve près de la mi-travée où se produit le moment maximal  $M_{Ed,max}$ . Le plafonnement de l'effort longitudinal de traction dû au tranchant peut donc intervenir. Il est donné par [EC2-1-1 Expr.(6.18)] :

$$M_{Ed}/z + \Delta F_{td,v} < M_{Ed,max}/z$$

Avec  $M_{Ed,max} = 53,08 \text{ MN.m}$  qui est la valeur du moment maximum dans la travée.

$$\text{Soit } \Delta F_{td,v} < (M_{Ed,max} - M_{Ed})/z = (53,08 - 36,65)/2,234 = 7,36 \text{ MN soit } 7,36/5,564 = 1,32 \text{ MN/ml}$$

L'effort longitudinal de traction dû au tranchant  $0,661 \text{ MN/ml}$  est inférieur à son plafonnement et doit être pris en compte dans sa totalité.

### 3.3.b) Effort longitudinal dû à la torsion

La torsion nécessite des armatures longitudinales dont la section peut être calculée à partir de :

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot\theta \quad [EC2-1-1 \text{ Expr.}(6.28)]$$

où  $u_k$  est le périmètre de la surface  $A_k$

Chaque membre de cette égalité est équivalent à une force au mètre linéaire de paroi, ce qui permet d'écrire :

$$\Delta F_{td,T} = T_{Ed} \cot\theta / 2A_k$$

L'effort longitudinal de traction supplémentaire dû à la torsion vaut :

$$\Delta F_{td,T} = 1,763 \times 2,5/2/13,579 = 0,162 \text{ MN/ml}$$

## 3.4. Détermination des sections d'armatures longitudinales

La section d'armatures dans le hourdis inférieur se compose d'armatures permettant de résister à la flexion longitudinale d'ensemble, complétées le cas échéant d'armatures permettant de reprendre les efforts longitudinaux supplémentaires apportés par les sollicitations tangentes [Chapitre 6 -2.2.3].

*La participation par surtension des aciers de précontrainte adhérents peut aussi être prise en compte [EC2-2 6.2.3(107)].*

Si le dimensionnement des armatures vis-à-vis de la flexion d'une section ne pose pas de difficulté il n'y a pas de méthode permettant de déterminer directement les armatures permettant la reprise de l'effort horizontal

supplémentaire. Ceci provient du fait qu'en général ces deux quantités d'armatures sont déterminées de manière indépendante avec deux méthodes et modèles différents.

On admettra donc le principe de dimensionnement suivant :

Les armatures passives seront dimensionnées vis-à-vis de la flexion, mais en laissant subsister des marges de contraintes telles qu'elles puissent théoriquement absorber les efforts longitudinaux supplémentaires.

Le dimensionnement et la vérification se font donc normalement, avec un logiciel de calcul de section soumise à de la flexion, du type CDS du Sétra, complétés par une étape itérative supplémentaire comme il sera détaillé dans l'application présentée ci-dessous.

### 3.4.a) Données de l'exemple d'application

Une section simplifiée en I est utilisée dans le calcul CDS pour représenter la section S(1/2) ci-avant définie ; les efforts appliqués sont ceux des deux cas de charges étudiés ; ils sont conservés et rappelés ci-dessous :

	Section S(1/2)	
	Cisaillement maximal	Moment maximal
Effort Normal comb. QP (MN)	42,9	42,9
Moment de flexion $M_y$ comb. QP (MN.m)	0,04	0,04
Effort Normal ELU (MN)	42,9	42,9
Moment de flexion $M_y$ ELU (MN.m)	36,6	53,1
Effort longitudinal de traction de tranchant (MN)	3,7	0,0
Effort longitudinal de traction dû à la torsion (MN)	0,9	0,02
Effort longitudinal total (MN)	4,6	0,02

Les 4 câbles éclisses 12T15S, adhérents car injectés au coulis de ciment, présents dans le hourdis inférieur sont des torons de résistance caractéristique à la traction  $f_{pk} = 1860$  MPa,  $f_{p0,1k} = 0,9f_{pk}$  et donnent un effort de précontrainte de :  $F_p = 8,54$  MN (à l'état permanent).

### 3.4.b) Utilisation du logiciel CDS du Sétra

Le logiciel CDS du Sétra permet un calcul de vérification d'une section de béton précontraint sous des sollicitations (N, M) et produit des résultats complets concernant les déformations et les contraintes dans les trois matériaux.

*Dans la pratique le suivi dans le détail de ces résultats et l'ajustement des sections d'armatures ou/et la correction de la section béton permettent de faire du dimensionnement.*

Dans cette application, le diagramme contraintes-déformations de type bi-linéaire avec branche supérieure inclinée est utilisé pour les aciers de précontrainte [EC2-1-1 Fig.3.10] ; celui à palier horizontal est utilisé pour les aciers de béton armé [EC2-1-1 Fig.3.8].

La méthode appliquée est la suivante :

On commence par faire le dimensionnement des armatures nécessaires vis-à-vis de la flexion sous sollicitations ultimes (N, M). A la quantité d'armatures passives obtenue on rajoute une section d'armatures passives égale à  $\Delta F_{td,V+T} / f_{yd}$ . Ceci permet d'initier le processus d'itération car on vérifie ensuite sous sollicitations (N, M) que la réserve ainsi dégagée est suffisante. Si ce n'est pas le cas on majore la section d'armatures de la quantité (déficit d'effort longitudinal)/ $f_{yd}$  jusqu'à obtenir le résultat cherché.

Le contrôle de la réserve d'effort longitudinal se traduit par la vérification de l'inéquation :

$$(\sigma_{ud} - \sigma_p) \times A_p + (f_{yd} - \sigma_s) \times A_s \geq \Delta F_{td,V+T}$$

avec

$\sigma_p$  contrainte dans les câbles éclisses intérieurs au béton

$\epsilon_p$  allongement dans ces câbles

$\sigma_s$  contrainte dans les aciers passifs du hourdis inférieur

$\epsilon_s$  allongement dans ces aciers passifs

représentant les résultats d'une étape de calcul CDS et

$\sigma_{ud}$  la contrainte dans les armatures de précontrainte correspondant à l'allongement maximal de calcul  $\epsilon_{ud}$

*En général, on peut commencer le calcul à partir d'une section d'armatures passives quelconque et l'itération peut se faire en plus ou en moins de la quantité :*

$$\Delta A_s = (\text{Déficit ou excès d'effort}) / f_{yd}$$

*En pratique après le premier contrôle de la réserve d'effort, la première correction à faire donne approximativement le résultat final et on peut ne pas reprendre l'itération.*

*Il est conseillé de limiter l'allongement maximal de calcul  $\epsilon_{ud}$  des armatures de précontrainte à 2 %.*

Les résultats concernant les armatures passives sont :

	Section S(l/2)	
	Cisaillement maximal	Moment maximal
Aciers BA nécessaires en flexion (cm <sup>2</sup> )	0,00	118,0
Aciers complémentaires de tranchant et torsion (cm <sup>2</sup> )	98,5	0,0
Total aciers dans le hourdis inférieur (cm <sup>2</sup> )	98,5	118,0

*Nota : Dans le cas de charge donnant le cisaillement maximum la section peut théoriquement résister aux sollicitations de flexion sans besoin d'armatures passives. La section d'armatures passives nécessaire pour reprendre l'effort longitudinal n'est pas négligeable. C'est cependant le cas de charge donnant le moment maximal qui est dimensionnant.*

### 3.5. Vérification d'un cisaillement âme-membrure (exemple de la coupure à la jonction du hourdis inférieur avec le gousset - coupure I1)

La justification se fait conformément à [EC2-1-1 6.2.4] et est traitée par le présent guide au [Chapitre 10-1.2].

Le hourdis inférieur est tendu même avant prise en compte des efforts apportés par l'effort tranchant et la torsion. Dans ce cas l'inclinaison des bielles de compression  $\theta_f$  peut être choisie telle que  $\cot\theta_f = 1,25$  d'où  $\theta_f = 38,6^\circ$ .

Le tableau du paragraphe "résultats à l'ELU" ci-avant [Annexe III-2.2] donne  $v_{Ed} = 1,74$  MPa.

Cette valeur ne tient pas compte de la réduction d'épaisseur liée à un moment de flexion transversale concomitant.

Il faut vérifier  $v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f$  .

$$v_{Ed} = 1,74 < 0,456 \times 40 \times \sin(38,6) \times \cos(38,6) = 8,9 \text{ MPa.}$$

L'écart entre la contrainte effective et la contrainte admissible montre que la prise en compte d'une éventuelle flexion transversale ne devrait pas remettre en cause la résistance au cisaillement. Pour cette section on peut supposer que la flexion transversale est négligeable.

Les aciers de cisaillement sont déterminés par :

$$A_{sf}/s_f \geq v_{Ed} h_f / \cot\theta_f / f_{yd}$$

$$A_{sf}/s_f \geq 1,74 \times 0,222/1,25/434,78 = 0,00071 \text{ m}^2/\text{m} = 7,1 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Ces aciers sont à répartir sur les deux faces du hourdis.

### 3.6. Vérification d'une section de reprise de bétonnage (exemple de la coupure au niveau bas de l'âme - coupure A3)

Le choix de cette coupure fait intervenir la détermination au préalable des efforts de suspension induits dans les âmes par le hourdis inférieur. Ces efforts sont à prendre en compte dans l'étude de toute coupure horizontale effectuée dans la hauteur des âmes.

#### 3.6.a) Efforts de suspension du hourdis

Ces efforts sont dus :

au poids propre du hourdis  $q_{ep}$ ,

à la poussée au vide engendrée par la courbure du hourdis,

à la poussée au vide engendrée par la courbure des câbles éclisses contenus dans le hourdis et au droit des âmes.

Si : R est le rayon en élévation de l'intrados du pont,

$F_h$  la force développée par les contraintes longitudinales dans le hourdis,

$F_p$  la force des câbles de précontrainte,

alors :

la poussée au vide due à la courbure du hourdis vaut  $q = F_h/R$ ,

( $F_h$  est dirigée vers le haut si c'est une compression et vers le bas si c'est une traction),

la poussée au vide due aux câbles vaut  $Q = F_p/R$ . Elle est dirigée vers le bas.

L'application numérique donne :

largeur du hourdis entre âmes  $l' = 5,564 - 0,324 \times 2 = 4,916 \text{ m}$

effort longitudinal de traction du hourdis  $F_h = 6,532 \times 0,222 = 1,45 \text{ MN/ml}$

effort total dans les câbles 12T15S  $F_p = 4 \times 0,0018 \times 0,8 \times 1860 = 10,71 \text{ MN}$  (pertes non déduites)

rayon de courbure  $R = 368,182 \text{ m}$

le bilan pour une âme est ainsi le suivant (signe moins = vers le haut) :

poids du hourdis  $q_{cp} = 0,5 \times 4,916 \times 0,222 \times 0,025 = 0,0136 \text{ MN/ml}$

poussée au vide de traction  $q = 0,5 \times 4,916 \times 1,45 / 368,182 = 0,0097 \text{ MN/ml}$

poussée au vide des câbles  $Q = 10,71 / 2 / 368,182 = 0,0145 \text{ MN/ml}$

bilan des efforts de suspension pour une âme  $F = 0,0136 + 0,0097 + 0,0145 = 0,0378 \text{ MN/ml}$

Cet effort nécessite par âme un ajout d'aciers transversaux de :

$$A_{sw} = 0,0378/434,78 = 0,87 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3.6.b) Calcul de la contrainte de cisaillement de calcul (coupure A3)

La contrainte de cisaillement aux ELU s'obtient par l'expression  $v_{Edi} = V_{Ed} \times S / (I_y \times b_i)$  où

S est le moment statique au droit de la reprise de bétonnage

$I_y$  est l'inertie de la section

Elle vaut  $v_{Edi} = 1,86$  MPa

### 3.6.c) Contrainte limite de cisaillement dans la coupure- calcul de la section d'armatures nécessaire

La contrainte limite de cisaillement le long de la reprise de bétonnage est donnée par :

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.25)]$$

avec une valeur plafond de  $0,5 v f_{cd} = 0,5 \times 0,456 \times 40 = 9,12$  MPa (cette valeur plafond ne peut être atteinte).

$c = 0,45$  et  $\mu = 0,7$  en considérant une reprise rugueuse présentant des aspérités d'au moins 3 mm de haut, espacées d'environ 40 mm

$f_{ctd} = 2,03$  MPa = contrainte de traction admissible du béton

$\sigma_n$  = contrainte normale à l'interface. Comme l'âme est soumise à une traction verticale dû à la suspension du hourdis de  $F = 0,0378$  MN/ml, il faut prendre  $c \times f_{ctd} = 0$ .

$\sigma_n = -0,0378/0,32 = -0,118$  Mpa.

$\alpha = 90^\circ$  = inclinaison des aciers sur la reprise de bétonnage

$\rho = A_s/A_i$  = ratio des aciers traversant la reprise rapportés à la surface de celle-ci

Le respect de la contrainte limite de cisaillement permet alors de calculer les ratios d'aciers nécessaires à assurer l'équilibre de la reprise de bétonnage en égalant  $v_{Edi}$  et  $v_{Rdi}$  :

$$v_{Edi} = 1,86 \leq v_{Rdi} = 0 - 0,7 \times 0,118 + \rho \times 434,78 \times (0,7+0) = -0,0826 + 304,35 \times \rho$$

Il s'en déduit  $\rho \geq 0,0064$ , soit  $A_s = 0,0064 \times 32 \times 100 = 20,5$  cm<sup>2</sup>/m.

La section d'armatures nécessaire sans reprise de bétonnage serait de :

$$A_{sw}/s = 6,71 + 0,87 = 7,58 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (cumul de la section des aciers de cisaillement et de suspension).}$$

La comparaison des deux valeurs montre tout l'intérêt qu'il y a à éviter les reprises de bétonnage.

## 4. Vérification des âmes sous combinaison caractéristique

La vérification de la résistance au cisaillement aux ELS a été exposée au [Chapitre 7 -2.5.2].

Bien que cela ne soit pas précisé dans les eurocodes, la vérification doit se faire dans toutes les sections des âmes : au centre de gravité, à la jonction avec le hourdis inférieur, à la jonction avec le hourdis supérieur, etc.

La vérification porte ici sur la section au centre de gravité où le cisaillement est maximum, et sur la section au bas des âmes où la contrainte normale est minimale.

Les résultats de calculs ont été reportés dans la figure [Annexe III-0] ci-dessous qui montre à la fois que :

- les conditions imposées par les eurocodes sont moins contraignantes que celles des pratiques antérieures, car la contrainte de cisaillement admissible est plus élevée,
- les contraintes de calcul de cet exemple [Annexe III-2.1] sont nettement inférieures aux contraintes admissibles.

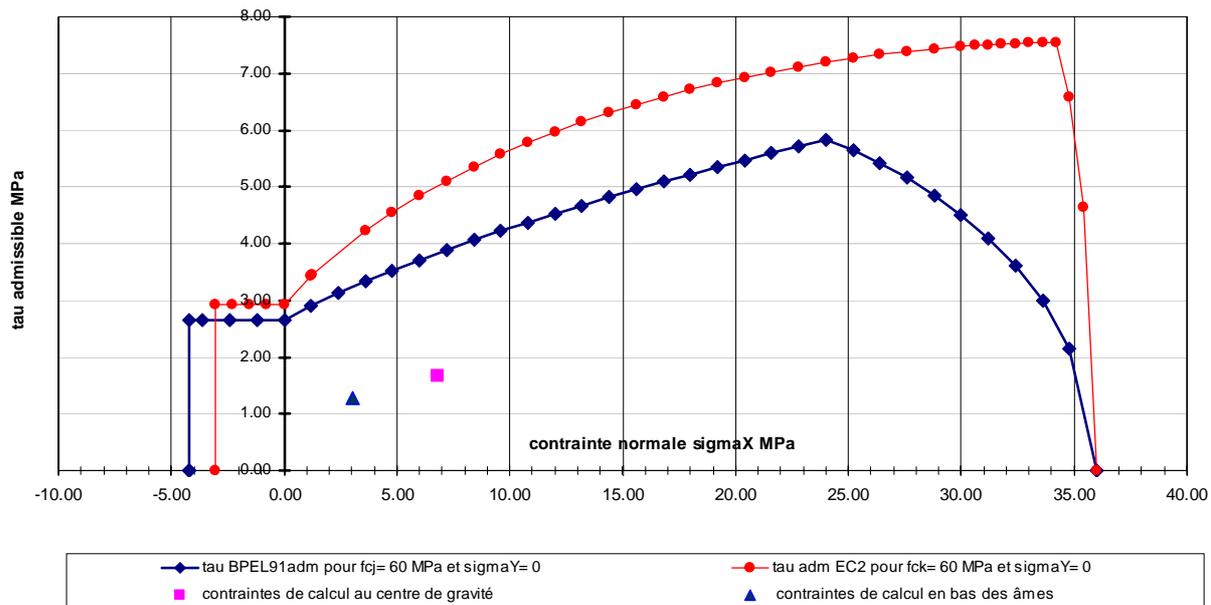


Fig./Tab. An. III (4) : Contrainte de cisaillement admissible sous combinaison caractéristique

Les sections ne présentent donc pas d'insuffisance.

Pour l'ensemble de l'ouvrage cette vérification ne deviendrait déterminante que si l'épaisseur des âmes descendait en dessous de 0,17 m.

# Annexe IV

## Justification à la fatigue

### 1. Implantation des charges de fatigue

Les voies et leur implantation sont définies dans l'Eurocode 1 partie 2, notamment par les clauses [EC1-2 4.2.4(2)] et [EC1-2 4.2.4(3)] :

" (2) Pour chaque vérification individuelle, il convient de choisir le nombre de voies devant être considérées comme chargées, leur emplacement sur la chaussée ainsi que la numérotation de manière à ce que les effets des modèles de charge soient les plus défavorables.

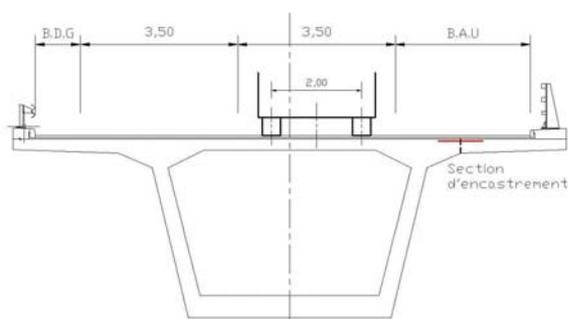
(3) Pour les valeurs représentatives de fatigue et les modèles associés, il convient de choisir l'emplacement et la numérotation des voies en fonction du trafic normalement prévisible."

Il est précisé ensuite que tous les modèles de charges de fatigue sont centrés sur les voies conventionnelles ainsi définies [EC1-2 4.6.1(4)].

Il faut souligner qu'il appartient au maître d'ouvrage de définir l'implantation des voies lentes, "en fonction du trafic normalement prévisible". Ce choix est à envisager au cas par cas, pour chaque ouvrage, en anticipant un trafic futur éventuellement différent de celui prévu à l'étude du projet, pouvant conduire à une répartition différente des voies dans le temps d'utilisation de l'ouvrage.

L'illustration de ce choix au cas d'une coupe transversale classique montre qu'il peut être déterminant pour le dimensionnement, en particulier pour l'étude de la flexion transversale.

1<sup>er</sup> cas : sur la voie réelle de droite



2<sup>e</sup> cas : sur la voie conventionnelle accolée au dispositif de sécurité

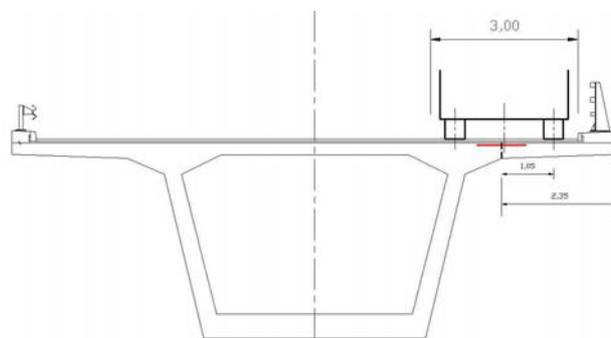


Fig./Tab. An. IV (1) : Implantation de la voie lente et des charges de fatigue

Dans le premier cas, l'ajout d'une voie de circulation par suppression de la BAU est considéré comme improbable. Le passage des charges de fatigue ne produit donc aucun effort et aucun dommage par fatigue dans la section d'encastrement.

A l'inverse, dans le deuxième cas, le choix d'anticiper le passage éventuel de l'autoroute à 3 voies par sens de circulation, crée une voie lente future accolée à la longrine de la barrière BN4. La justification à la fatigue devient dans ce cas un critère de dimensionnement important pour l'encorbellement.

## 2. Méthode générale

Cette procédure de vérification des armatures est définie par la clause [EC2-1-1 6.8.4]. Elle consiste à faire un calcul d'endommagement à partir de cycles d'étendues de contrainte et utilise les courbes de résistance à la fatigue S-N des armatures.

### 2.1. Détermination des cycles et étendues de contrainte

L'étude à la fatigue d'un ouvrage nécessite d'une part la connaissance des caractéristiques du trafic poids-lourds qui l'emprunte et d'autre part les effets de ce trafic sur l'ouvrage, traduits en terme de contrainte de traction dans les armatures susceptibles d'être touchées par la fatigue. Le trafic est connu soit suite à des enregistrements de trafic réel, soit suite à une modélisation de ce trafic, en se basant sur d'autres trafics similaires connus.

La détermination des étendues de contrainte est établie à partir des courbes donnant l'évolution de la contrainte de traction dans les armatures étudiées pendant le passage des camions sur l'ouvrage.

Le passage de chaque camion sur l'ouvrage donne lieu à des variations de contrainte qui peuvent présenter différentes étendues. Pour chaque camion, les étendues  $\Delta\sigma_{s1}$ ,  $\Delta\sigma_{s2}$ , ...,  $\Delta\sigma_{sj}$ , ... peuvent être obtenues en appliquant la méthode du "réservoir".

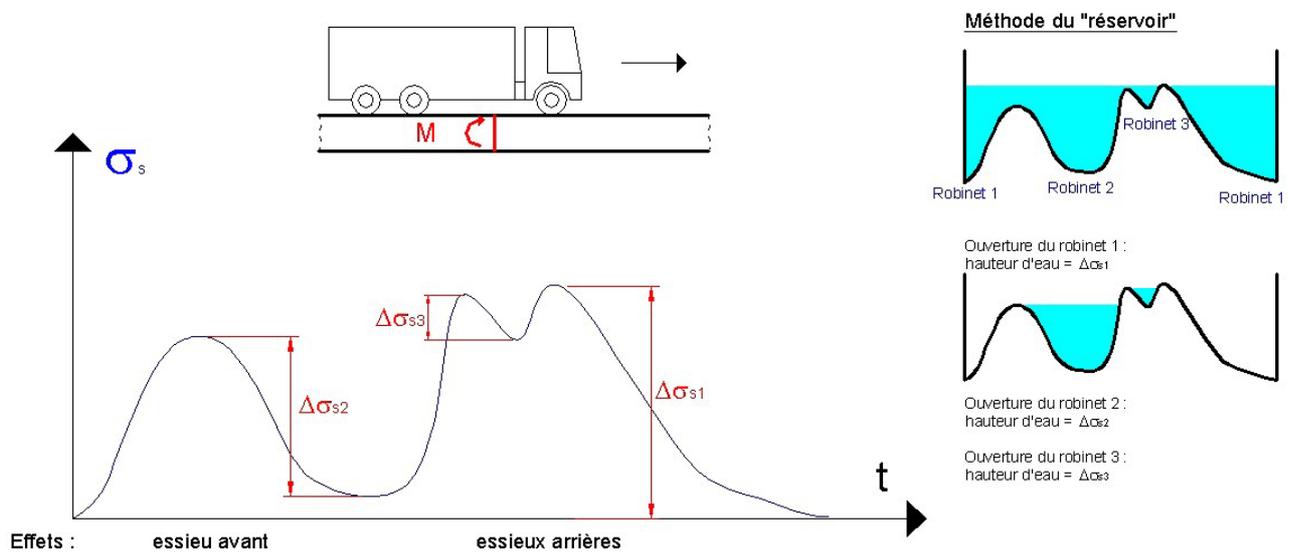


Fig./Tab. An. IV (2) : Application de la méthode du "réservoir"

Il faut ensuite analyser, classer les différentes étendues de contraintes par famille de valeurs  $\Delta\sigma_{si}$  et déterminer leur fréquence d'occurrence. Le résultat conduit à un spectre des étendues de contrainte  $[(\Delta\sigma_{si}; n_i)_i]$ , schématisé par le graphique suivant. ( $n_i$  : nombre d'occurrence dans chaque famille, encore appelé nombre de cycles).

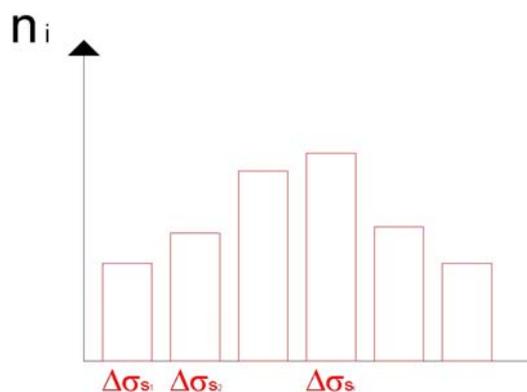


Fig./Tab. An. IV (3) : Spectre des étendues de contrainte

## 2.2. Nombre de cycles à la rupture - Endommagement

Le nombre de cycles  $N_i(\Delta\sigma_{si})$  pour une étendue de contrainte  $\Delta\sigma_{si}$ , provoquant la rupture des armatures par fatigue, est donnée par les courbes S-N [EC2-1-1 6.8.4(1)]. Ce sont des résultats d'essais dépendant de nombreux facteurs. Aussi de nombreux cas types sont étudiés de manière extensive pour fournir aux projeteurs les données pratiques utilisables pour une justification.

Représentée en échelle logarithmique la courbe type de  $\Delta\sigma_s$  en fonction de N peut être considérée comme constituée de deux demi-droites de pentes  $1/k_1$  et  $1/k_2$ . La position des demi-droites est fixée par l'étendue de contrainte  $\Delta\sigma_{Rsk}$  correspondant à un nombre de cycles particulier  $N^*$  choisi pour les essais. Quelques courbes utiles pour les projets, correspondant à différents types d'armatures et conditions de mise en œuvre, ont ainsi été étudiées et ont leurs paramètres définis dans les tableaux [EC2-1-1 Tab.6.3N] et [EC2-1-1 Tab.6.4N], et reproduits ci-dessous.

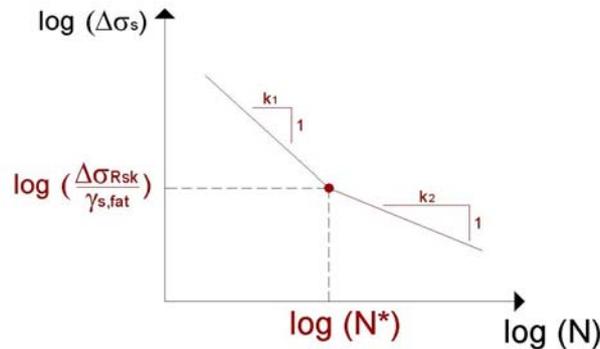


Fig./Tab. An. IV (4) : Courbe S-N des armatures

Type d'armatures	N*	Exposant de la contrainte		Δσ <sub>Rsk</sub> (MPa) pour N* cycles
		k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	
Barres droites	10 <sup>6</sup>	5	9	fixé par A.N <sup>(1)</sup>
Barres soudées et treillis soudés	10 <sup>7</sup>	3	5	58,5
Dispositifs de couplage	10 <sup>7</sup>	3	5	35

(1) L'annexe nationale de l'Eurocode 2 partie 1-1 donne les valeurs suivantes :

- Δσ<sub>Rsk</sub> = 210MPa pour φ ≤ 16 mm
- Δσ<sub>Rsk</sub> = 160MPa pour φ = 40 mm
- interpolation linéaire pour des diamètres 16 mm < φ < 40 mm

Fig./Tab. An. IV (5) : Paramètres des courbes S-N pour les armatures de béton armé

Armatures de précontrainte	N*	Exposant de la contrainte		Δσ <sub>Rsk</sub> (MPa) pour N* cycles
		k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	
Précontrainte par pré-tension	10 <sup>6</sup>	5	9	185
Précontrainte par post-tension :				
– monotorons dans gaine en matière plastique	10 <sup>6</sup>	3	9	185
– armatures de précontrainte droite ou armatures de précontrainte courbes dans gaine en matière plastique	10 <sup>6</sup>	3	10	150
– armatures de précontrainte courbes dans gaine en acier	10 <sup>6</sup>	3	7	120
– dispositif de couplage	10 <sup>6</sup>	5	5	80

Fig./Tab. An. IV (6) : Paramètres des courbes S-N pour les armatures de précontrainte

## 2.3. Critère de vérification

Par définition des courbes S-N, la rupture par fatigue se produit pour une valeur  $\Delta\sigma_{si}$  donnée, si le nombre de cycles d'étendues de contrainte appliqué  $n_i$  atteint la valeur  $N_i$  qui lui est associé. L'état de fatigue des armatures peut donc être caractérisé par la notion d'endommagement  $D_{Ed} = \mathbf{n}/\mathbf{N}$  qui doit rester inférieur à 1 si on veut éviter leur rupture.

Dans l'utilisation des courbes S-N il convient d'appliquer au matériau, et donc à l'étendue de contrainte "limite"  $\Delta\sigma_{Rsk}$ , un coefficient partiel  $\gamma_{S,fat} = 1,15$  défini par la clause [EC2-1-1 2.4.2.4].

Dans un cas simple, avec une étendue de contrainte constante  $\Delta\sigma_s$ , il s'agit simplement de vérifier :  $\mathbf{n} \leq \mathbf{N}$ ,  $N$  étant le nombre de cycle à la rupture correspondant à  $\Delta\sigma_s$ .

Dans un cas plus général, avec des variations de contrainte d'étendues différentes, l'endommagement global est calculé en appliquant la règle de cumul des endommagements de Palmgren-Miner,  $D_{Ed,i}$  étant l'endommagement produit par les  $n_i$  cycles de chaque étendue  $\Delta\sigma_{si}$  :  $D_{Ed,i} = n_i/N_i$ .

Le **critère de vérification** dans un cas général s'écrit alors :

$$D_{Ed} = \sum D_{Ed,i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Il faut donc calculer pour chaque  $\Delta\sigma_{si}$  du spectre d'étendues de contrainte, en tenant compte de  $\gamma_{S,fat}$ , la valeur  $N_i$  correspondante pour calculer l'endommagement causé par  $n_i$  cycles d'application de  $\Delta\sigma_{si}$ . Les expressions de  $N$  en fonction de  $\Delta\sigma_s$  s'obtiennent aisément à partir des équations des demi-droites :

$$\begin{aligned} \text{si } \Delta\sigma_s \geq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}} & \quad \log(\Delta\sigma_s) - \log\left(\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}\right) = \frac{1}{k_1} (\log N^* - \log N) & \quad N = N^* \left( \frac{1}{\gamma_{S,fat}} \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\Delta\sigma_s} \right)^{k_1} \\ \text{si } \Delta\sigma_s \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}} & \quad \log\left(\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}\right) - \log(\Delta\sigma_s) = \frac{1}{k_2} (\log N - \log N^*) & \quad N = N^* \left( \frac{1}{\gamma_{S,fat}} \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\Delta\sigma_s} \right)^{k_2} \end{aligned}$$

## 2.4. Autre formulation du critère de vérification

Dans le cas où toutes les étendues de contrainte sont limitées par  $\Delta\sigma_s < \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}$ , ce qui se traduit par un positionnement sur la seule demi-droite de pente  $1/k_2$ , seule la deuxième expression de  $N$  est à utiliser.

L'**endommagement**  $D_{Ed}$  pour des armatures soumises à un spectre d'étendues de contrainte  $[(\Delta\sigma_{si}; n_i)_i]$  peut alors se calculer par la relation explicite suivante :

$$D_{Ed} = \frac{1}{N^*} \times \left( \frac{\gamma_{S,fat}}{\Delta\sigma_{Rsk}} \right)^{k_2} \times \sum_i n_i (\Delta\sigma_{si})^{k_2}$$

## 2.5. Modèle de charge de fatigue

Pour l'application de la méthode générale la clause [EC1-2 4.6] propose les deux modèles de charges de fatigue FLM4 et FLM5.

Le modèle FLM5, le plus général, consiste à utiliser des données de trafic réel et nécessite l'emploi de logiciels élaborés appropriés ; il ne sera donc pas abordé ici.

Le modèle FLM4, constitué d'un ensemble de 5 camions standards produisant des effets équivalents à ceux d'un trafic typique des routes européennes, est plus accessible pour une vérification standard de projet.

Il est décrit par le tableau [EC1-2 Tab.4.7] :

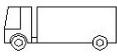
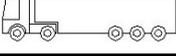
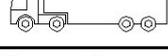
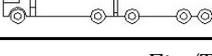
Camion type n°i			Espacement des essieux (m)	Charges d'essieu équivalentes (kN)	Proportion des camions p <sub>i</sub> (en %) en fonction du type de trafic		
i		Charge (en kN)			Longues distances	Distances moyennes	Trafic local
1		200	4,50	70 130	20	40	80
2		310	4,20 1,30	70 120 – 120	5	10	5
3		490	3,20 – 5,20 1,30 – 1,30	70 – 150 90 – 90 – 90	50	30	5
4		390	3,40 – 6,00 1,80	70 – 140 90 – 90	15	15	5
5		450	4,80 – 3,60 4,40 – 1,30	70 – 130 90 – 80 – 80	10	5	5

Fig./Tab. An. IV (7) : Camions du modèle de charges de fatigue FLM4

"Chaque camion standard est supposé parcourir l'ouvrage en l'absence de tout autre véhicule." [EC1-2 4.6.5(3)].

Dans la réalité, en fonction de la géométrie de l'ouvrage, la présence simultanée de plusieurs camions sur l'ouvrage est envisageable. Pour obtenir un spectre complet, il est alors nécessaire de considérer des convois de plusieurs camions. Les étendues de contrainte dues à chaque convoi vont alors dépendre des différents types de camions constituant ce convoi et de la distance entre les véhicules.

La clause [EC1-2 4.6 (2) note 2] indique que *lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont ne peut être négligée, il convient de n'utiliser le modèle FLM4 que complété par des données supplémentaires, spécifiées dans l'annexe nationale*. D'après l'annexe nationale, ces données supplémentaires (distance entre véhicules sur une même voie, densité du trafic sur les différentes voies lentes) sont alors à préciser, pour chaque projet individuel, dans le marché.

Dans la pratique, l'hypothèse qui consiste à ne considérer qu'un seul camion est valable sur des ouvrages ou des éléments de dimensions faibles ou moyennes (30 m).

*Pour les ouvrages de grandes dimensions, l'accumulation de camions sur une même travée donne des variations de contrainte plus fortes que le passage d'un seul camion. Pour des travées de longueur moyenne (< 30 m), avec des longueur de camions du modèle FLM4 variant de 5,00 à 15,00 m, cette différence est moins marquée. Par ailleurs, la probabilité d'occurrence d'avoir plusieurs camions sur une même travée devient faible.*

## 2.6. Détermination des nombres de cycles

Le passage de chaque camion de type i donne les étendues de contrainte :  $\Delta\sigma_{si,1}$ ,  $\Delta\sigma_{si,2}$ , ...  $\Delta\sigma_{si,j}$ , ...

Le nombre de cycles de chaque étendue  $\Delta\sigma_{si,j}$  est le nombre  $n_i$  de camions de type i passant sur l'ouvrage, pendant toute sa durée d'utilisation.

Ce nombre est obtenu par multiplication des données suivantes :

- $N_{obs}$  : trafic annuel des poids lourds
- $p_i$  : proportion des camions de type i dans le trafic PL
- $N_{years}$  : durée d'utilisation de projet

Le nombre total de camions de type i et de cycles d'étendue  $\Delta\sigma_{si,j}$  est donc  $n_i = p_i \times N_{obs} \times N_{years}$ .

Le spectre de variation de contrainte peut donc s'exprimer sous la forme  $[(\Delta\sigma_{si,j}; n_i)_{i=1 \text{ à } 5}]$ .

La **durée d'utilisation de projet**  $N_{\text{years}}$  est définie par le maître d'ouvrage. Elle est couramment prise entre 70 et 120 ans.

La **proportion**  $p_i$  des différents types de camion peut être déterminée à partir du tableau précédent, conforme au tableau [EC1-2 Tab.4.7], à partir du type de trafic.

Le **nombre de véhicule par an et par voie lente**  $N_{\text{obs}}$  peut être déterminé à partir du tableau suivant, conforme au tableau [EC1-2 Tab.4.5], en fonction de la catégorie de trafic.

Catégories de trafic		$N_{\text{obs}}$ par an et par voie lente
1	Routes et autoroutes à 2 voies ou plus dans chaque sens, avec un trafic de camions élevé	$2,0 \times 10^6$
2	Routes et autoroutes avec un trafic de camions moyen	$0,5 \times 10^6$
3	Routes principales avec un faible trafic de camions	$0,125 \times 10^6$
4	Routes locales avec un faible trafic de camions	$0,05 \times 10^6$

Fig./Tab. An. IV (8) : Nombre indicatif de véhicules lourds par an et par voie lente

*Le type de trafic (trafic local, distances moyennes, longues distances) et la catégorie de trafic ne sont pas liées. En effet une route principale de type "longues distances" avec un faible trafic de camions est en catégorie 3 de trafic. A l'inverse, une voie urbaine à  $2 \times 2$  voies supportant un fort trafic de poids lourds constitué essentiellement de camions à 2 essieux (20 T) a un trafic de catégorie 1 et de type "trafic local".*

La catégorie de trafic ne doit pas non plus être confondue avec la classe de chargement des ponts routiers définie dans la clause [EC1-2 4.2.2]. En effet, indépendamment de la catégorie de trafic, la plupart des ouvrages seront dimensionnés avec un chargement de 2<sup>e</sup> classe. Les ouvrages supportant un trafic de catégorie 4 pourront éventuellement supporter un chargement de 3<sup>e</sup> classe.

## 2.7. Calcul de l'endommagement

Avec l'utilisation du modèle FLM4 et donc un spectre d'étendues de contrainte limité  $[(\Delta\sigma_{si,j}; n_i)_{i=1 \text{ à } 5}]$ , le calcul de l'endommagement se résume, si les étendues de contrainte sont suffisamment faibles, à l'application de l'expression suivante :

$$(avec \ n_i = p_i \times N_{\text{obs}} \times N_{\text{years}}) \quad D_{\text{Ed}} = \frac{N_{\text{obs}} \times N_{\text{years}}}{N^*} \times \left( \frac{\gamma_{S,\text{fat}}}{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}} \right)^{k_2} \times \sum_{i,j} p_i (\Delta\sigma_{si,j})^{k_2}$$

## 3. Méthode "équivalente" de vérification des armatures

L'Eurocode 2 propose également une méthode "équivalente", à partir du modèle de charge de fatigue FLM3 simplifié constitué d'un seul camion, reproduisant les effets d'un trafic représentatif des routes européennes. La méthode est décrite dans la clause [EC2-1-1 6.8.5] et l'annexe [EC2-2 Anx.NN].

Le modèle de charge de fatigue FLM3 décrit dans la clause [EC1-2 4.6.4] est constitué d'un camion de quatre essieux, chacun d'un poids de 120 kN.

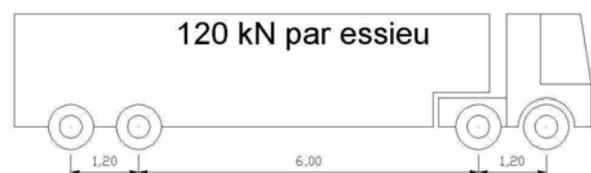


Fig./Tab. An. IV (9) : Modèle de charge de fatigue FLM3

Il s'agit de vérifier directement la résistance des armatures à la fatigue, à partir d'une étendue de contrainte équivalente  $\Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \lambda_s \times \Delta\sigma_{s, \text{EC}}$ , avec :

- $\Delta\sigma_{s, \text{EC}} = \sigma_{s, \text{max}} - \sigma_{s, \text{min}}$  est l'étendue de contrainte maximale due au passage du camion du modèle FLM3 calculée en déterminant les positions défavorable (donnant  $\sigma_{s, \text{max}}$ ) et favorable (donnant  $\sigma_{s, \text{min}}$ ) du camion sur l'ouvrage ;
- $\lambda_s$  : coefficient d'endommagement équivalent à déterminer à partir de l'annexe [EC2-1-1 Anx.NN]. La détermination de ce coefficient sera illustrée plus simplement dans les applications numériques.

Le critère de vérification à la fatigue est alors : 
$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}} \leq \frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}}{\gamma_{S, \text{fat}}}$$

### Calibrage de la méthode

Le paramètre  $\lambda_s$  a été calibré de manière à obtenir une équivalence, vis-à-vis de l'endommagement, entre le nombre  $N^*$  de cycles d'une étendue de contrainte  $\Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \lambda_s \times \Delta\sigma_{s, \text{EC}}$  et un spectre  $[(\Delta\sigma_i; n_i)_i]$  dû à un trafic routier type.

L'expression générale de l'endommagement est donnée par la relation :

$$D_{\text{Ed}} = \frac{1}{N^*} \times \left( \frac{\gamma_{S, \text{fat}}}{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}} \right)^{k_2} \times \sum_i n_i (\Delta\sigma_{si})^{k_2}$$

En remplaçant le spectre  $[(\Delta\sigma_i; n_i)_i]$  par  $(\Delta\sigma_{s, \text{equ}}; N^*)$ , la relation devient :

$$D_{\text{Ed}} = \frac{1}{N^*} \times \left( \frac{\gamma_{S, \text{fat}}}{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}} \right)^{k_2} N^* (\Delta\sigma_{s, \text{equ}})^{k_2} = \left( \gamma_{S, \text{fat}} \frac{\Delta\sigma_{s, \text{equ}}}{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}} \right)^{k_2}$$

La condition  $D_{\text{Ed}} \leq 1$  est alors équivalente à :

$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}} \leq \frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}}{\gamma_{S, \text{fat}}}$$

Le coefficient d'ajustement  $\lambda_s$  a été calibré, à partir de mesures de trafic et de calcul sur différents types d'ouvrages (flexion longitudinale) ou d'éléments (flexion transversale) et à partir des relations :

$$\lambda_s = \frac{\Delta\sigma_{s, \text{equ}}}{\Delta\sigma_{s, \text{EC}}} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \sqrt[k_2]{\frac{1}{N^*} \times \sum_i n_i (\Delta\sigma_{si})^{k_2}} \quad (\text{équivalence des endommagements})$$

Le calibrage du coefficient  $\lambda_s$  a été établi à partir de calcul de variation de moment, en admettant l'hypothèse d'une **relation linéaire entre les variations de contrainte et les variations de moments**. Dans les cas où cette hypothèse n'est pas vérifiée, la méthode s'avère toutefois sécuritaire.

## 4. Méthode alternative simplifiée pour les armatures passives

La clause [EC2-1-1 6.8.6] propose une règle simplifiée de vérification de la résistance à la fatigue des armatures de béton armé. Il suffit de vérifier que l'étendue de contrainte sous une charge cyclique fréquente associée à la combinaison de base est telle que [EC2-1-1/AN 6.8.6(1)] :

- $\Delta\sigma_s \leq 100 \text{ MPa}$  pour les barres d'armatures non soudées
- $\Delta\sigma_s \leq 35 \text{ MPa}$  pour les barres d'armatures soudées

La combinaison de fatigue utilisée pourra être dans la plupart des cas la combinaison fréquente faisant intervenir le modèle de charge principal LM1 :  $C_{\text{fat}} = C_0 + Q_{\text{LM1, Fréq.}}$

L'enveloppe des moments dus au modèle de charge LM1 fréquent donne les valeurs extrêmes des efforts permettant de calculer l'étendue de contrainte

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,\max}(N_o ; M_o + M_{LM1,Fr\acute{e}q,d\acute{e}f}) - \sigma_{s,\min}(N_o ; M_o + M_{LM1,Fr\acute{e}q,fav})$$

## 5. Justification d'un PSIDP en flexion longitudinale

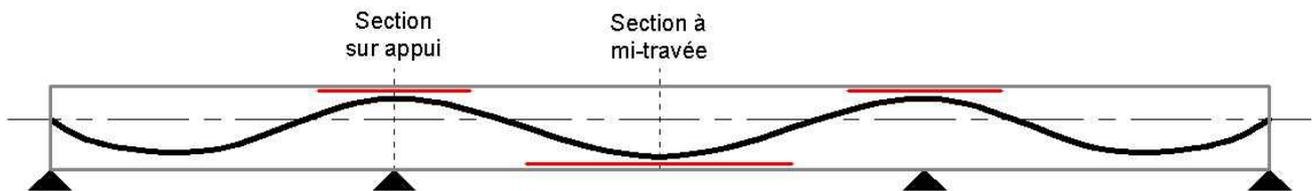
### 5.1. Données

#### 5.1.a) Projet

En théorie, chaque section du PSIDP est à vérifier à la fatigue. Dans l'exemple suivant, la vérification se limitera aux armatures de béton armé et de précontrainte des sections sur appui et à mi-travée.

La précontrainte longitudinale est constituée de 15 câbles 12T15S.

Le ferrailage passif est constitué de 23HA20, soit une section de 72,25 cm<sup>2</sup>, en partie supérieure de la section sur appui, et en partie inférieure de la section à mi-travée.



(voir caractéristique de l'exemple en [Annexe I])

Fig./Tab. An. IV (10) : Coupe longitudinale du PSIDP

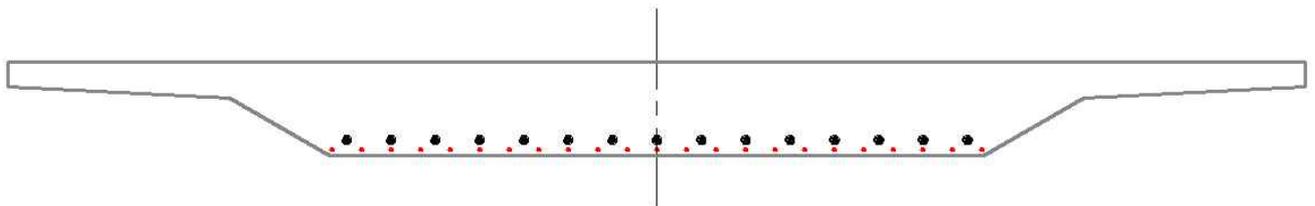


Fig./Tab. An. IV (11) : Section à mi-travée

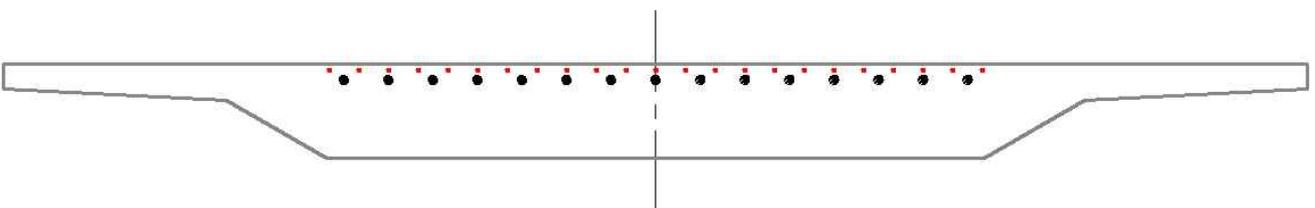


Fig./Tab. An. IV (12) : Section sur appui

#### 5.1.b) Hypothèses de trafic – Durée d'utilisation

L'hypothèse d'une autoroute à 2 × 2 voies avec un trafic de poids lourds élevé est adoptée. Ce trafic est caractérisé par :

- trafic de catégorie 2 :  $N_{obs} = 2,0 \times 10^6$  camions par an sur la voie lente
- trafic de type "longue distance" avec une répartition des différents camions types dans les proportions suivantes :  $p_1 = 20\%$  ;  $p_2 = 5\%$  ;  $p_3 = 50\%$  ;  $p_4 = 15\%$  ;  $p_5 = 10\%$

La durée d'utilisation de projet de l'ouvrage est  $N_{years} = 100$  ans.



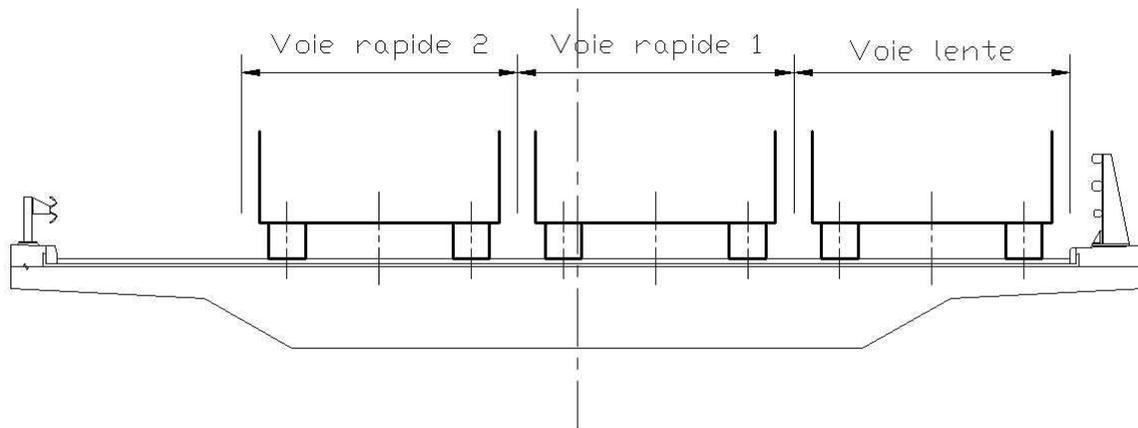


Fig./Tab. An. IV (13) : Implantation des charges de fatigue sur les voies

Les coefficients de répartition transversale sont les suivants :

	Travée 1 ou 3	Travée 2
camion dans l'axe de la voie lente	1,42	1,24
camion sur l'axe de la voie rapide 1	1,07	1,04
camion sur l'axe de la voie rapide 2	1,13	1,09

Pour simplifier la suite de l'application numérique, le trafic des poids lourds sur les voies rapides n'est pas pris en compte. Au regard des coefficients transversaux, le moment dû à un camion centré sur les voies rapides représente environ 80 % du moment dû à un camion centré sur la voie lente. Dans le cas présent, la prise en compte du trafic poids lourds sur les voies rapides n'a que très peu d'influence sur la justification à la fatigue.

Les figures suivantes montrent la variation du moment fléchissant en fonction de la position longitudinale des différents camions circulant sur la voie lente (coefficient de répartition transversale inclus).

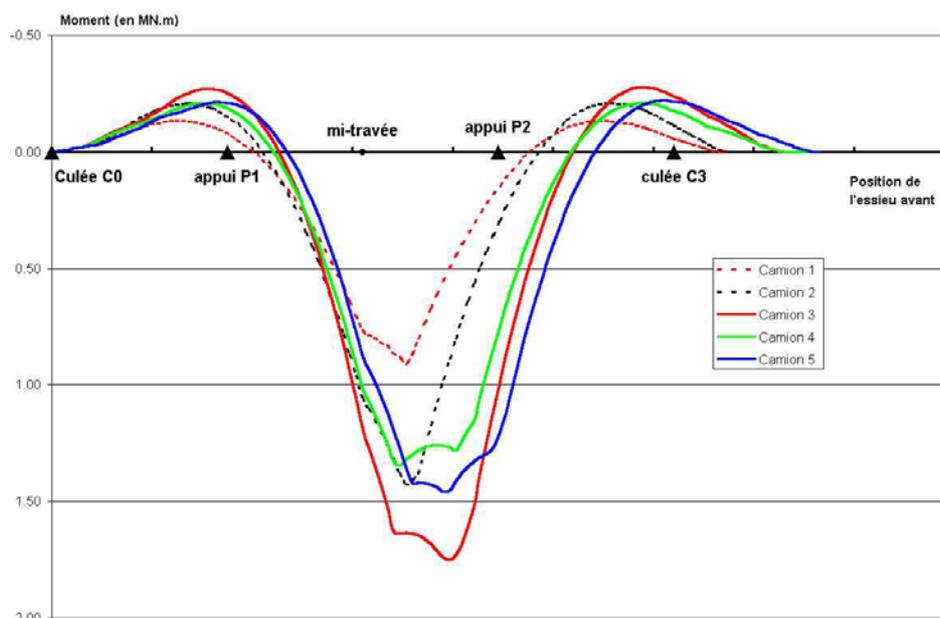


Fig./Tab. An. IV (14) : Section à mi-travée - variation du moment due au passage des camions sur la voie lente

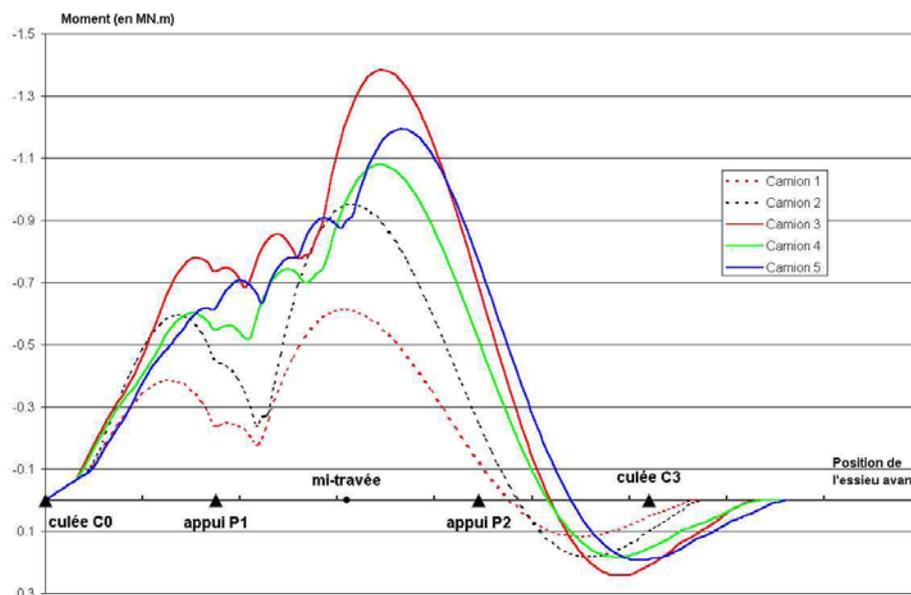


Fig./Tab. An. IV (15) : Section sur appui P1 - variation du moment due au passage des camions sur la voie lente

Les variations des efforts dues au passage des camions sont combinées avec les efforts correspondant à l'état de référence. Les courbes montrant l'évolution du moment global  $M_{fat}$  pendant le passage des camions sont les mêmes que les courbes précédentes, à une translation près (suivant un axe vertical) ;  $M_{fat} = M_0 + M_{Qfat}$

L'effort normal reste constant :  $N = N_0 = 29,95 \text{ MN}$ .

Le tableau suivant donne les valeurs extrêmes du moment  $M_{Qfat}$  dû aux charges de fatigue et du moment global  $M_{fat}$

$M_{Qfat}$ (en MN.m)		Camion 1		Camion 2		Camion 3		Camion 4		Camion 5	
		$M_{Qfat}$	$M_{fat}$								
à mi-travée	Max	0,910	4,447	1,429	4,966	1,749	5,286	1,345	4,882	1,457	4,994
	Min	-0,135	3,402	-0,210	3,327	-0,278	3,259	-0,211	3,326	-0,221	3,316
sur appui	Max	0,117	-2,786	0,183	-2,721	0,242	-2,662	0,184	-2,720	0,192	-2,711
	Min	-0,613	-3,517	-0,953	-3,856	-1,385	-4,289	-1,079	-3,983	-1,195	-4,099

Fig./Tab. An. IV (16) : Valeurs extrêmes des moments  $M_{Qfat}$  et  $M_{fat}$

### 5.2.b) Calcul des contraintes – étendues de contrainte

Il s'agit d'évaluer l'évolution des contraintes dans les armatures des sections soumises aux efforts :

- $N_0$
- $M_{fat} = M_0 + M_{Qfat}$

Le calcul de contrainte est effectué à partir de l'état de référence à vide de l'ouvrage avec une contrainte de départ minimale dans la fibre de béton étudiée. Les variations de contrainte produites par la charge de fatigue sont déterminées ensuite conformément au [Chapitre 3 -3.1.4.b)].

Les diagrammes suivants montrent l'évolution, en fonction du moment fléchissant  $M_Q$  dû aux surcharges, de la traction dans les aciers passifs, des sur-tensions des armatures de précontrainte et de la contrainte dans le béton en fibre supérieure (mi-travée) et inférieure (appui), pour une section soumise à l'effort normal  $N_0$  et au moment fléchissant  $M_0 + M_Q$ .

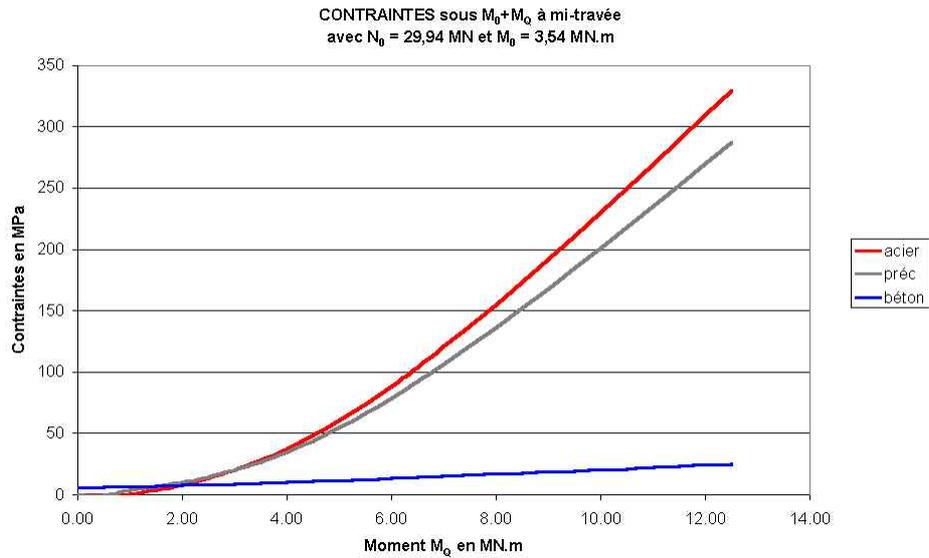


Fig./Tab. An. IV (17) : Section à mi-travée

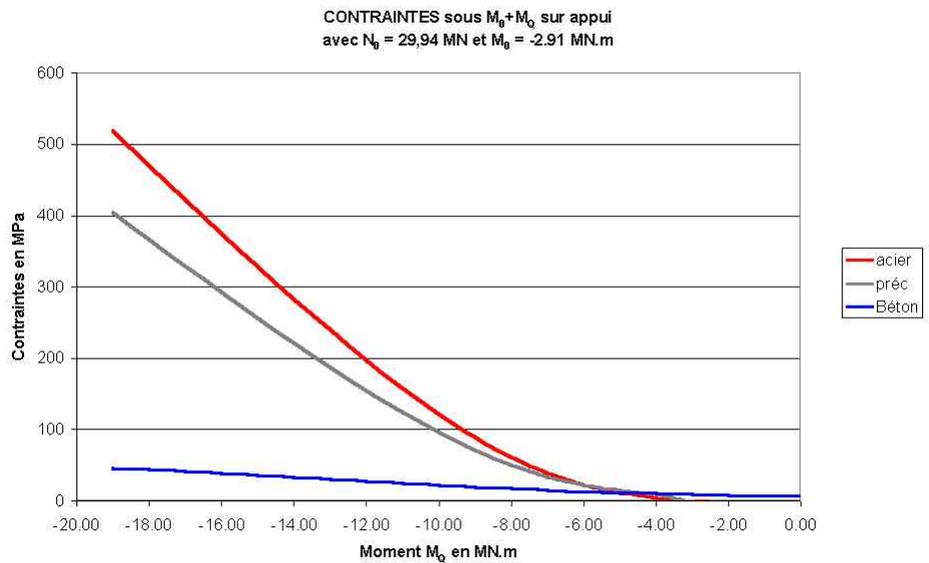


Fig./Tab. An. IV (18) : Section sur appui

Ces diagrammes montrent l'importance de la définition d'un état de base dans la combinaison de fatigue. Les relations entre les contraintes et le moment ne sont pas linéaires. La variation de moment due au passage d'un camion donne une variation de contrainte dépendant de l'état "à vide".

Pour la section sur appui, les contraintes de traction dans les aciers passifs supérieurs apparaissent pour des moments  $M_Q$  inférieurs à  $-3,20$  MN.m.

Le graphique [Fig./Tab. An.IV (15)] montre que le moment  $M_{Qfat}$  reste supérieur à cette valeur. La section sur appui reste donc entièrement comprimée sous le passage des charges de fatigue du modèle FLM4. **Il n'y a aucune fatigue pour les armatures de la section sur appui.**

Dans le cas de la section à mi-travée, la courbe [Fig./Tab. An.IV (17)] montre l'apparition de traction dans les aciers passifs du lit inférieur pour des moments  $M_Q$  supérieurs à  $0,910$  MN.m.

$\sigma$ (en MPa)		Camion 1	Camion 2	Camion 3	Camion 4	Camion 5
$\sigma_s$	Max	0,281	3,722	6,276	3,113	3,936
	Min	comprimé	comprimé	comprimé	comprimé	comprimé
$\Delta\sigma_P^*$	Max	3,779	6,618	8,741	6,114	6,796
	Min	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

\* sur-tension des armatures de précontrainte

Fig./Tab. An. IV (19) : Section à mi-travée – Contraintes extrêmes

Ce tableau donne les contraintes extrêmes et donc l'étendue de contrainte maximale  $\Delta\sigma_{\max} = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ . Les courbes de la figure [Fig./Tab. An.IV (14)], montrent que le passage de chaque camion engendre une variation de contrainte simple (un seul pic). En effet, la décompression de la zone d'enrobage n'apparaît que pour des moments dépassant 0,910 MN.m. Seules les parties des courbes situées au-dessus de cette valeur, créent de la traction dans les armatures comme le montre la figure suivante.

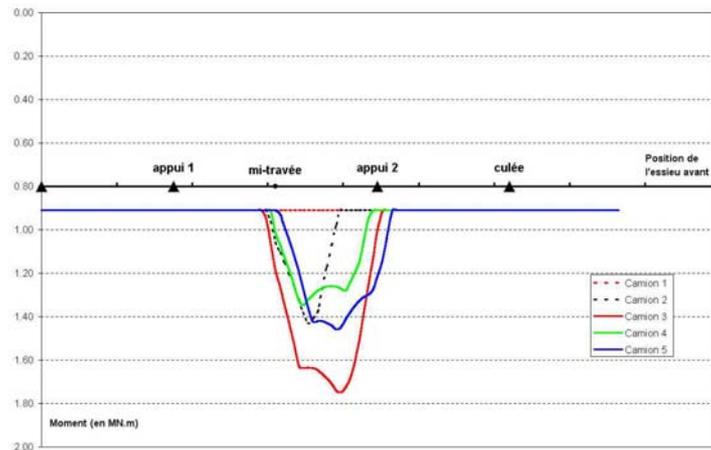


Fig./Tab. An. IV (20) :  $M_Q > 0,910 \text{ MN.m}$

Le passage de chaque camion de type  $i$  ne produira donc qu'une seule étendue de contrainte :

- pour les aciers passifs :  $\Delta\sigma_{s,i} = \sigma_{s,\max,i}$
- pour la précontrainte :  $\Delta(\Delta\sigma_{P,i}) = \Delta(\Delta\sigma_{P,\max,i})$  (variation de la sur-tension)

Pour tenir compte de la différence de comportement vis-à-vis de l'adhérence, entre armatures de béton armé et armatures de précontrainte, un coefficient de majoration  $\eta$  est appliqué à la variation de contrainte des aciers passifs, conformément à la clause [EC2-1-1 6.8.2(2)].

Le calcul de  $\eta$  est effectué à partir des valeurs suivantes :

- $A_s = 72,26 \text{ cm}^2$        $\phi_s = 20 \text{ mm}$  ;
- $A_P = 15 \times A_{P,\text{câble}} = 270 \text{ cm}^2$        $\phi_P = 1,6 \sqrt{A_{P,\text{câble}}} = 67,88 \text{ mm}$  ;
- $\xi = 0,50$  (Tableau [EC2-1-1 Tab.6.2] : post-tension, torons, béton  $\leq \text{C50/60}$ )

On obtient ainsi 
$$\eta = \frac{A_s + A_P}{A_s + A_P \sqrt{\xi(\phi_s/\phi_P)}} = 1,95$$

Les étendues de contrainte appliquées aux armatures de la section à mi-travée sont déterminées à partir de la relation contrainte-moment correspondante des armatures représentée dans la figure [Fig./Tab. An.IV (17)] :

Type de camion i	1	2	3	4	5
$\Delta\sigma_{s,i} = \eta \times \sigma_{s,max,i}$	0,546	7,242	12,213	6,058	7,659
$\Delta(\Delta\sigma_{p,i})$	3,779	6,618	8,741	6,114	6,796

Fig./Tab. An. IV (21) : Etendues de contrainte (en MPa)

### 5.2.c) Calcul de l'endommagement

Les étendues de contrainte se situent toutes sur la demi-droite de pente  $1/k_2$  de la courbe S-N, l'endommagement peut donc être calculé à partir de l'expression déterminée précédemment :

$$D_{ed} = \frac{N_{obs} \times N_{years}}{N^*} \times \left( \frac{\gamma_{S,fat}}{\Delta\sigma_{Rsk}} \right)^{k_2} \times \sum_{i,j} p_i (\Delta\sigma_{si,j})^{k_2}$$

Type de camion i		1	2	3	4	5	$\sum p_i (\Delta\sigma_{si})^{k_2}$
$p_i (\Delta\sigma_{si})^{k_2}$	$k_2 / p_i$	20 %	5 %	50 %	15 %	10 %	
Aciers passifs	9	$8,69 \times 10^{-4}$	$2,74 \times 10^6$	$3,02 \times 10^9$	$1,65 \times 10^6$	$9,07 \times 10^6$	$3,04 \times 10^9$
Précontrainte	7	$2,20 \times 10^3$	$2,78 \times 10^4$	$1,95 \times 10^6$	$4,79 \times 10^4$	$6,69 \times 10^4$	$2,09 \times 10^6$

Fig./Tab. An. IV (22) : Détail des calculs d'endommagement

Les résultats sont les suivants :

- aciers passifs :  $D_{Ed} = 3,82 \times 10^{-9} < 1$
- précontrainte :  $D_{Ed} = 3,11 \times 10^{-6} < 1$

La résistance des armatures à la fatigue est donc vérifiée.

#### Contrainte moyenne - Contrainte limite

Avec des valeurs d'endommagement quasiment nulles, les armatures semblent ne subir aucun préjudice dû à la fatigue.

Cependant l'endommagement est une fonction exponentielle des étendues de contrainte  $\Delta\sigma_i$ . On conseille donc de calculer le paramètre :

$$k_2 \sqrt[k_2]{D_{Ed}} = k_2 \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs} \times N_{years}}{N^*}} \times \frac{\gamma_{S,fat}}{\Delta\sigma_{Rsk}} \times \sqrt[k_2]{\sum_{i,j} p_i (\Delta\sigma_{si,j})^{k_2}}$$

L'expression  $\sqrt[k_2]{\sum_{i,j} p_i (\Delta\sigma_{si,j})^{k_2}}$  s'apparente à une étendue de contrainte "moyenne"

La condition  $D_{Ed} < 1$  ou  $k_2 \sqrt[k_2]{D_{Ed}} < 1$  revient alors à la vérification

$$\Delta\sigma_{moy} < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat} \times K} \quad \text{avec} \quad K = \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs} \times N_{years}}{N^*}} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_{moy} = \sqrt[k_2]{\sum_{i,j} p_i (\Delta\sigma_{si,j})^{k_2}}$$

Le paramètre  $k_2 \sqrt[k_2]{D_{Ed}}$  peut donc être considéré comme le rapport entre une étendue de contrainte moyenne et une étendue de contrainte limite. Ce paramètre est donc plus simple à interpréter que l'endommagement  $D_{Ed}$ .

Les résultats sont les suivants :

Aciers passifs :  $\sqrt[3]{D_{Ed}} = 0,116 < 1$

Précontrainte :  $\sqrt[3]{D_{Ed}} = 0,163 < 1$

Le sécurité vis-à-vis de la résistance à la fatigue reste confortable. Cependant le paramètre  $\sqrt[3]{D_{Ed}}$  donne des valeurs plus perceptibles par le projeteur ( $\approx 15\%$ ) que  $D_{Ed}$  ( $\approx 10^{-8}$ ).

Les tableaux suivants montrent la variation de  $\sqrt[3]{D_{Ed}}$  en fonction de  $D_{Ed}$ .

Lorsque la vérification à la fatigue sera satisfaisante, les valeurs de  $D_{Ed}$  seront souvent très faibles. Un endommagement de 1 % des aciers passifs correspond à  $\sqrt[3]{D_{Ed}} = 60\%$  de l'étendue de contrainte admissible. La section est alors plus proche de l'état limite ultime de fatigue que ne le laisse paraître la valeur de l'endommagement.

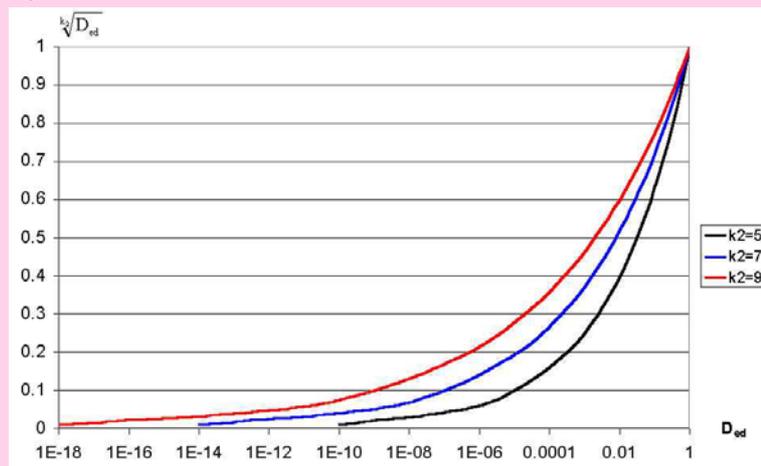


Figure :  $\sqrt[3]{D_{Ed}}$  en fonction de  $D_{Ed} < 1$

Lorsque la vérification n'est pas satisfaisante, l'endommagement prend rapidement des valeurs importantes. Un endommagement de 5,0 des aciers passifs, correspond à  $\sqrt[3]{D_{Ed}} = 1,20$ . Il suffit alors d'augmenter la section des aciers passifs de l'ordre de 20 %, pour obtenir une diminution des contraintes du même ordre, et des valeurs d'endommagement proche de 1,0.

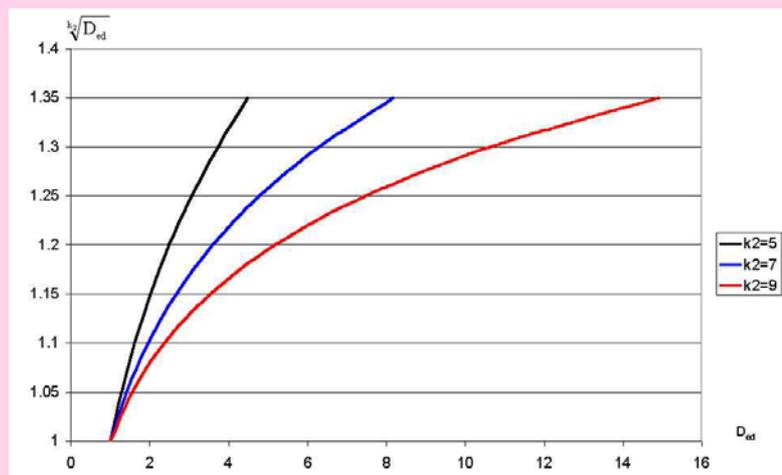


Figure :  $\sqrt[3]{D_{Ed}}$  en fonction de  $D_{Ed} > 1$

### 5.3. Application de la méthode "équivalente"

#### 5.3.a) Application des charges de fatigue

La charge de fatigue  $Q_{fat}$  est dans ce cas le camion du modèle FLM3. Conformément à la clause [EC2-2 Anx.NN.2.1(101)], les charges d'essieu du modèle doivent être pondérées par les coefficients suivants :

- 1,75 pour une vérification des sections sur appuis intermédiaires des ponts continus,
- 1,40 pour toutes les autres sections.

*Il est important que ce coefficient de pondération soit appliqué à la charge, et donc aux efforts sollicitant la section, la relation entre les variations de contrainte et les variations de moments n'étant pas linéaire. Les figures [0] ou [0] montrent que la variation de contrainte  $\Delta\sigma_s(\gamma_Q \times \Delta M)$  est supérieure à  $\gamma_Q \times \Delta\sigma_s(\Delta M)$  ( $\gamma_Q = 1,40$  ou  $1,75$ ).*

La figure suivante montre la courbe de variation des moments  $M_{Qfat} = \gamma_Q \times M_{FLM3}$ , au niveau de la section sur appui et à mi-travée, pendant le passage du camion FLM3 dans l'axe de la voie lente (coefficient de répartition inclus) :

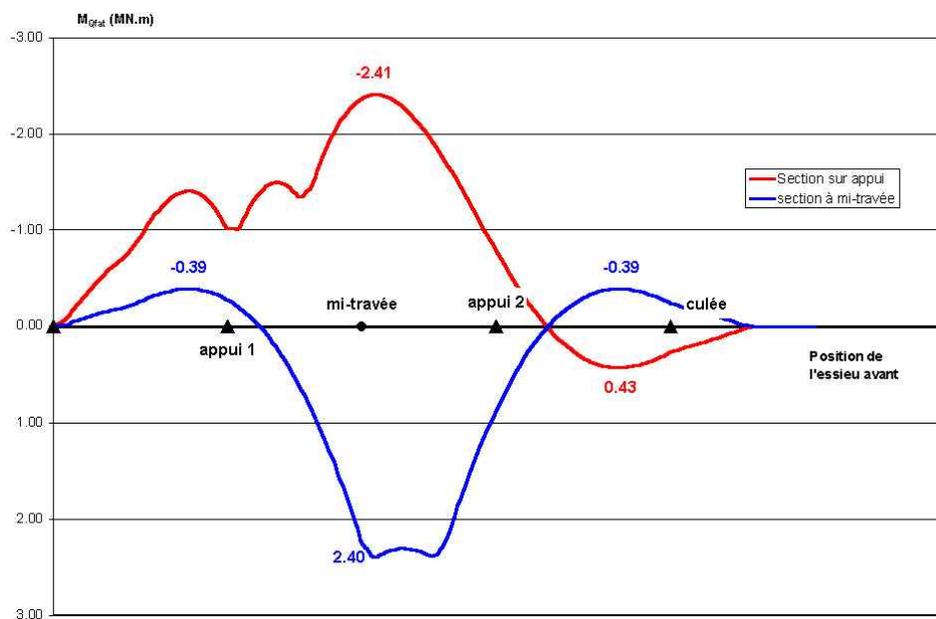


Fig./Tab. An. IV (23) : Variation du moment  $M_{Qfat}$

#### 5.3.b) Etendue de contrainte $\Delta\sigma_{EC}$

Sous combinaison de fatigue, les efforts suivants sont donc appliqués aux sections :

- $N_o = 29,95$  MN
- $M_{fat} = M_o + \gamma_Q \times M_{FLM3}$  avec pour
  - Section sur appui :  $M_o = -2,90$  MN.m ;  $\sigma_{s,0} =$  comprimé  $\gamma_Q = 1,75$
  - Section à mi-travée :  $M_o = 3,54$  MN.m ;  $\sigma_{s,0} =$  comprimé  $\gamma_Q = 1,40$

Pour la section sur appui, les contraintes de traction dans les aciers passifs supérieurs apparaissent pour un moments  $M_{Qfat}$  inférieur à  $-3,20$  MN.m (application de la méthode générale).

La figure précédente montre que le moment  $M_{Qfat}$  reste supérieur à cette valeur. Comme dans la méthode précédente, la section sur appui reste donc entièrement comprimée sous le passage du camion FLM3.

Dans le cas de la section à mi-travée, les contraintes dans les aciers passifs inférieurs apparaissent pour un moment  $M_{Qfat}$  supérieur à 0,910 MN.m.

Les contraintes extrêmes sont calculées avec les sollicitations suivantes :

- $N_o = 29,95$  MN
- $M_{Qfat,min} = -0,39$  MN.m  $\rightarrow \sigma_{s,min} =$  faible compression ;  $\Delta\sigma_{P,min} \approx 0$
- $M_{Qfat,max} = 2,40$  MN.m  $\rightarrow M_{fat,max} = 5,94$  MN.m  $\rightarrow \sigma_{s,max} = 12,72$  MPa ;  $\Delta\sigma_{P,max} = 14,13$  MPa.

Les étendues de contrainte sont les suivantes :

- aciers passifs :  $\Delta\sigma_{s,EC} = \eta \times (\sigma_{s,max} - \sigma_{s,min}) = 24,80$  MPa ; (avec  $\eta = 1,95$ )
- précontrainte :  $\Delta\sigma_{P,EC} = \Delta\sigma_{P,max} - \Delta\sigma_{P,min} = 14,13$  MPa ;

*Ici, pour simplifier, la faible contrainte de compression minimale a été prise égale à zéro.*

### 5.3.c) Coefficient d'ajustement $\lambda_s$

L'annexe [EC2-2 Anx.NN] permet de calculer la valeur de  $\lambda_s$  à partir de la détermination de 5 coefficients et de l'expression  $\lambda_s = \lambda_{s,1} \times \lambda_{s,2} \times \lambda_{s,3} \times \lambda_{s,4} \times \varphi_{fat}$ . Chacun de ces coefficients permet de corriger l'étendue de contrainte  $\Delta\sigma_{EC}$  pour tenir compte des différents paramètres.

#### (i) Coefficient $\lambda_{s,1}$

Ce coefficient tient compte du type d'ouvrage ou d'élément et de l'effet préjudiciable du volume de trafic en fonction de la longueur critique de la ligne ou de la surface d'influence.

Les valeurs de  $\lambda_{s,1}$  sont obtenues à partir des abaques des figures NN.1 et NN.2 de l'annexe NN.

Pour la section sur appui, les valeurs doivent être lues sur l'abaque NN.1. Cependant, cette section, comme vu précédemment, ne subit aucun endommagement.

Pour la section à mi-travée, l'abaque NN.2 donne les valeurs de  $\lambda_{s,1}$ .

La longueur de la ligne d'influence, en abscisse de l'abaque, doit être considérée comme la longueur de travée, dans le cas d'un tablier continu avec plusieurs travées identiques.

*Le coefficient  $\lambda_{s,1}$  a été calibré sur plusieurs type de structures, notamment sur des ouvrages continus à 3 travées de longueur  $l$  variant entre 10 et 90 m. Cette longueur  $l$  est définie comme la "longueur de la ligne d'influence" par l'annexe [EC2-2 Anx.NN].*

*Dans le cas d'un ouvrage ayant des travées de longueurs différentes, les règles suivantes sont adoptées :*

- vérification d'une section en travée : longueur de la travée
- vérification d'une section sur appui : moyenne des longueurs  $l = (l_{i-1} + l_i) / 2$

Pour la vérification de la section à mi-travée, la longueur est donc  $l = 27,00$  m.

La lecture des coefficients  $\lambda_{s,1}$  s'effectue sur les courbes concernant les poutres continues (indice a) :

- 3a) aciers de béton armé ( $k_2 = 9$ )  $\lambda_{s,1} = 1,18$
- 2a) armatures de précontrainte courbes dans gaines en acier ( $k_2 = 7$ )  $\lambda_{s,1} = 1,35$

### (ii) Coefficient $\lambda_{s,2}$

Ce coefficient tient compte du volume de trafic. Dans l'exemple considéré, les hypothèses de trafic correspondent aux hypothèses de base de la méthode "équivalente", c'est-à-dire un trafic de catégorie 2 ( $N_{obs} = 2,0 \cdot 10^6$ ) et type longue distance ( $Q = 1,0$ ).

On a donc :

$$\lambda_{s,2} = 1,00$$

*Dans l'utilisation de l'expression [EC2-2 Anx.NN Expr.(NN.103)], le volume de trafic est exprimé en million de camions. Le calcul est effectué avec  $N_{obs} = 2,0$  millions.*

### (iii) Coefficient $\lambda_{s,3}$

Ce coefficient tient compte de la durée d'utilisation de projet du pont. Dans l'exemple considéré,  $N_{years} = 100$  ans, est l'hypothèse de base de la méthode "équivalente".

$$\lambda_{s,3} = 1,00$$

### (iv) Coefficient $\lambda_{s,4}$

Ce coefficient tient compte de l'influence éventuelle du trafic des poids lourds sur des voies autres que la voie lente principale. Dans l'application de la méthode générale, nous avons négligés l'impact d'un trafic poids lourd sur la première voie rapide, d'un volume 10 % de  $N_{obs}$ , a été négligé. La prise en compte de ce trafic donnerais un coefficient  $\lambda_{s,4} \approx 1,01$ . On adoptera :

$$\lambda_{s,4} = 1,00$$

### (v) Coefficient $\varphi_{fat}$

La clause [EC1-2 4.6.1(6)] indique que "les modèles de charge de fatigue 1 à 4 tiennent compte d'une majoration dynamique correspondant à une bonne qualité de revêtement", c'est-à-dire qu'une valeur de  $\varphi_{fat}$  égale à 1,20 est supposée déjà incluse (c'est l'hypothèse adoptée pour l'exemple). Pour une rugosité du revêtement de qualité différente une correction doit être introduite au prorata.

En conclusion,

pour les aciers passifs

$$\lambda_s = 1,18$$

pour les armatures de précontrainte

$$\lambda_s = 1,35$$

### 5.3.d) Critère de vérification

Il s'agit de vérifier la condition 
$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \times \Delta\sigma_{s,EC} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}$$

- aciers passifs :  $\Delta\sigma_{s,eq} = 29,26 \text{ MPa} \leq 176,00 \text{ MPa}$  ( $\Delta\sigma_{Rsk} = 202 \text{ MPa}$ )

- précontrainte :  $\Delta\sigma_{p,eq} = 19,08 \text{ MPa} \leq 104,30 \text{ MPa}$  ( $\Delta\sigma_{Rsk} = 120 \text{ MPa}$ )

### 5.4. Comparaison des deux méthodes

Afin de comparer les deux méthodes sur l'exemple du PSIDP, dans les deux cas, l'étendue de contrainte limite  $\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$  peut être prise comme référence.

Dans la méthode générale, la vérification peut s'écrire sous la forme :

$$K \times \Delta\sigma_{moy} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}$$

Pour la "méthode équivalente" :

$$\Delta\sigma_{s,eq} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}$$

On peut ainsi comparer les rapports entre l'étendue de contrainte calculée et l'étendue de contrainte limite. Dans le premier cas, ce rapport est donné par le paramètre  $\sqrt[3]{D_{Ed}}$ , tandis que dans le deuxième cas, il est donné par l'expression :  $\gamma_{S,fat} \times \Delta\sigma_{s,eq} / \Delta\sigma_{Rsk}$

	$\sqrt[3]{D_{Ed}}$	$\gamma_{S,fat} \times \Delta\sigma_{s,eq} / \Delta\sigma_{Rsk}$
Acier passifs	11,6 %	16,7 %
Précontrainte	16,3 %	18,3 %

Fig./Tab. An. IV (24) : Comparaison des méthodes

Dans ce cas, la "méthode équivalente" est donc sécuritaire. La différence entre les deux méthodes s'explique par le fait que, pour des sections en béton précontraint, sollicitées en flexion composée, l'hypothèse de base de la "méthode équivalente" (la linéarité de la relation entre les variations de contrainte et de moment) n'est pas vérifiée.

## 5.5. Application de la méthode "simplifiée"

Il s'agit de vérifier  $\Delta\sigma_s < 100$  MPa, sous la combinaison de fatigue  $C_{fat} = C_0 + Q_{LM1,Fréq}$ .

Pour le calcul des effets du modèle de charge LM1 fréquent, les coefficients sont les suivants :

- Charges (2<sup>e</sup> classe) :  $\alpha_{Q1} = 0,9$  ;  $\alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 0,8$  ;  $\alpha_{q1} = 0,7$  ;  $\alpha_{q2} = \alpha_{q3} = \alpha_{qr} = 1,0$  ;
- Combinaison :  $M_{LM1,Fréq} = 0,75 \times M_{TS} + 0,40 \times M_{UDL}$

		$N_o$ (MN)	$M_o$ (MN.m)	$M_{LM1,Fréq}$	$M_{fat}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\sigma_s^*$
Section sur appui	déf	29,95	-2,90	-3,37	-6,27	0,966	1,88
	fav	29,95		0,53	2,37	0,000	
Section à mi-travée	déf	29,95	3,54	4,77	8,31	54,76	106,78
	fav	29,95		-0,72	2,82	0,000	

$$* \Delta\sigma_s = \eta \times (\sigma_{s,max} - \sigma_{s,min}) \text{ avec } \eta = 1,95$$

Fig./Tab. An. IV (25) : Calcul de l'étendue de contrainte

Les armatures passives de la section à mi-travée ne vérifient pas le critère demandé. Les deux autres méthodes montraient pourtant une marge importante par rapport à la limite. Cette méthode simplifiée apparaît donc très sécuritaire.

## 6. Justification d'un encorbellement en béton armé

### 6.1. Données

#### 6.1.a) Projet

Dans l'exemple suivant, la section d'encastrement de l'encorbellement de l'ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs est considérée. Il s'agit ici d'une section en béton armé pour laquelle les aciers passifs sont vérifiés à la fatigue.

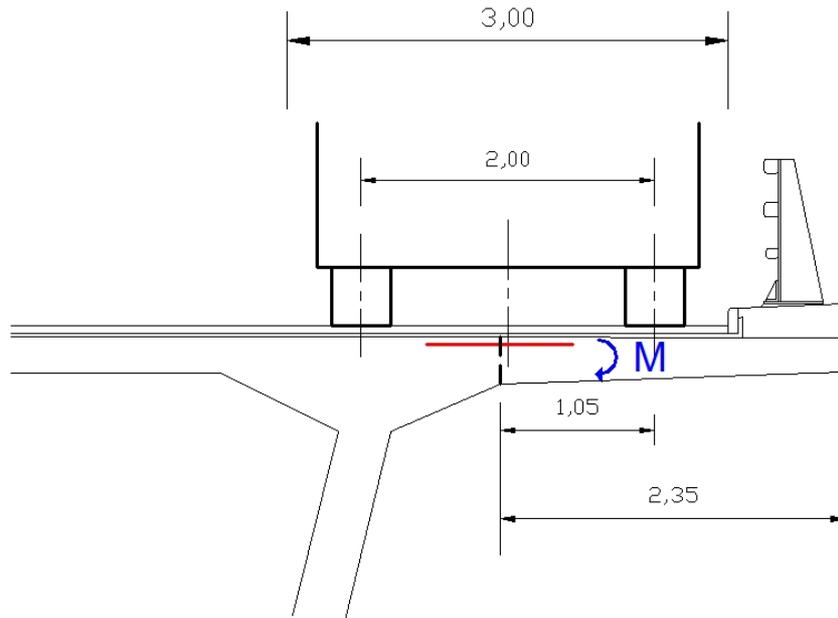


Fig./Tab. An. IV (26) : Coupe transversale de l'encorbellement

### 6.1.b) Application du critère de dispense de justification à la fatigue

Il est légitime dans ce cas, de se poser la question si l'application du critère i) [Chapitre 6-5] aurait permis de se dispenser de la justification à la fatigue.

Ce critère exige que les contraintes de traction dans les armatures de l'encorbellement ne dépassent pas la limite de 300 MPa sous combinaison caractéristique d'actions.

Compte tenu des données du projet, le calcul des moments sollicitants donne :

$$M_{\text{ELS,carac}} = 138,0 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 187,2 \text{ kN.m/m}$$

En limitant la contrainte dans les aciers passifs à 300 MPa sous combinaison caractéristique et à 435 MPa à l'ELU de résistance, les sections d'armatures suivantes sont obtenues respectivement :

$$A_{\text{s,ELS}} = 18,40 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ et } A_{\text{s,ELU}} = 17,20 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Par simplification, le dimensionnement des aciers est obtenu avec :

$$A_{\text{s,min}} = \frac{M}{z \times \sigma_s}$$

avec  $A_s$  section d'acier et  $z$  bras de levier du couple élastique

Hauteur, position des aciers :  $h = 0,32 \text{ m}$  et  $d = 0,28 \text{ m}$

Bras de levier du couple élastique  $z = 0,90 \times d \approx 0,250 \text{ m}$ .

### 6.1.c) Hypothèses de trafic

Dans l'hypothèse d'une autoroute à  $2 \times 2$  voies avec un trafic de poids lourds élevé :

- trafic de catégorie 2 :  $N_{\text{obs}} = 2,0 \times 10^6$  camions par an sur la voie lente
- trafic de type "longue distance" avec une répartition des camions-types dans les proportions suivantes :  
 $p_1 = 20 \%$  ;  $p_2 = 5 \%$  ;  $p_3 = 50 \%$  ;  $p_4 = 15 \%$  ;  $p_5 = 10 \%$

La durée d'utilisation de projet de l'ouvrage est  $N_{\text{years}} = 100$  ans.

### 6.1.d) Caractéristiques des matériaux

Les paramètres de la courbe S-N des armatures passives sont :

- $k_2 = 9$  ;  $N^* = 10^6$  ;  $\Delta\sigma_{Rsk} = 202$  MPa (dans l'hypothèse d'armatures  $\phi 20$ ) ;
- coefficient partiel pour l'acier :  $\gamma_{S,fat} = 1,15$ .

### 6.1.e) Combinaison d'actions – calcul des contraintes

Toutes les actions appliquées à l'encorbellement – poids propre, poids des superstructures et équipements, charges de fatigue – provoquent un moment tendant la fibre supérieure.

La combinaison de base pour la vérification à la fatigue  $M_0$  et les charges de fatigue  $M_{Q,fat}$ , donnent des moments toujours de même signe.

La contrainte de traction dans les aciers est égale à  $\sigma_s = M/(z \times A_s)$ , avec  $z$  constant. Il y a donc une relation linéaire entre les variations de contrainte dans les aciers passifs et les variations du moment dues aux passages des charges de fatigue :

$$\Delta\sigma_s = \frac{M_{Q,fat}}{z \times A_s}$$

avec  $A_s$  section d'acier et  $z$  bras de levier du couple élastique

Il n'est donc pas nécessaire dans ce cas de connaître l'état de référence de la section d'encastrement. Il suffit d'étudier les variations du moment lors du passage des charges de fatigue.

Pour l'application numérique, les hypothèses suivantes sont adoptées :

- Coefficient d'équivalence acier-béton :  $\alpha = 15$
- Hauteur, position des aciers :  $h = 0,32$  m et  $d = 0,28$  m
- Bras de levier du couple élastique  $z = 0,90 \times d \approx 0,250$  m.

## 6.2. Application de la méthode générale

### 6.2.a) Application du modèle de charge de fatigue FLM4

Le graphique suivant représente les variations du moment pendant le passage des différents camions du modèle FLM4. Les moments sont estimés à partir de l'abaque de Pücher (dalle d'épaisseur constante encastree sur un bord) sur une section d'une longueur de 1,00 m. Ils sont exprimés en kNm/ml.

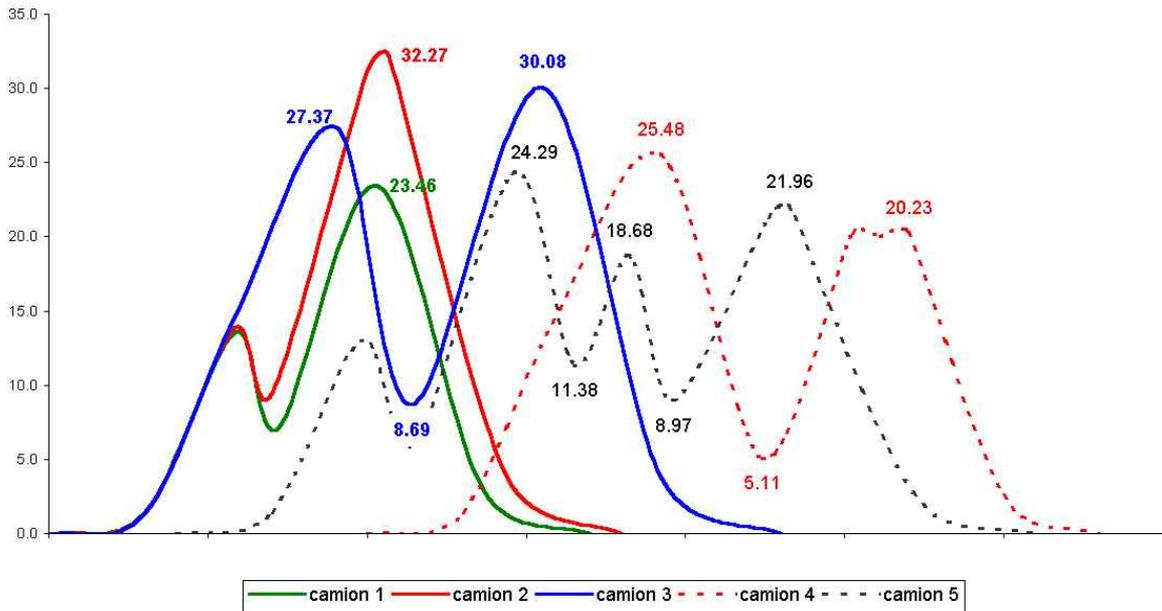


Fig./Tab. An. IV (27) : Variation du moment due au passage des camions du modèle FLM4

La relation entre  $\Delta\sigma_s$  et  $|\Delta M|$  est linéaire. On peut donc appliquer la méthode des "réservoirs" au graphique précédent, pour déterminer les étendues de variations de moment; les étendues de contrainte s'en déduisent directement ensuite.

Camions de type i	1	2	3	4	5
$ \Delta M_{i,1} $ (en KN.m/m)	23,46	32,27	30,08	25,48	24,29
$ \Delta M_{i,2} $ (en KN.m/m)			27,37 - 8,69 = 18,68	20,23 - 5,11 = 15,12	21,96 - 8,97 = 12,99

Fig./Tab. An. IV (28) : Etendues des variations des moments

Les étendues  $\Delta M_{1,2}$ ,  $\Delta M_{2,2}$ ,  $\Delta M_{5,3}$  et  $\Delta M_{5,4}$  relativement faibles sont négligées.

### 6.2.b) Calcul de l'endommagement

Les étendues de contrainte sont données par la relation  $\Delta\sigma_{s,i,j} = \frac{|\Delta M_{i,j}|}{z \times A_s}$ .

L'expression de l'endommagement devient alors :

$$D_{Ed} = \frac{N_{obs} \times N_{years}}{N^*} \times \left( \frac{\gamma_{S,fat}}{z \times A_s \times \Delta\sigma_{Rsk}} \right)^{k_2} \times \sum_{i,j} p_i \left( |\Delta M_{i,j}| \right)^{k_2}$$

Le tableau suivant donne les valeurs de  $\Delta M_{moy} = \sqrt[k_2]{\sum p_i \left( |\Delta M_{i,j}| \right)^{k_2}}$  :

Cette fonction peut être définie comme une étendue moyenne de moment à la fatigue des aciers passifs.

i	1	2	3	4	5	$\sqrt[k_2]{\sum p_i \left(  \Delta M_{i,j}  \right)^{k_2}}$
$p_i$	20 %	5 %	50 %	15 %	10 %	
$p_i \left(  \Delta M_{i,1}  \right)^{k_2}$	$4,30 \cdot 10^{11}$	$1,90 \cdot 10^{12}$	$1,01 \cdot 10^{13}$	$6,80 \cdot 10^{11}$	$2,94 \cdot 10^{11}$	
$p_i \left(  \Delta M_{i,2}  \right)^{k_2}$	$3,44 \cdot 10^6$	$3,75 \cdot 10^4$	$1,39 \cdot 10^{11}$	$6,19 \cdot 10^9$	$1,05 \cdot 10^9$	

avec  $\Delta M$  exprimée en kNm/ml pour le calcul

Fig./Tab. An. IV (29) : Calcul de la variation moyenne du moment

La section d'acier passif,  $A_{s,fat,lim}$ , donnant une résistance minimale à la fatigue suffisante est obtenue en égalant l'expression représentant l'endommagement à la valeur de 1 :

$$D_{Ed} = 1,00 \quad \text{ou} \quad \sqrt[k_2]{D_{Ed}} = 1,00.$$

Soit : 
$$A_{s,fat,lim} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs} \times N_{years}}{N^*}} \times \frac{\gamma_{S,fat}}{Z \times \sigma_{Rsk}} \times \Delta M_{moy}$$

L'application numérique donne :

$$A_{s,fat,lim} = 11,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Simplification du calcul

Dans l'exemple précédent, le passage de chaque camion de type  $i$  donne lieu à plusieurs étendues de contrainte (ou de moment) ; une étendue principale  $\Delta\sigma_{i,1}$  ( $\Delta M_{i,1}$ ) et des étendues secondaires  $\Delta\sigma_{i,2}$ ,  $\Delta\sigma_{i,3}$  ...

Soit  $\alpha_{i,j}$  le rapport  $\frac{\Delta\sigma_{i,j}}{\Delta\sigma_{i,1}} = \frac{\Delta M_{i,j}}{\Delta M_{i,1}}$  avec  $j \geq 2$  et  $\alpha_{max} = \text{Max}(\alpha_{i,j})$

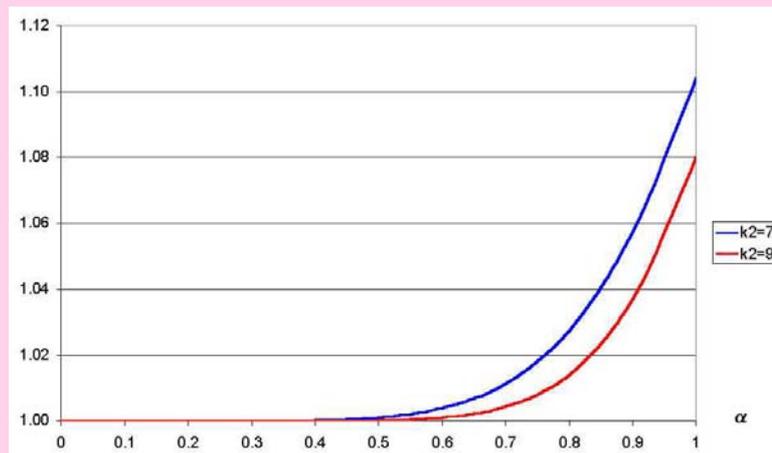
Dans un premier calcul ne sont pris en compte que les étendues principales  $\Delta M_{i,1}$ . Ensuite les deux premières étendues sont pris en compte,  $\Delta M_{i,1}$  et  $\Delta M_{i,2}$ , en supposant  $\Delta M_{i,2} = \alpha_{max} \times \Delta M_{i,1}$

Dans le premier cas : 
$$\Delta M_{moy,1} = \sqrt[k_2]{\sum p_i \times (\Delta M_{i,1})^{k_2}}$$

Dans le deuxième cas : 
$$\Delta M_{moy,2} = \sqrt[k_2]{\sum p_i \times ((\Delta M_{i,1})^{k_2} + (\alpha_{max} \times \Delta M_{i,1})^{k_2})}$$

Ce qui permet d'écrire  $\Delta M_{moy,2} = \sqrt[k_2]{1 + (\alpha_{max})^{k_2}} \times \Delta M_{moy,1}$

Le facteur reliant  $\Delta M_{moy,2}$  et  $\Delta M_{moy,1}$  est une fonction de  $\alpha$ ,  $f(\alpha) = \sqrt[k_2]{1 + (\alpha)^{k_2}}$  et peut être représentée sur la figure suivante :



Variation du rapport  $\Delta M_{moy,2} / \Delta M_{moy,1}$

Dans un cas extrême, avec  $\alpha = 1,00$ , la valeur de  $f(\alpha)$  reste inférieure à 1,10. Pour des valeurs plus faibles ( $\alpha < 0,70$ ), les valeurs de  $f(\alpha)$  sont très proches de 1,00 ( $< 1,01$ ).

En conséquence, la prise en compte des étendues principales de contrainte (ou de moment) pour chaque type de camion permettra, dans la plupart des cas, d'obtenir une très bonne approximation de l'étendue moyenne de contrainte (ou de moment).

Dans l'exemple précédent :  $\alpha_{\max} = \Delta M_{3,2} / \Delta M_{3,1} = 18,68 / 30,08 = 0,62$

$$f(\alpha_{\max}) = 1,001$$

Le calcul prenant en compte toutes les étendues  $\Delta M_{i,j}$ , donne  $\Delta M_{\text{moy}} = 28,76 \text{ kN.m/m}$

En ne prenant en compte que les étendues principales, le calcul donne  $\Delta M_{\text{moy}} = 28,74 \text{ kN.m/m}$

La différence est inférieure à 0,1 % !

En pratique, dans le cas général, il suffit donc de déterminer, pour chaque camion de type  $i$ , les positions défavorable et favorable sur la(les) voie(s) lente(s) donnant les contraintes extrêmes,  $\sigma_{\max,i}$ ,  $\sigma_{\min,i}$ , et les étendues de contrainte principale  $\Delta\sigma_{i,1} = \sigma_{\max,i} - \sigma_{\min,i}$ .

Le calcul approché de la contrainte moyenne est donné par  $\Delta\sigma_{\text{moy}} = \sqrt[k_2]{\sum_{i=1}^5 p_i (\Delta\sigma_{i,1})^{k_2}}$ .

### 6.3. Application de la "méthode équivalente"

#### 6.3.a) Application du modèle FLM3 de la charge de fatigue

Il suffit ici de calculer les variations du moment dues au passage du camion FLM3, en pondérant les charges d'essieux par le coefficient 1,40 [EC2-2 Anx.NN.2.1(101)].

Le coefficient de 1,75 n'est appliqué que pour des vérifications en flexion longitudinale pour des ouvrages continus, sur des sections au niveau des appuis intermédiaires.

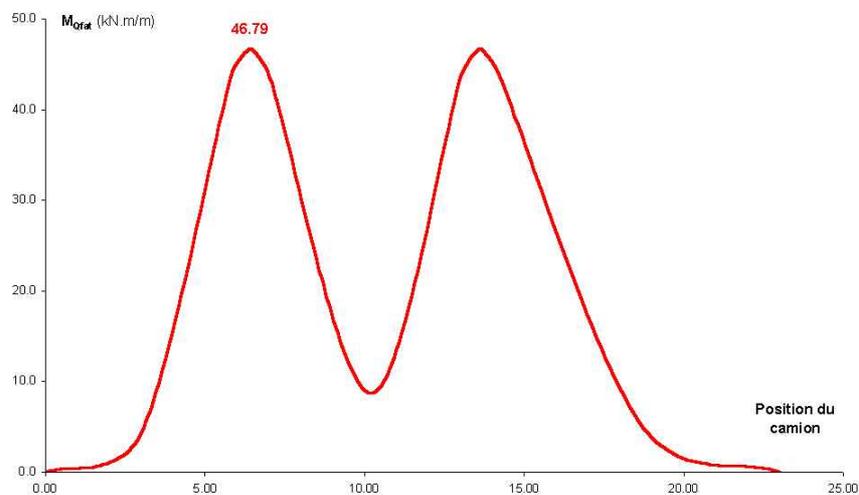


Fig./Tab. An. IV (30) : Variation du moment  $M_{Qfat}$

L'étendue de contrainte  $\Delta\sigma_{s,EC}$  est simplement obtenue à partir de l'étendue maximale de moment et de la

relation :

$$\Delta\sigma_{s,EC} = \frac{\Delta M_{\max}}{z \times A_s} = \frac{M_{Qfat,\max}}{z \times A_s} \quad \text{avec } M_{Qfat,\max} = 46,79 \text{ kN.m/ml et } M_{Qfat,\min} = 0$$

Dans l'application de la "méthode équivalente", seule l'étendue de contrainte maximale due au camion FLM3 est prise en compte. Dans cet exemple, l'étendue de contrainte secondaire est importante. Il convient de noter que le calibrage de la méthode, avec le coefficient d'ajustement  $\lambda_{s,1}$ , tient déjà compte de ce phénomène.

### 6.3.b) Coefficient d'ajustement $\lambda_s$

L'abaque NN.2 donne la valeur de  $\lambda_{s,1}$ .

La longueur de la ligne d'influence, en abscisse de l'abaque, est la largeur de l'encorbellement, soit 2,35 m.

La lecture du coefficient  $\lambda_{s,1}$  s'effectue sur la courbe 3c) (aciers de béton armé – dalle sous chaussée).

Soit :  $\lambda_{s,1} = 1,10$

La valeur des autres coefficients est de 1,00.

Donc au final  $\lambda_s = 1,10$

### 6.3.c) Dimensionnement des aciers à la fatigue

La condition  $\Delta\sigma_{s, \text{equ}} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S, \text{fat}}}$  donne

$$A_{s, \text{min, fat}} = \gamma_{S, \text{fat}} \times \frac{\lambda_s \times \Delta M_{Q, \text{fat, max}}}{z \times \Delta\sigma_{Rsk}}$$

Soit une section d'acier

$$A_{s, \text{fat, lim}} = 11,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 6.4. Application de la méthode "simplifiée"

Pour le calcul de l'étendue de contrainte, la relation directe est utilisée :

$$\Delta\sigma_s = \frac{M_{LM1, \text{Fréq, déf}}}{z \times A_s}$$

Avec les valeurs  $z \approx 0,250 \text{ m}$  et  $M_{LM1, \text{Fréq, déf}} = 69,10 \text{ kN.m/m}$ ,

la condition  $\Delta\sigma_s \leq 100 \text{ MPa}$  conduit à la section minimale

$$A_{s, \text{min, fat}} = 27,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 7. Comparaisons des méthodes et de leurs résultats. Conclusions

Les méthodes générale et "équivalente" donnent pratiquement le même résultat :  $A_{s, \text{fat, lim}} = 11,80 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

On est dans le cas d'une flexion simple, ce qui valide l'hypothèse de la "méthode équivalente", la linéarité de la relation entre  $\Delta\sigma$  et  $\Delta M$  et c'est pourquoi les deux méthodes donnent à peu près le même résultat.

Dans le cas d'une flexion composée la "méthode équivalente" s'avérerait plus sécuritaire. Mais elle a l'avantage d'être un peu plus simple comme le montre le rappel des principales étapes des deux méthodes ci-dessous.

Les principales étapes de la **méthode générale**, avec utilisation du modèle FLM4, sont résumées ici. Il est nécessaire de déterminer :

- les efforts ( $N_0$  ;  $M_0$ ) sous la combinaison de base,
- l'implantation de la voie lente,
- la variation des efforts en fonction de la position  $x$  du camion  $i$  sur l'ouvrage :  $M_{FLM4, i}(x)$ ,
- la variation de la contrainte pendant le passage du camion  $i$  :  $\sigma_{si}(N_0 ; M_0 + M_{FLM4, i}(x))$ ,
- les étendues de contrainte  $\Delta\sigma_{si, j}$ .

La condition  $D_{Ed} \leq 1$  revient à vérifier l'expression :

$$K \times \Delta\sigma_{s, \text{moy}} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S, \text{fat}}}$$

, plus représentative du ratio entre

étendues de contrainte observées et admissibles.

Avec  $\Delta\sigma_{s,moy} = \sqrt[k_2]{\sum p_i(\Delta\sigma_{s_i,j})^{k_2}}$  étendue de contrainte moyenne et  $K = \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs} \times N_{years}}{N^*}}$

Une simplification de la méthode consiste à déterminer, pour chaque camion de type i, les positions défavorable et favorable donnant  $\sigma_{s_i,max}$  et  $\sigma_{s_i,min}$ , et de ne tenir compte que de l'étendue de contrainte maximale  $\Delta\sigma_{s_i,max} = \sigma_{s_i,max} - \sigma_{s_i,min}$

Dans la plupart des cas, le calcul suivant donnera une bonne approximation de l'étendue de contrainte moyenne :

$$\Delta\sigma_{s,moy} \approx \sqrt[k_2]{p_1(\Delta\sigma_{s1,max})^{k_2} + p_2(\Delta\sigma_{s2,max})^{k_2} + p_3(\Delta\sigma_{s3,max})^{k_2} + p_4(\Delta\sigma_{s4,max})^{k_2} + p_5(\Delta\sigma_{s5,max})^{k_2}}$$

Pour la "**méthode équivalente**", avec utilisation du modèle FLM3, il est nécessaire de déterminer :

- les efforts ( $N_0$  ;  $M_0$ ) sous la combinaison de base,
- l'implantation de la voie lente,
- les efforts avec le camion FLM3 en position défavorable et favorable,
- les contraintes  $\sigma_{s,max}$  et  $\sigma_{s,min}$  correspondantes et l'étendue maximale  $\Delta\sigma_{s,EC} = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min}$ ,
- le coefficient d'ajustement  $\lambda_s$ .

La condition est :  $\Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}$  avec  $\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_{s,max} \times \Delta\sigma_{s,EC}$ .

L'utilisation de la méthode simplifiée conduit, comme dans l'exemple précédent, à un surdimensionnement des armatures passives. Comme son nom l'indique elle est très simple avec l'inconvénient d'être toujours très sécuritaire par rapport aux deux autres.

Au final, pour cet exemple, c'est la justification de la résistance aux ELU qui est dimensionnante. On doit noter aussi qu'au prix d'une majoration modérée de la quantité d'armatures donnée par les ELU on aurait pu se dispenser d'une justification à la fatigue pas très utile.

# Annexe V

## Justification vis-à-vis de la rupture fragile

### 1. Cas du PSIDP

Est considéré dans cette annexe l'exemple du PSIDP commun à l'ensemble des chapitres du présent guide.

Seul le calcul réalisé sur la section de la première travée située à 2,50 m de la première pile, notée section n° 7, est détaillé ici.

Un tableau récapitulatif des quantités de ferrailage à disposer dans les autres sections est alors fourni, qui permet d'identifier les sections les plus critiques vis-à-vis du critère de rupture fragile.

Rappel des caractéristiques mécaniques de la section 7 :

- hauteur :  $h = 0,900 \text{ m}$
- section :  $S = 8,01 \text{ m}^2$
- inertie :  $I = 0,535 \text{ m}^4$
- distance cdg/ $f_s$  :  $v = 0,386 \text{ m}$
- distance cdg/ $f_i$  :  $v' = 0,514 \text{ m}$
- câblage :  $20 \times 12\text{T}15\text{S}$  disposés avec une excentricité de 1,5 cm sous la fibre moyenne

Rappel des sollicitations obtenues dans la section, avec  $P_{m, \text{infini}}$  (cf. remarque sur les combinaisons [Chapitre 6-6.2]) :

$$P_{m, \text{infini}} = 44,75 \text{ MN}$$
$$M_{\text{ELS freq, max}} = 0,81 \text{ MNm}$$
$$M_{\text{ELS freq, min}} = -5,63 \text{ MNm}$$

Le critère concerne uniquement les zones tendues sous les sollicitations de la combinaison caractéristique, déterminées en négligeant les effets isostatiques de la précontrainte [Chapitre 6-6.1] :

$$M_{\text{ELS cara -P, max}} = 2,92 \text{ MNm} \quad \text{et} \quad M_{\text{ELS cara -P, min}} = -7,28 \text{ MNm}$$

Le critère de rupture fragile dans cette section va donc concerner à la fois la fibre supérieure et la fibre inférieure.

Dans le cas de la combinaison obtenue pour  $M = M_{\text{ELS freq, max}}$ ,  $\sigma_{c,f} = 4,81 \text{ MPa}$  en fibre inférieure

(respectivement,  $\sigma_{c,f} = 1,53 \text{ MPa}$  en fibre supérieure pour  $M_{\text{ELS freq, min}}$ ).

## 1.1. Calcul du nombre de torons rompus entraînant la fissuration sous combinaison fréquente (méthode a)

Cette première étape consiste à déterminer  $\alpha_i$  tel que :

$$\sigma_{c,f} - \alpha_i \times P_{m,\infty} \left( \frac{1}{S} + \frac{e_{0i} \times y}{I} \right) = -f_{ctm}$$

$$\text{soit : } \alpha_i = \frac{\sigma_{c,f} + f_{ctm}}{P_{m,\infty} \left( \frac{1}{S} + \frac{e_{0i} \times y}{I} \right)} = \frac{4,81 + 3,2}{44,75 \times \left( \frac{1}{8,01} + \frac{-0,015 \times (-0,514)}{0,535} \right)} = 129 \%$$

(respectivement,  $\alpha_i = 92 \%$  pour  $M_{ELS \text{ freq, min}}$ )

Ce qui correspond dans le premier cas à supprimer la totalité des 20 câbles 12T15S, et dans le deuxième cas à supprimer l'équivalent de 18,5 câbles 12T15S.

## 1.2. Vérification de la résistance ultime de la section "à précontrainte réduite" sous l'effet cumulé de la combinaison fréquente et de la diminution de la précontrainte calculée (méthode a) :

Le torseur d'efforts à appliquer à la section est obtenu en retranchant aux sollicitations de la combinaison fréquente, l'effet isostatique de la précontrainte supprimée déterminée à l'étape précédente :

$$N_{tot} = (1 - \sum \alpha_i) P_{m,\infty} = (1 - 1,00) \times 44,75 = 0 \text{ MN} \quad (3,38 \text{ MN pour } M_{ELS \text{ freq, min}})$$

$$M_{tot} = M_{ELS \text{ Freq}} - \sum \alpha_i \times P_{m,\infty} \times e_{0i} = 0,81 - 1,00 \times 44,75 \times (-0,015) = 1,48 \text{ MNm} \\ (-5,02 \text{ MNm pour } M_{ELS \text{ freq, min}})$$

La dernière étape du calcul consiste alors à vérifier, à partir d'un calcul de section, que les couples de valeurs ( $N_{tot}$  ;  $M_{tot}$ ) se trouvent dans le diagramme de résistance de la section, après suppression des câbles supposés corrodés, et le cas échéant à déterminer le complément d'armatures passives à rajouter.

Pour  $N = 0 \text{ MN}$ , le moment ELU maximal admissible est de  $0 \text{ MNm}$ , ce qui conduit à une section totale d'armatures passives à disposer en fibre inférieure de **36 cm<sup>2</sup>**.

Respectivement, pour  $N = 3,38 \text{ MN}$ , le moment ELU minimal admissible est de  $-4,1 \text{ MNm}$ , ce qui conduit à une section totale d'armatures passives à disposer en fibre supérieure de **52 cm<sup>2</sup>**.

## 1.3. Calcul du ferrailage minimal selon la méthode b) :

Le ferrailage minimal à disposer selon la méthode (b) est déterminé à l'aide de l'équation [EC2-2 Expr.(6.101a)] :

$$A_{s,\min} = \frac{M_{rep}}{z_s \times f_{yk}}$$

$$\text{où : } M_{rep} = \frac{-f_{ctm} \times I}{-v'} = \frac{-3,2 \times 0,535}{-0,514} = 3,33 \text{ MNm pour une fissuration en fibre inférieure ;}$$

(respectivement  $M_{rep} = -4,43 \text{ MNm}$  pour une fissuration en fibre supérieure)

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa.}$$

Le bras de levier des aciers passifs à l'ELU de résistance par rapport au centre de compression,  $z_s$ , est obtenu directement grâce au logiciel de calcul de section :

$$z_s = 0,81 \text{ m pour les aciers disposés en fibre inférieure}$$

(respectivement  $z_s = -0,80 \text{ m}$  pour les aciers disposés en fibre supérieure)

D'où :  $A_{s,\min} = \frac{3,33}{0,81 \times 500} = 82 \text{ cm}^2$  en fibre inférieure.

Respectivement  $A_{s,\min} = 111 \text{ cm}^2$  en fibre supérieure.

Les mêmes calculs, réalisés sur les autres sections, conduisent aux résultats indiqués dans le tableau ci-dessous.

Dans ce tableau, il est constaté que :

- la méthode (b) constitue systématiquement une enveloppe sécuritaire de la méthode (a) ;
- les sections pouvant nécessiter un complément de ferrailage en fibre supérieure vis-à-vis de la vérification du critère de rupture fragile dans cet exemple (PSIDP) sont celles situées à proximité des piles, entre les 2/3 de la travée de rive et le 1/10<sup>ème</sup> de la travée centrale (sections 6 à 9) ;
- les sections pouvant nécessiter un complément de ferrailage en fibre inférieure vis-à-vis de la vérification du critère de rupture fragile dans cet exemple (PSIDP) sont celles situées en travées de rive, entre la mi-travée et la pile (sections 4 à 7).

	Culée							Pile					Clé
section n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Abscisse (m)	0,0	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17,5	20,2	22,9	25,6	28,3	31,0
Ferrailage requis selon la méthode (a) [en cm <sup>2</sup> ]													
Fibre sup.	-	-	-	-	-	42	52	85	54	-	-	-	-
Fibre inf.	0	0	0	46	41	0	36	-	0	0	0	0	0
Ferrailage requis selon la méthode (b) [en cm <sup>2</sup> ]													
Fibre sup.	-	-	-	-	-	111	111	111	111	-	-	-	-
Fibre inf.	82	82	82	82	82	82	82	-	82	82	82	82	82

Fig./Tab. An. V (1) : Récapitulatif du ferrailage minimal de rupture fragile dans le cas du PSIDP

PS : Les quantités de ferrailage indiquées dans le tableau ci-dessus incluent les armatures disposées pour d'autres raisons, notamment la justification vis-à-vis de la flexion longitudinale.

## 2. Cas du pont caisson construit par encorbellements

Est considéré dans cette annexe l'exemple du pont construit par encorbellements successifs, à hauteur variable, commun à l'ensemble des chapitres du présent guide.

Seul le calcul réalisée sur la section correspondant à la fin du premier voussoir courant de la travée centrale, notée section n° 18, est détaillé ici.

Un tableau récapitulatif des quantités de ferrailage à disposer dans les autres sections est alors fourni, qui permet d'identifier les sections les plus critiques vis-à-vis du critère de rupture fragile.

Rappel des caractéristiques mécaniques de la section 18 :

- hauteur :  $h = 5,21 \text{ m}$
- section :  $S = 8,86 \text{ m}^2$
- inertie :  $I = 38,43 \text{ m}^4$
- distance cdg/ $f_s$  :  $v = 2,22 \text{ m}$
- distance cdg/ $f_i$  :  $v' = 2,99 \text{ m}$
- câblage de fléaux :  $24 \times 12\text{T}15\text{S}$  disposés à 16 cm de la fibre supérieure
- câblage éclisse :  $0 \times 12\text{T}15\text{S}$  disposés à 16 cm de la fibre inférieure
- câblage extérieur :  $8 \times 19\text{T}15\text{S}$  disposés à 28 cm de la fibre supérieure

Rappel des sollicitations obtenues dans la section, avec  $P_{m,\text{infini}}$  (cf. remarque sur les combinaisons [Chapitre 6-6.2]) :

$$P_{m,\text{infini}} = 83,46 \text{ MN}$$

$$M_{\text{ELS freq, max}} = 31,3 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{ELS freq, min}} = -17,3 \text{ MNm}$$

Le critère concerne uniquement les zones tendues sous les sollicitations de la combinaison caractéristique, déterminées en négligeant les effets isostatiques de la précontrainte [Chapitre 6-6.1] :

$$M_{\text{ELS cara -P, max}} = -118 \text{ MNm} \quad \text{et} \quad M_{\text{ELS cara -P, min}} = -185 \text{ MNm}$$

Ces deux valeurs sont négatives et il n'y a donc lieu de considérer que la fibre supérieure.

Dans le cas de la combinaison obtenue pour  $M = M_{\text{ELS freq, min}}$ ,  $\sigma_{c,f} = 8,42 \text{ MPa}$  (11,23 MPa pour  $M_{\text{ELS freq, max}}$ ).

## 2.1. Calcul du nombre de torons rompus entraînant la fissuration sous combinaison fréquente (méthode a) :

Cette première étape consiste à déterminer  $\alpha_i$ , correspondant aux câbles de fléaux, tel que :

$$\sigma_{c,f} - \alpha_i \times P_{m,\infty} \left( \frac{1}{S} + \frac{e_{0i} \times y}{I} \right) = -f_{\text{ctm}}$$

$$\text{soit : } \alpha_i = \frac{\sigma_{c,f} + f_{\text{ctm}}}{P_{m,\infty} \left( \frac{1}{S} + \frac{e_{0i} \times y}{I} \right)} = \frac{8,42 + 4,4}{83,46 \times \left( \frac{1}{8,86} + \frac{2,06 \times 2,22}{38,43} \right)} = 66 \% \quad (81 \% \text{ pour } M_{\text{ELS freq, max}}).$$

Ce qui correspond dans les deux cas, pour obtenir la fissuration, à supprimer la totalité des 24 câbles de fléaux :

$$\frac{24 \times (12 \times 150)}{24 \times (12 \times 150) + 8 \times (19 \times 150)} = 65 \%$$

## 2.2. Vérification de la résistance ultime de la section sous l'effet cumulé de la combinaison fréquente et de la diminution de la précontrainte (méthode a) :

Le torseur d'efforts à appliquer à la section est obtenu en retranchant aux sollicitations de la combinaison fréquente, l'effet isostatique de la précontrainte supprimée déterminée à l'étape précédente :

$$N_{\text{tot}} = (1 - \sum \alpha_i) P_{m,\infty} = (1 - 0,65) \times 83,46 = 29,21 \text{ MN}$$

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{ELS Freq}} - \sum \alpha_i \times P_{m,\infty} \times e_{0i} = -17,3 - 0,65 \times 83,46 \times 2,06 = -129,05 \text{ MNm}$$

(-80,45 MNm pour  $M_{\text{ELS freq, max}}$ )

La dernière étape du calcul consiste alors à vérifier, à partir d'un calcul de section, que les couples de valeurs ( $N_{\text{tot}}$  ;  $M_{\text{tot}}$ ) se trouvent dans le diagramme de résistance de la section, après suppression des câbles supposés corrodés, et le cas échéant à déterminer le complément d'armatures passives à rajouter.

Pour  $N = 29,21 \text{ MN}$ , le calcul de section montre que le moment ELU minimal admissible est de  $-82,5 \text{ MNm}$ , ce qui conduit à une section totale d'armatures passives en fibre supérieure de **197 cm<sup>2</sup>**.

$$(0 \text{ cm}^2 \text{ pour } M_{\text{ELS freq, max}})$$

## 2.3. Calcul du ferrailage minimal selon la méthode b) :

Le ferrailage minimal à disposer selon la méthode (b) est déterminé à l'aide de l'équation [EC2-2 Expr.(6.101a)] :

$$A_{s,\text{min}} = \frac{M_{\text{rep}}}{z_s \times f_{yk}}$$

où :  $M_{\text{rep}} = \frac{-f_{ctm} \times I}{-v'} = \frac{-4,4 \times 38,43}{2,22} = -76,2 \text{ MNm}$  ;

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa.}$$

Le bras de levier des aciers passifs à l'ELU de résistance par rapport au centre de compression,  $z_s$ , est obtenu directement grâce au logiciel de calcul de section :

$$z_s = -4,98 \text{ m}$$

D'où :  $A_{s,\text{min}} = \frac{-76,2}{-4,98 \times 500} = \mathbf{306 \text{ cm}^2}$ .

Les mêmes calculs, réalisés sur les autres sections, conduisent aux résultats indiqués dans le tableau ci-dessous.

Il ressort de ce tableau que :

- la méthode (b) constitue systématiquement une enveloppe sécuritaire de la méthode (a) ;
- les sections pouvant nécessiter un complément de ferrailage en fibre supérieure vis-à-vis de la vérification du critère de rupture fragile dans cet exemple (pont construit par encorbellement de hauteur variable) sont celles situées à proximité des appuis en travée centrale (voussoirs Vd1 et Vd2) et jusqu'au tiers de travée compté depuis la pile en travées de rives (voussoirs Vg1 à Vg5) ;
- les sections pouvant nécessiter un complément de ferrailage en fibre inférieure vis-à-vis de la vérification du critère de rupture fragile dans cet exemple (hauteur variable) sont celles situées à proximité des culées en travées de rives (voussoirs Vg13 et Vg12).

	Culée														Pile g
voussoir n°	VCg	Vg13	Vg12	Vg11	Vg10	Vg9	Vg8	Vg7	Vg6	Vg5	Vg4	Vg3	Vg2	Vg1	VSPg
section n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Ferrailage requis selon méthode (a) [en cm <sup>2</sup> ]															
Fibre sup.	-	-	-	-	0	0	54	118	129	195	227	129	181	253	188
Fibre inf.	0	113	98	88	53	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-
Ferrailage requis selon méthode (b) [en cm <sup>2</sup> ]															
Fibre sup.	-	-	-	-	262	252	253	258	284	271	279	284	292	304	309
Fibre inf.	131	132	132	132	135	140	146	156	165	-	-	-	-	-	-

	Pile	Pile d													clé
voussoir n°	VSP	VSPd	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4	Vd5	Vd6	Vd7	Vd8	Vd9	Vd10	Vd11	Vd12	Vd13
section n°	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Ferrailage requis selon méthode (a) [en cm <sup>2</sup> ]															
Fibre sup.	0	154	197	136	75	18	0	24	0	0	-	-	-	-	-
Fibre inf.	-	-	-	-	-	-	-	0	0	0	0	0	0	57	78
Ferrailage requis selon méthode (b) [en cm <sup>2</sup> ]															
Fibre sup.	312	308	306	254	287	281	284	266	263	261	-	-	-	-	-
Fibre inf.	-	-	-	-	-	-	-	165	156	148	140	125	131	128	127

*Fig./Tab. An. V (2) : Récapitulatif du ferrailage minimal de rupture fragile dans le cas du pont caisson construit par encorbellements*

*PS : Les quantités de ferrailage indiquées dans le tableau ci-dessus incluent les armatures disposées pour d'autres raisons, notamment la justification vis-à-vis de la flexion longitudinale.*

## Annexe VI

# Vérification de la stabilité de forme – Méthodes simplifiées et exemple de deux piles

L'étude porte sur les deux piles du pont construit par encorbellements.

Les imperfections géométriques initiales sont déduites d'une inclinaison globale donnée à chaque pile ([EC2-1-1 5.2(7)], [EC2-2 5.2(106)]) ce qui permet de calculer une excentricité en tête de pile.

## 1. Données initiales

### 1.1. Données générales

- Fûts de piles de hauteurs  $L=21,0\text{m}$  et  $L=32,0\text{m}$  encastés en pied et libres en tête
- Inclinaisons globales pour imperfections géométriques  $\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h = \frac{1}{200} \min\left(\frac{2}{\sqrt{L}}; 1\right)$  et excentricités dérivées en têtes de piles
  - Pour  $L = 21,0\text{m}$   $\theta_i = 0,00218\text{rad}$  soit  $e_i = 21,0 \times 0,00218 = 0,046\text{m}$
  - ( $> e_0 = 0,02\text{m}$  [EC2-1-1 6.1 (4)])
  - Pour  $L = 32,0\text{m}$   $\theta_i = 0,00177\text{rad}$  soit  $e_i = 32,0 \times 0,00177 = 0,057\text{m}$
  - ( $> e_0 = 0,02\text{m}$  [EC2-1-1 6.1(4)])
- Défaut de positionnement des charges verticales en tête de pile pour défaut d'implantation et distorsion des appareils d'appui, soit  $e_{\text{pos}}=0,05\text{m}$
- Section constante et symétrique (ferraillage compris), soit une section rectangulaire de largeur  $b=4,60\text{m}$ , de hauteur  $h=2,30\text{m}$  et de densité  $\text{dens}=0,025\text{MN/m}^3$
- Section d'armatures correspondant à un ratio géométrique d'armatures minimal  $\rho=0,002$ , soit 44HA25 répartis sur deux faces
- Résistance caractéristique du béton,  $f_{\text{ck}}=30\text{MPa}$
- Limite caractéristique d'élasticité des aciers passifs de classe B,  $f_{\text{yk}}=500\text{MPa}$
- Charges verticales appliquées en tête de pile résultant du calcul en flexion longitudinale du tablier, soit  $N_{\text{qp}} = 24,67\text{MN}$ ,  $N_{\text{ELU}} = 39,22\text{MN}$
- Charges horizontales en tête de pile,  $H_{\text{ELU}} = 0,90\text{MN}$
- Pile chargée à  $t_0 = 20$  jours (valeur moyenne simplificatrice retenue pour les deux piles. En pratique, cette valeur devra être plus représentative du phasage réel de réalisation de la structure)
- Section critique aisément identifiée comme se situant au niveau de l'encastrement.

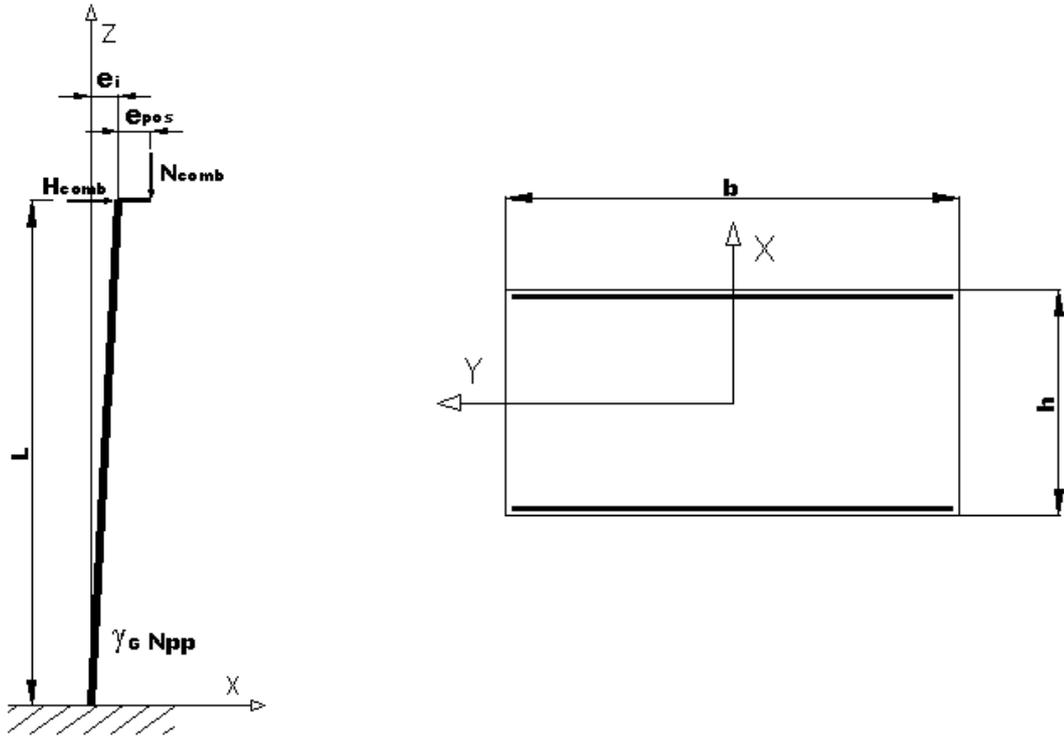


Fig./Tab. An. VI (1) : Elévation et coupe transversale des piles - Définition des paramètres

## 1.2. Caractéristiques de la section constante pour l'analyse structurale

### Caractéristiques du béton

<b>Hauteur</b>	$h = 2,30\text{m}$
<b>Largeur</b>	$b = 4,60\text{m}$
<b>Centre de gravité</b>	$Y_G = 1,15\text{m}$
<b>Aire</b>	$A_C = 10,58\text{m}^2$
<b>Inertie</b>	$I_C = 4,6640\text{m}^4$
<b>Rayon de giration</b>	$i = \sqrt{\frac{I_C}{A_C}} = \sqrt{\frac{4,664}{10,58}} = 0,664\text{m}$
<b>Diamètre moyen pour le fluage</b>	$h_0 = \frac{2A_C}{u} = \frac{2 \times 10,58}{2 \times (4,60 + 2,30)} = 1,533\text{m} = 1533\text{mm}$
<b>Résistance caractéristique</b>	$f_{ck} = 30\text{MPa}$
<b>Valeur moyenne en compression</b>	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38\text{MPa}$

	<b>EC2-1-1</b>	<b>EC2-2</b>
<b>Valeur de calcul du module</b>	$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$ $E_{cd} = \frac{32837}{1,2} = 27364\text{MPa}$	$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$ $E_{cm} = 22000 \left( \frac{38}{10} \right)^{0,3} = 32837\text{MPa}$
<b>Valeur de calcul de la résistance en compression</b>	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_C}$ $f_{cd} = \frac{1 \times 30}{1,5} = 20\text{MPa}$	$\gamma_{cf} = 1,1 \frac{\gamma_S}{\gamma_C} = 1,1 \times \frac{1,15}{1,5} \approx 0,85$ $\gamma_{cf} f_{ck} = 0,85 \times 30 = 25,5\text{MPa}$
<b>Paramètres loi de type Sargin</b>	$k = \frac{1,05 E_{cd}  \epsilon_{c1} }{f_{cd}}$ $k = \frac{1,05 \times 27364 \times 0,002162}{20}$ $k = 3,1060$	$k = \frac{1,05 E_{cm}  \epsilon_{c1} }{\gamma_{cf} f_{ck}}$ $k = \frac{1,05 \times 32837 \times 0,002162}{25,5}$ $k = 2,9233$

### Caractéristiques des aciers passifs

<b>Diamètre d'un acier</b>	$\varnothing = 25\text{mm}$
<b>Nombre d'aciers réparti sur deux faces</b>	$N_b = 44$
<b>Cote entre l'axe des aciers et la paroi de béton</b>	$c = 0,07\text{m}$
<b>Section totale des aciers</b>	$A_s = 0,0216\text{m}^2$
<b>Inertie des aciers par rapport au centre de gravité du béton</b>	$I_s = 0,0252\text{m}^4$
<b>Rayon de giration</b>	$i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{0,0252}{0,0216}} = 1,080\text{m}$
<b>Hauteur utile</b>	$d = \frac{h}{2} + i_s = \frac{2,30}{2} + 1,08 = 2,23\text{m}$
<b>Ratio géométrique d'armatures</b>	$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{0,0216}{10,58} = 0,00204 > \rho_{\text{minimal}} = 0,002$
<b>Ratio mécanique d'armatures</b>	$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{0,0216 \times 434,78}{10,58 \times 20} = 0,044$
<b>Acier de classe B</b>	
<b>Valeur de déformation relative sous charge maximale</b>	$\varepsilon_{uk} = 0,05$
<b>Valeur minimale de <math>(f/f_y)_k</math></b>	$k = 1,08$
<b>Limite d'élasticité caractéristique</b>	$f_{yk} = 500\text{MPa}$
<b>Valeur de calcul du module d'élasticité</b>	$E_s = 200000\text{MPa}$

	<b>EC2-1-1</b>	<b>EC2-2</b>
<b>Fin de branche élastique</b>		
<b>Valeur de déformation relative</b>	$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,002174$	$\frac{1,1f_{yk}}{E_s} = \frac{550}{200000} = 0,00275$
<b>Limite d'élasticité de calcul</b>	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78\text{MPa}$	$1,1f_{yk} = 1,1 \times 500 = 550\text{MPa}$
<b>Fin de branche inclinée</b>		
<b>Valeur de déformation relative</b>	$\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk} = 0,9 \times 0,05 = 0,045$	$\varepsilon_{uk} = 0,05$
<b>Limite d'élasticité de calcul</b>	$k \times f_{yd} = 1,08 \times 434,78 = 469,56\text{MPa}$	$1,1k \times f_{yk} = 1,1 \times 1,08 \times 500 = 594\text{MPa}$

### 1.3. Efforts normaux

#### Poids propre des piles

##### Pile de 21 m

$$\begin{aligned}N_{pp} &= A_c \times \text{dens} \times L \\N_{pp} &= 10,58 \times 0,025 \times 21,00 \\N_{pp} &= 5,555 \text{ MN}\end{aligned}$$

##### Pile de 32 m

$$\begin{aligned}N_{pp} &= A_c \times \text{dens} \times L \\N_{pp} &= 10,58 \times 0,025 \times 32,00 \\N_{pp} &= 8,464 \text{ MN}\end{aligned}$$

#### Efforts normaux sollicitants ultimes en pied de piles

##### Pile de 21 m

$$\begin{aligned}N_{Ed} &= N_{ELU} + \gamma_G N_{pp} \\N_{Ed} &= 39,22 + (1,35 \times 5,555) \\N_{Ed} &= 46,719 \text{ MN}\end{aligned}$$

##### Pile de 32 m

$$\begin{aligned}N_{Ed} &= N_{ELU} + \gamma_G N_{pp} \\N_{Ed} &= 39,22 + (1,35 \times 8,464) \\N_{Ed} &= 50,646 \text{ MN}\end{aligned}$$

### 1.4. Moments du 1er ordre en pied de piles

#### Combinaison quasi permanente

##### Pile de 21 m

$$\begin{aligned}M_{0Eqp} &= N_{qp} \times (e_i + e_{pos}) + N_{pp} \frac{e_i}{2} \\M_{0Eqp} &= (24,67 \times (0,046 + 0,05)) + \left( 5,555 \times \frac{0,046}{2} \right) \\M_{0Eqp} &= 2,497 \text{ MN.m}\end{aligned}$$

##### Pile de 32 m

$$\begin{aligned}M_{0Eqp} &= N_{qp} \times (e_i + e_{pos}) + N_{pp} \frac{e_i}{2} \\M_{0Eqp} &= (24,67 \times (0,057 + 0,05)) + \left( 8,464 \times \frac{0,057}{2} \right) \\M_{0Eqp} &= 2,881 \text{ MN.m}\end{aligned}$$

#### Combinaison ELU fondamentale

##### Pile de 21 m

$$\begin{aligned}M_{0Ed} &= (N_{ELU} \times (e_i + e_{pos})) \\&\quad + \left( \gamma_G \times N_{pp} \frac{e_i}{2} \right) + (H_{ELU} \times L) \\M_{0Ed} &= (39,22 \times (0,046 + 0,05)) \\&\quad + \left( 1,35 \times 5,555 \times \frac{0,046}{2} \right) + (0,90 \times 21,00) \\M_{0Ed} &= 22,838 \text{ MN.m}\end{aligned}$$

##### Pile de 32 m

$$\begin{aligned}M_{0Ed} &= (N_{ELU} \times (e_i + e_{pos})) \\&\quad + \left( \gamma_G \times N_{pp} \frac{e_i}{2} \right) + (H_{ELU} \times L) \\M_{0Ed} &= (39,22 \times (0,057 + 0,05)) \\&\quad + \left( 1,35 \times 8,464 \times \frac{0,057}{2} \right) + (0,90 \times 32,00) \\M_{0Ed} &= 33,322 \text{ MN.m}\end{aligned}$$

## 2. Application des critères simplifiés pour négliger les effets du fluage et du second ordre

### 2.1. Fluage

La valeur finale du coefficient de fluage peut être calculée à partir de l'équation de base décrite dans l'annexe B de l'Eurocode :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \times \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi(t, t_0) = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \times \left[ \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \right] \times \left[ \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \right] \times \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

$$\varphi(\infty, 20) = \left[ 1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{1533}} \right] \times \left[ \frac{16,8}{\sqrt{38}} \right] \times \left[ \frac{1}{(0,1 + 20^{0,20})} \right] \times 1 = 1,225 \times 2,725 \times 0,521 \times 1 = 1,739$$

Le coefficient de fluage effectif est déterminé avec les moments maximaux à la base des piles.

#### Pile de 21 m

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, 20) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 1,739 \times \frac{2,497}{22,838} = 0,190$$

#### Pile de 32 m

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, 20) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 1,739 \times \frac{2,881}{33,322} = 0,150$$

Trois conditions a), b) et c) à satisfaire pour négliger le fluage

#### Pile de 21 m

- a)  $\varphi(\infty, 20) = 1,739 \leq 2$  condition vérifiée
- b)  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2 \times 21}{0,664} = 63,3 \leq 75$  condition vérifiée
- c)  $e_1 = \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = \frac{22,838}{46,719} = 0,489\text{m} \geq h = 2,30\text{m}$   
condition non vérifiée

#### Pile de 32 m

- a)  $\varphi(\infty, 20) = 1,739 \leq 2$  condition vérifiée
- b)  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2 \times 32}{0,664} = 96,4 \leq 75$  condition non vérifiée
- c)  $e_1 = \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = \frac{33,322}{50,646} = 0,658\text{m} \geq h = 2,30\text{m}$   
condition non vérifiée

L'effet du fluage ne peut être négligé pour les deux piles.

## 2.2. Effets du 2nd ordre

**Pile de 21 m**

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}$$

$$n = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c f_{\text{cd}}} = \frac{46,719}{10,58 \times 20} = 0,221$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{\text{ef}}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,190} = 0,963$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,044} = 1,043$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 1 = 0,7$$

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \times 0,963 \times 1,043 \times 0,7}{\sqrt{0,221}} = 29,9$$

$$\lambda = 63,3 > \lambda_{\text{lim}}$$

**Pile de 32 m**

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}$$

$$n = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c f_{\text{cd}}} = \frac{50,646}{10,58 \times 20} = 0,239$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{\text{ef}}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,150} = 0,971$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,044} = 1,043$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 1 = 0,7$$

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \times 0,971 \times 1,043 \times 0,7}{\sqrt{0,239}} = 29,0$$

$$\lambda = 96,4 > \lambda_{\text{lim}}$$

Les effets du 2nd ordre doivent être pris en compte pour les deux piles.

## 3. Méthode simplifiée basée sur une estimation de la courbure 1/r

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 5.8.8].

### 3.1. Présentation de la méthode

La méthode simplifiée basée sur une estimation de la courbure convient pour les éléments isolés de section droite constante et symétrique (ferrailage compris) soumis à un effort normal constant.

Il s'agit de déterminer le moment total qui s'obtient par la somme des moments du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>nd</sup> ordre [EC2-1-1 5.8.8.2(1)], [EC2-1-1 5.8.8.2(2)].

$$\underbrace{M_{\text{Ed}}}_{\text{moment total}} = \underbrace{M_{0\text{Ed}}}_{\text{moment 1<sup>er</sup> ordre}} + \underbrace{M_2}_{\text{moment 2<sup>nd</sup> ordre}}$$

La méthode permet de calculer le moment du 2<sup>nd</sup> ordre [EC2-1-1 5.8.8.2(3)] à partir d'une estimation de la courbure de la structure à l'équilibre [EC2-1-1 5.8.8.3(1) à (4)], du choix d'un coefficient  $c$  dépendant de la distribution des courbures des moments du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>nd</sup> ordre [EC2-1-1 5.8.8.2(4)] et d'une excentricité  $e_2$  créé par le 2<sup>nd</sup> ordre. Le produit de cette excentricité  $e_2$  et de l'effort normal de calcul agissant donne le moment du 2<sup>nd</sup> ordre.

$$\underbrace{M_2}_{\text{moment 2<sup>nd</sup> ordre}} = \underbrace{N_{\text{Ed}}}_{\text{effort normal}} \underbrace{\left( \frac{1}{r} \quad \frac{l_0^2}{c} \right)}_{e_2}$$

où :

$$\frac{1}{r} \quad \text{courbure estimée}$$

$$c = \pi^2 \text{ si courbure sinusoïdale, } c = 8 \text{ si courbure constante}$$

### 3.2. Illustration de la méthode - Exemple de la pile de hauteur 21 m

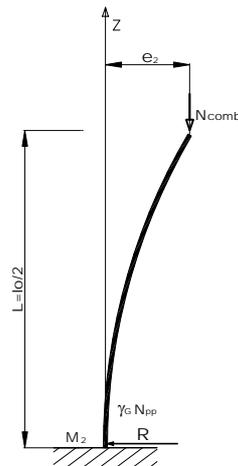


Fig./Tab. An. VI (2) : Paramètres de calcul de  $M_2$  sur une pile de type « mât »

#### 3.2.a) Calcul de la courbure

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

$$K_r = \min\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}; 1\right) = \min\left(\frac{(1 + \omega) - n}{(1 + \omega) - n_{bal}}; 1\right) = \min\left(\frac{(1 + 0,044) - 0,221}{(1 + 0,044) - 0,4}; 1\right) = 1$$

$$K_\varphi = \max(1 + \beta \varphi_{ef}; 1) = \max\left(1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \varphi_{ef}; 1\right)$$

$$K_\varphi = \max\left(1 + \left(0,35 + \frac{30}{200} - \frac{63,3}{150}\right) \times 0,190; 1\right) = 1,015$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{0,002174}{0,45 \times 2,230} = 0,0021664$$

$$\frac{1}{r} = 1 \times 1,015 \times 0,0021664 = 0,0021989$$

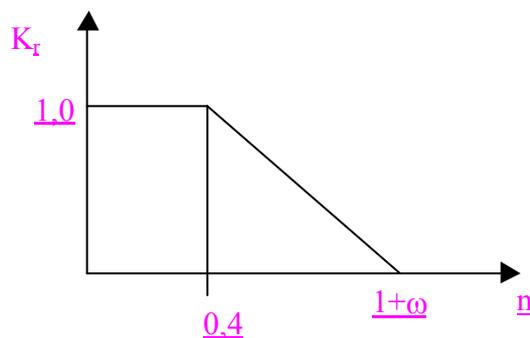


Fig./Tab. An. VI (3) : Paramètre  $K_r$

### 3.2.b) Choix du coefficient c

Dans l'exemple traité, le moment du 1<sup>er</sup> ordre est linéaire et le moment du 2<sup>nd</sup> ordre sinusoïdal.

c dépend de la courbure totale et les inégalités  $8 < c < \pi^2$  sont vérifiées. Comme le moment du 2<sup>nd</sup> ordre est numériquement plus élevé que le moment du 1<sup>er</sup> ordre (dû aux imperfections et à l'effort horizontal en tête de pile), la courbure totale est essentiellement parabolique (puisque  $M_2 \gg M_{0Ed}$ ), le coefficient est donc pris égal à  $c = \pi^2$ .

### 3.2.c) Calcul de l'excentricité e<sub>2</sub>

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c}$$

$$e_2 = 0,0021989 \times \frac{(2 \times 21)^2}{\pi^2} = 0,393 \text{ m}$$

### 3.2.d) Calcul du moment du 2nd ordre

Le poids propre de la pile fait varier l'effort normal le long de la pile de  $(46,719/39,22)-1=19,1\%$  et en toute rigueur la méthode n'est pas applicable. Cependant, le poids de la pile est faible devant la descente de charge en tête et influe peu sur le résultat final. Le moment du 2<sup>nd</sup> ordre sera surévalué en appliquant en tête de pile l'effort normal  $N_{Ed}$  calculé à l'encastrement.

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2$$

$$M_2 = 46,719 \times 0,393 = 18,361 \text{ MN.m}$$

### 3.2.e) Calcul du moment total

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

$$M_{Ed} = 22,838 + 18,361 = 41,199 \text{ MN.m}$$

### 3.2.f) Vérification de la section constante

$$M_{Ed} = 41,199 \text{ MN.m} \leq M_{\text{résistant}} = 49,474 \text{ MN.m}$$

La section critique est validée.

## 4. Méthode simplifiée basée sur une estimation de la rigidité nominale EI

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 5.8.7].

### 4.1. Présentation de la méthode

La méthode simplifiée basée sur une rigidité nominale peut être utilisée pour les éléments isolés de section droite quelconque.

La méthode permet de calculer un facteur d'amplification relatif aux effets du 2<sup>nd</sup> ordre à partir d'un coefficient  $\beta$  et de la charge de flambement nominale  $N_B$  basée sur la rigidité nominale [EC2-1-1 5.8.7.3(1)].

$$\underbrace{M_{Ed}}_{\text{moment total}} = \underbrace{M_{0Ed}}_{\text{moment 1<sup>er</sup> ordre}} \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right]$$

$\beta = \frac{\pi^2}{c_0}$  dépend de la distribution des moments du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>nd</sup> ordre ([EC2-1-1 5.8.7.3(2) à (4)].

Dans le cas d'éléments isolés de section constante soumis à un effort normal constant, il est admis une distribution sinusoïdale du moment du 2<sup>nd</sup> ordre et  $c_0$  prend une valeur qui dépend de la distribution du moment du 1<sup>er</sup> ordre  $M_{0Ed}$ , soit par exemple :

$$\text{Pour une distribution constante de } M_{0Ed}, c_0 = 8 \text{ et } \beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{8} \approx 1,234$$

$$\text{Pour une distribution parabolique de } M_{0Ed}, c_0 = 9,6 \text{ et } \beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{9,6} \approx 1,028$$

$$\text{Pour une distribution triangulaire de } M_{0Ed}, c_0 = 12 \text{ et } \beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{12} \approx 0,822$$

Dans le cas d'éléments isolés pour lesquels soit l'effort normal et/ou la section varient, ou qu'une charge transversale est appliquée,  $\beta = 1$  constitue normalement une simplification raisonnable.

$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$  est calculée à partir d'une estimation de la rigidité nominale  $EI$  obtenue par l'addition de deux termes, l'un relatif au béton, l'autre relatif aux armatures, sous réserve que le ratio géométrique d'armatures  $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0,002$ , [EC2-1-1 5.8.7.2 (1) à (4)].

$$EI = \underbrace{K_c E_{cd} I_c}_{\text{béton}} + \underbrace{K_s E_s I_s}_{\text{armatures}}$$

L'ensemble des paramètres est précisé dans l'exemple numérique.

## 4.2. Illustration de la méthode – Exemple de la pile de hauteur 21 m

### 4.2.a) Calcul de la rigidité nominale $EI$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

$$K_c = \frac{K_1 K_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

$$K_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1,225$$

$$K_2 = \min\left(n \frac{\lambda}{170}; 0,20\right) = \min\left(0,221 \times \frac{63,3}{170}; 0,20\right) = 0,082$$

$$K_c = \frac{1,225 \times 0,082}{1 + 0,190} = 0,084$$

$$K_s = 1$$

$$EI = (0,084 \times 27364 \times 4,6640) + (1 \times 200000 \times 0,0252) = 15760,56 \text{ MN.m}^2$$

#### 4.2.b) Calcul de la charge de flambement nominale

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$
$$N_B = \frac{\pi^2 \times 15760,56}{(2 \times 21)^2} = 88,181 \text{ MN}$$

#### 4.2.c) Calcul du moment total

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right]$$

Le poids propre de la pile fait varier l'effort normal le long de la pile de  $(46,719/39,22)-1 = 19,1 \%$ , l'élément est soumis à une charge transversale,  $\beta = 1$ .

$$M_{Ed} = 22,838 \times \left[ 1 + \frac{1}{\frac{88,181}{46,719} - 1} \right] = 48,572 \text{ MN.m}$$

#### 4.2.d) Vérification de la section constante

$$M_{Ed} = 48,572 \text{ MN.m} \leq M_{résistant} = 49,474 \text{ MN.m}$$

La section critique est validée.

## 5. Méthode générale de l'EN1992-1-1

Les clauses correspondantes sont en [EC2-1-1 5.8.6].

### 5.1. Illustration de la méthode sans logiciel - Exemple de la pile de hauteur 21 m

On rappelle que lorsque le projeteur n'a pas à sa disposition de logiciel permettant de coupler non-linéarité géométrique et non-linéarité matériaux, il est possible de rechercher pour une section jugée a priori critique, l'état d'équilibre en exprimant de deux manières la relation liant le moment de flexion dans la section critique avec la courbure de celle-ci :

- la loi moment-courbure externe où le moment de flexion sollicitant la section est la somme du moment du 1er ordre  $M_{0Ed}$  et du moment du 2<sup>nd</sup> ordre. Pour simplifier, la répartition des courbures le long de la structure est considérée linéaire, ce qui permet de déterminer l'effet du second ordre en fonction de la courbure de la section critique uniquement ;
- la loi moment-courbure interne où le moment de flexion résistant résulte de l'état de contrainte de la section soumise à une courbure imposée, à effort normal donné ;
- l'intersection ou non des deux courbes représentatives de la loi externe et de la loi interne permet de vérifier qu'il existe ou non un état d'équilibre. Dans l'affirmative, l'intersection des deux courbes donne la valeur du moment total  $M_{Ed}$  à l'équilibre.

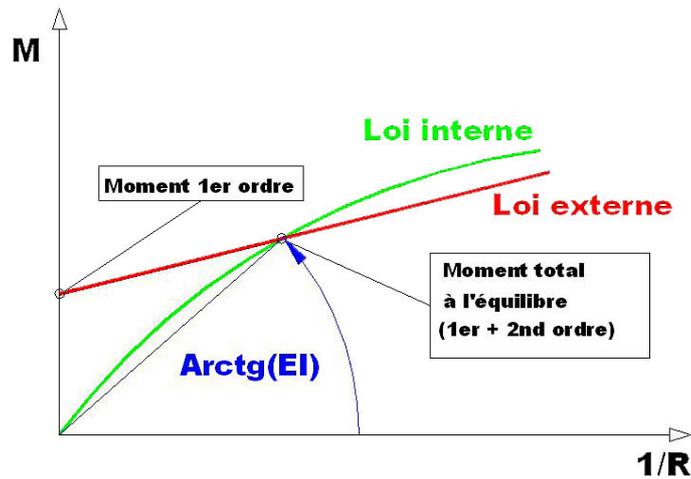


Fig./Tab. An. VI (4) : Vérification de l'état d'équilibre et détermination du moment total  $M_{Ed}$

### 5.1.a) Loi externe $M_{externe}(1/R)$

Dans l'hypothèse d'un flambement plan, d'une déformée sinusoïdale et d'une flèche  $e_2$  faible, on peut admettre :

$$f(x) = e_2 \sin \frac{\pi x}{l_0} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{R} = e_2 \left( \frac{\pi}{l_0} \right)^2 \sin \left( \frac{\pi x}{l_0} \right) \\ \frac{1}{R} = \frac{d^2 f}{dx^2} \end{array} \right.$$

La valeur  $e_2$  se déduit en fonction de la courbure  $1/R$  pour  $l_0/2$  et on retrouve le résultat utilisé dans la méthode simplifiée basée sur l'estimation de la courbure.

$$e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{1}{R}$$

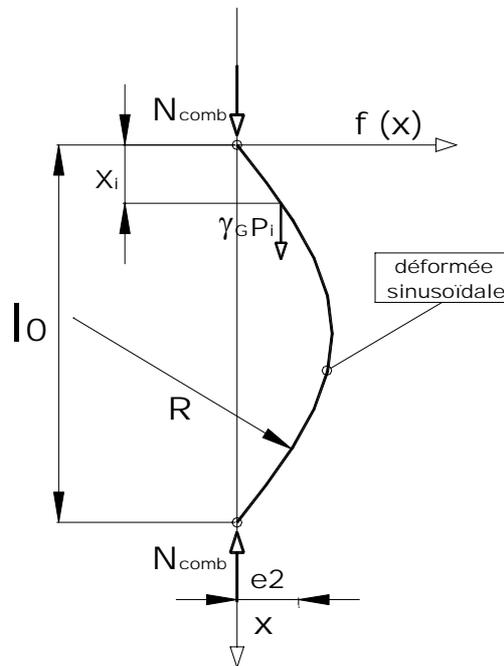


Fig./Tab. An. VI (5) : Déformée d'un élément bi articulé

Le moment total est la somme du moment du 1<sup>er</sup> ordre et du moment du 2<sup>nd</sup> ordre déterminé à partir de la valeur de l'excentricité  $e_2$ . Au niveau de la section  $x = \frac{l_0}{2}$ , le moment total est égal à :

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = \overbrace{M_{0Ed}}^{\text{moment 1}^{\text{er}} \text{ ordre}} + \overbrace{N_{\text{comb}} e_2 + \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_G P_i \left( e_2 - e_2 \sin \frac{\pi \times x_i}{l_0} \right)}^{\text{moment 2}^{\text{nd}} \text{ ordre}}$$

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = M_{0Ed} + \left[ N_{\text{comb}} + \gamma_G \sum_{i=1}^{i=n} P_i \left( 1 - \sin \frac{\pi \times x_i}{l_0} \right) \right] \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{1}{R}$$

Avec

$\gamma_G P_i$  charge de poids propre à l'abscisse  $x_i$

$N_{\text{comb}}$  effort normal de la combinaison considérée appliqué à l'extrémité de l'élément

Dans le cas d'une charge  $P_i$  constante, l'équation devient :

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = M_{0Ed} + \left[ N_{\text{comb}} + \gamma_G P_i \int_0^{l_0} \left( 1 - \sin \frac{\pi \times x}{l_0} \right) dx \right] \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{1}{R}$$

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = M_{0Ed} + \left[ N_{\text{comb}} + \gamma_G \left( P_i \frac{l_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right) \right] \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{1}{R}$$

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = M_{0Ed} + \left[ N_{\text{comb}} + \gamma_G N_{pp} \frac{\pi - 2}{\pi} \right] \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{1}{R}$$

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = M_{0Ed} + \left[ N_{\text{comb}} + \frac{\gamma_G N_{pp}}{2,752} \right] \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{1}{R}$$

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = 22,838 + \left[ 39,220 + \frac{1,35 \times 5,555}{2,752} \right] \times \frac{(2 \times 21)^2}{\pi^2} \times \frac{1}{R}$$

$$M\left(\frac{1}{R}\right) = 22,838 + 7496,813 \times \frac{1}{R}$$

La valeur du moment externe pour la courbure correspondant à l'équilibre de la structure  $\frac{1}{R} = 0,00030143$  (voir ci-après) est égale à :

$$M(0,00030143) = 22,838 + 7496,813 \times 0,00030143 = 25,098 \text{ MN.m}$$

### 5.1.b) Loi interne $M_{\text{interne}}(1/R)$

A partir des diagrammes contraintes-déformations relative des matériaux, on détermine la valeur et la position des forces internes de la section béton armé pour une courbure  $1/R$  donnée et l'effort normal de compression sollicitant  $N_{Ed}$  (étapes 1 à 3), pour obtenir le moment résistant interne (étape 4). Ce calcul est effectué pour plusieurs valeurs de courbure afin de pouvoir tracer la courbe représentative de la loi interne  $M(1/R)$ . La résistance en traction du béton est négligée et le fluage est pris en compte en multipliant toutes les valeurs de déformation relative par le facteur  $(1+\varphi_{ef})$ .

Dans les calculs, les valeurs  $\varepsilon$ ,  $\sigma$ ,  $F$  sont positives en compression, négatives en traction. L'indice sc correspond aux aciers positionnés au-dessus du centre de gravité de la section de béton (aciers comprimés ou les moins tendus), l'indice st aux aciers positionnés au-dessous du centre de gravité de la section de béton (aciers tendus ou les moins comprimés).

Le calcul du moment interne est détaillé ci-après pour la courbure  $\frac{1}{R} = 0,00030143$  correspondant à l'équilibre de la structure.

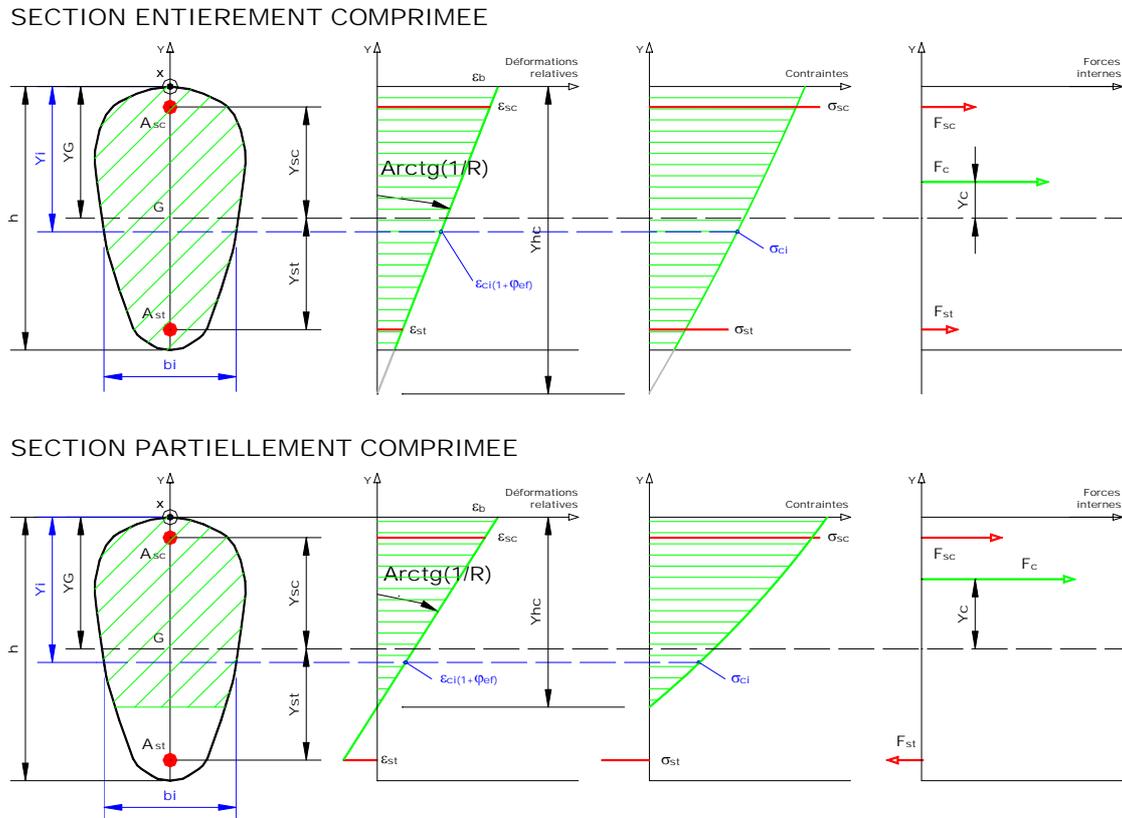


Fig./Tab. An. VI (6) : Définition des paramètres pour le calcul du moment résistant interne

• Etape 1 – Calcul des déformations relatives

A partir de la relation de base  $\frac{1}{R} = \frac{\epsilon_b - \epsilon_{st}}{d}$ , ( $d$  distance entre  $\epsilon_b$  et  $\epsilon_{st}$ ), on détermine les déformations relatives sur la hauteur  $h$  de la section béton armé soumise à une courbure  $1/R$ .

Pour commencer, on se donne une courbure  $1/R$  et une déformation relative  $\epsilon_b$  sur la fibre extrême du béton, tel que  $\epsilon_b \leq \epsilon_{ci}(1 + \phi_{ef})$  avec  $\epsilon_{ci}$  la valeur de la déformation relative au pic de contrainte pour obtenir la hauteur de béton comprimé, soit :

$$Y_{hc} = \frac{\epsilon_b}{1/R} \begin{cases} \geq h & \text{si la section est entièrement comprimée} \\ < h & \text{si la section est partiellement comprimée} \end{cases}$$

Pour  $\frac{1}{R} = 0,00030143$  et  $\epsilon_b = 0,00054841 \leq \epsilon_{ci}(1 + \phi_{ef}) = 0,002162 \times (1 + 0,190) = 0,002573$ , la hauteur comprimée est égale à  $Y_{hc} = \frac{\epsilon_b}{1/R} = \frac{0,00054841}{0,00030143} = 1,819m \leq h = 2,30m$  ( section partiellement comprimée).

Les déformations relatives deviennent :

- le long de la section de béton

$$\varepsilon_{ci} = \frac{\varepsilon_{bi}}{(1 + \varphi_{ef})}$$

$$\varepsilon_{ci} = \frac{(|Y_{hc}| - |Y_i|) \times (1/R)}{(1 + \varphi_{ef})}$$

$$\varepsilon_{ci} = \frac{(1,819 + Y_i) \times 0,00030143}{(1 + 0,190)} \quad \text{avec } -2,30 \leq Y_i \leq 0$$

- au droit des aciers situés au-dessus du centre de gravité de la section

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_b - [(|Y_G| - |Y_{sc}|) \times (1/R)]$$

$$\text{avec } \begin{cases} |\varepsilon_{sc}| \text{ sans limitation si branche supérieure horizontale} \\ |\varepsilon_{sc}| \leq |\varepsilon_{ud}| \text{ si branche supérieure inclinée} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{sc} = 0,00054841 - (1,150 - 1,080) \times 0,00030143$$

$$\varepsilon_{sc} = 0,00052731 \leq \varepsilon_{ud} = 0,045 \quad \text{condition vérifiée}$$

- au droit des aciers situés au-dessous du centre de gravité de la section

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_b - [(|Y_G| + |Y_{st}|) \times (1/R)]$$

$$\text{avec } \begin{cases} |\varepsilon_{st}| \text{ sans limitation si branche supérieure horizontale} \\ |\varepsilon_{st}| \leq |\varepsilon_{ud}| \text{ si branche supérieure inclinée} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{st} = 0,00054841 - (1,150 + 1,08) \times 0,00030143$$

$$\varepsilon_{st} = -0,00012379 > \varepsilon_{ud} = -0,045 \quad \text{condition vérifiée}$$

## • Etape 2 – Calcul des contraintes

- Le long de la section de béton

$$\sigma_{ci} = \text{MAX} \left( f_{cd} \left[ \frac{k \left( \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cl}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cl}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left( \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cl}} \right)} \right] ; 0 \right)$$

$$\sigma_{ci} = \text{MAX} \left( 20 \times \left[ \frac{3,1060 \times \left( \frac{\varepsilon_{ci}}{0,002162} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{ci}}{0,002162} \right)^2}{1 + 1,1060 \times \left( \frac{\varepsilon_{ci}}{0,002162} \right)} \right] ; 0 \right)$$

- au droit des aciers situés au-dessus et au-dessous du centre de gravité de la section

$$|\varepsilon_s| \leq |\varepsilon_{yd}| \Rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}}$$

$$|\varepsilon_s| > |\varepsilon_{yd}| \Rightarrow \begin{cases} \text{branche horizontale} \\ \sigma_s = f_{yd} \\ \text{branche inclinée} \\ \sigma_s = \frac{|\varepsilon_s|}{|\varepsilon_{yd}|} \times \left[ |f_{yd}| + \frac{|\varepsilon_s - \varepsilon_{yd}|}{|\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{yd}|} \times (k \times f_{yd} - f_{yd}) \right] \end{cases}$$

avec  $\varepsilon_s = \varepsilon_{sc}$  ou  $\varepsilon_{st}$  et  $\sigma_s = \sigma_{sc}$  ou  $\sigma_{st}$

soit pour les aciers situés au-dessus du centre gravité de la section

$$\varepsilon_{sc} = 0,00052731 < \varepsilon_{yd} = 0,002174$$

$$\Rightarrow \sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} = 0,00052731 \times \frac{434,78}{0,002174} = 105,457 \text{MPa}$$

soit pour les aciers situés au-dessous du centre gravité de la section

$$\varepsilon_{st} = -0,00012379 > \varepsilon_{yd} = -0,002174$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \varepsilon_s \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} = -0,00012379 \times \frac{434,78}{0,002174} = -24,757 \text{MPa}$$

### • Etape 3 – Calcul des forces internes

- Force résultante du béton et position par rapport au centre de gravité

$$F_{ci} = \left( \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} \right) \times \left( \frac{b_i + b_{i+1}}{2} \right) \times (|h_{i+1}| - |h_i|)$$

$$F_c = \sum_{i=1}^{i=n} F_{ci}$$

$$Y_{ci} = \left( \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right)$$

$$Y_c = Y_G - \frac{\sum_{i=1}^{i=n} Y_{ci} \times F_{ci}}{\sum_{i=1}^{i=n} F_{ci}}$$

Ces équations peuvent être résolues par une méthode numérique en découpant la hauteur  $h$  de la section en  $n$  tronçons.

$h_i$ (m)	$b_i$ (m)	$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{ci} \times (1 + f_{ef})$	$\varepsilon_{ci}$	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$F_{ci}$ (MN)	$Y_{ci}$	$F_{ci} \times Y_{ci}$	
0	4,6	<b>0,00054841</b>	0,00046085	9,98	2,609	-0,029	-0,075	
-0,058	4,6	0,00053107	0,00044628	9,746	2,546	-0,086	-0,22	
-0,115	4,6	0,00051374	0,00043172	9,507	2,483	-0,144	-0,357	
-2,128	4,6	-0,00009289	-0,00007806	0	0	-2,156	0	
-2,185	4,6	-0,00011022	-0,00009263	0	0	-2,214	0	
-2,243	4,6	-0,00012756	-0,00010719	0	0	-2,271	0	
<b>-2,3</b>	4,6	-0,00014489	-0,00012176	0	0			
total $F_{ci} =$						<b>45,848</b>	total $F_{ci} \times Y_{ci} =$	-29,146
Position résultante = $-29,146/45,848 =$								<b>-0,636</b>

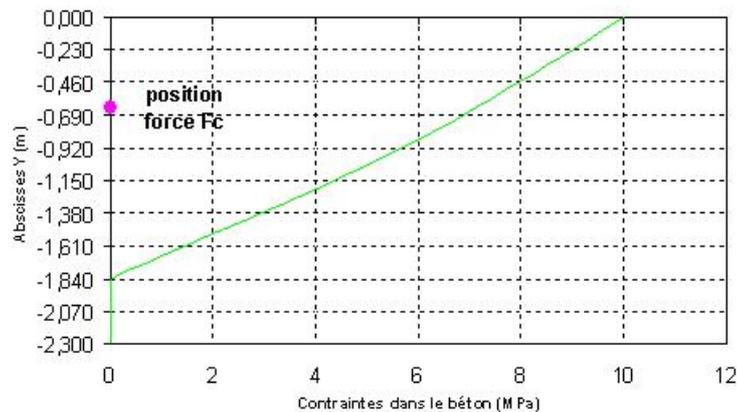


Fig./Tab. An. VI (7) : Contraintes dans le béton

$$F_c = 45,848 \text{ MN}$$

$$Y_c = Y_G - 0,636 = 1,15 - 0,636 = 0,514 \text{ m}$$

- aciers situés au-dessus du centre de gravité de la section

$$F_{sc} = \sigma_{sc} \times A_{sc}$$

$$F_{sc} = \sigma_{sc} \times A_{sc} = 105,457 \times \frac{0,0216}{2} = 1,139 \text{ MN}$$

- aciers situés au-dessous du centre de gravité de la section

$$F_{st} = \sigma_{st} \times A_{st}$$

$$F_{st} = \sigma_{st} \times A_{st} = -24,757 \times \frac{0,0216}{2} = -0,268 \text{ MN}$$

- vérification de l'effort normal interne résultant

$$N_{int} = F_c + F_{sc} + F_{st}$$

$$N_{int} = 45,848 + 1,139 - 0,268 = 46,719 = N_{Ed} \quad \text{condition vérifiée}$$

Nota : si cette condition n'est pas vérifiée, on réajuste la déformation relative  $\varepsilon_b$  choisie au départ (ou la courbure  $1/R$ ) pour que l'effort normal interne  $N_{int}$  égale l'effort sollicitant  $N_{Ed}$ .

• **Etape 4 – Calcul du moment résistant interne**

Après avoir équilibré  $N_{int}=N_{Ed}$ , on en déduit le moment interne pour la courbure  $1/R$  donnée :

$$M(1/R)_{interne} = \begin{cases} |F_c \times Y_c| + |F_{sc} \times Y_{sc}| - |F_{st} \times Y_{st}| & \text{section entièrement comprimée} \\ |F_c \times Y_c| + |F_{sc} \times Y_{sc}| + |F_{st} \times Y_{st}| & \text{section partiellement comprimée} \end{cases}$$

$$M(0,00030143)_{interne} = (45,848 \times 0,514) + (1,139 \times 1,08) + (0,268 \times 1,08)$$

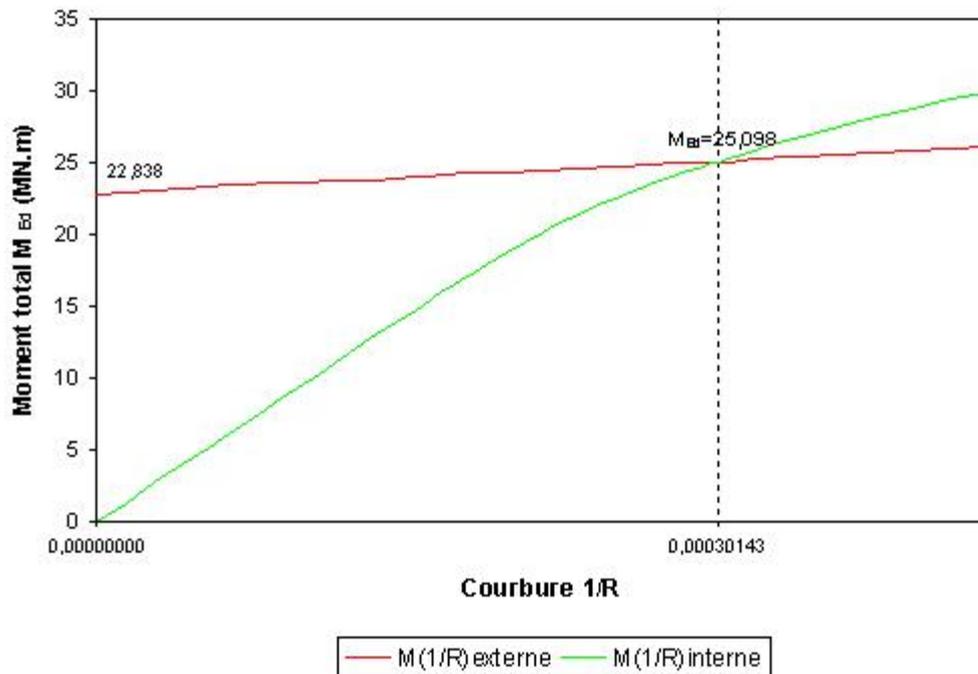
$$M(0,00030143)_{interne} = 25,09\text{MN.m}$$

Vérification de l'état d'équilibre et détermination du moment total  $M_{Ed}$

1/R	M(1/R)externe	M(1/R)interne	$\sigma_c$ extrême	$\sigma_{sc}$ extrême	$\sigma_{st}$ extrême
0,00000000	22,838	0,000	4,334	39,985	39,985
0,00016200	24,052	15,438	7,708	76,198	6,217
0,00023400	24,592	21,388	8,994	92,214	-8,870
0,00030143	25,098	25,098	9,980	105,457	-24,757
0,00037800	25,672	28,157	10,925	119,070	-44,218
0,00043200	26,077	29,888	11,512	128,043	-58,573

Equilibre

**VERIFICATION DE L'EQUILIBRE & DETERMINATION DU MOMENT  $M_{Ed}$**   
pour  $N_{Ed} = 46.719\text{MN}$  et  $\phi_{br} = 0.190$



L'analyse structurale a été effectuée avec une vérification en simultané de la section critique dans le processus de calcul. La section critique est validée.

On notera que l'écart avec le calcul PCP ci-après est de  $\left(\frac{25,098}{24,441} - 1\right) = 2,7\%$ .

## 5.2. Résultats pour les deux piles avec un logiciel de calcul

Les exemples sont repris avec le logiciel PCP du Sétra qui permet un traitement global avec fluage scientifique et prise en compte simultanée du 2<sup>nd</sup> ordre géométrique et de la non-linéarité matériaux.

### 5.2.a) Cas de la pile de 21 m

$$M_{Ed} = 24,441 \text{ MN.m}$$

$$e_2 = 0,03846 \text{ m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = \frac{24,441}{22,838} = 1,070$$

### 5.2.b) Cas de la pile de 32 m

$$M_{Ed} = 43,220 \text{ MN.m}$$

$$e_2 = 0,227 \text{ m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = \frac{43,220}{33,322} = 1,297$$

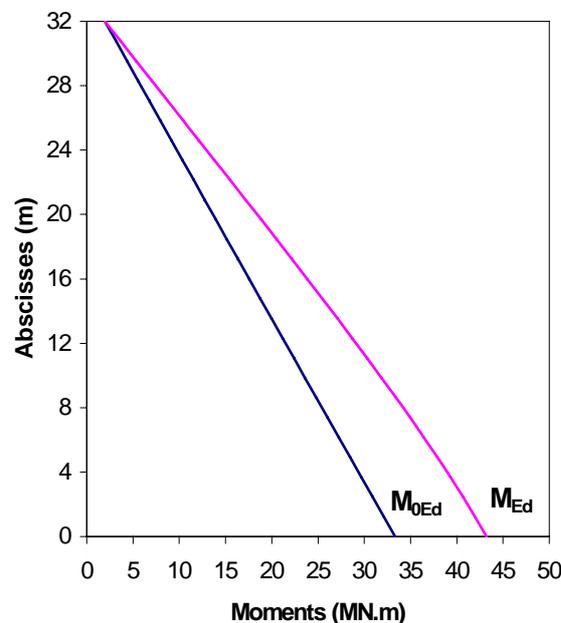


Fig./Tab. An. VI (8) : Diagrammes des moments sur la pile  $L = 32\text{m}$

### 5.2.c) Vérification de la section constante

Pour les deux piles, l'analyse structurale a été effectuée avec une vérification en simultanée des sections dans le processus de calcul. La section constante est validée pour les deux piles.

### 5.2.d) Commentaires sur les méthodes simplifiées

Les valeurs de courbure  $1/R$  et de rigidité  $EI$  déterminées à partir des résultats PCP sont comparées avec les estimations des deux méthodes simplifiées pour la pile de hauteur 21 m

$$\frac{1}{R_{PCP}} = e_2 \times \frac{\pi^2}{l_0^2} = 0,03846 \times \frac{\pi^2}{(2 \times 21)^2} = 0,00021518 < \frac{1}{r_{estimée}} = 0,0021989 \approx \frac{1}{R_{PCP}} \times 10,2$$

$$EI_{PCP} = \frac{M_{Ed}}{1/R} = \frac{24,441}{0,00021518} = 113583,97 \text{ MN.m}^2 > EI_{estimée} = 15760,56 \approx EI_{PCP} / 7,2$$

ainsi que les rapports entre moments incluant les effets du second ordre et moments du premier ordre.

$$\text{Rappel résultat PCP : } \frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = \frac{24,441}{22,838} = 1,07$$

$$\text{Résultat méthode basée sur : } \frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = \frac{41,199}{22,838} = 1,80$$

$$\text{Résultat méthode basée sur EI : } \frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} = \frac{48,572}{22,838} = 2,13$$

Le calcul PCP démontre le caractère très sécuritaire des deux méthodes simplifiées.

Pour la pile de hauteur 32 m, les sollicitations obtenues avec les deux méthodes simplifiées dépassent largement le moment résistant de la section critique ( $M_{Ed} = 78,853 \text{ MN.m}$  avec la méthode basée sur  $\frac{1}{r}$ ,  $M_{Ed} = 310,482 \text{ MN.m}$  avec la méthode basée sur EI).

## 6. Méthode générale de l'EN1992-2

La méthode est illustrée pour les deux piles avec une vérification utilisant successivement les deux inégalités (5.102 b) et (5.102 a) pour mettre en évidence la faible différence entre les résultats obtenus avec les deux critères.

Les sollicitations sont déterminées avec le logiciel PCP du Sétra et le diagramme d'interaction de la section constante calculé avec le logiciel CDS du Sétra.

### 6.1. Vérification avec le critère (5.102 b)

Le processus d'incrémentation des charges a permis d'atteindre la résistance ultime de la section pour la pile de hauteur 21 m et la rupture globale de la structure pour la pile de hauteur 32 m.

Les résultats  $\begin{pmatrix} N \\ M \end{pmatrix}$  sont présentés pour les points de passage obligés (en MN, MN.m).

#### 6.1.a) Cas de la pile de 21 m

$$\text{Charge de projet } q_{ELU} = [\gamma_G G + \gamma_Q Q] = [1,35 G + 1,35 Q] \Rightarrow \text{point U } \begin{pmatrix} 46,719 \\ 24,031 \end{pmatrix}$$

$$\text{Charge de ruine } q_{ud} = \lambda q_{ELU} = 2,95 q_{ELU} \Rightarrow \text{point A } \begin{pmatrix} 138,239 \\ 91,948 \end{pmatrix}$$

$$\text{Charge } \frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}} = \frac{q_{ud}}{1,27} \Rightarrow \text{point D } \begin{pmatrix} 108,850 \\ 61,584 \end{pmatrix}$$

Le point U est situé avant le point D sur le chemin de chargement, ce qui signifie que la pile est correctement dimensionnée.

$$\text{Le niveau de sécurité atteint est égal à } \lambda = \frac{q_{ud}}{q_{ELU}} = 2,95 > \gamma_{O'} = 1,27.$$

#### 6.1.b) Cas de la pile de 32 m

$$\text{Charge de projet } q_{ELU} = [\gamma_G G + \gamma_Q Q] = [1,35 G + 1,35 Q] \Rightarrow \text{point U } \begin{pmatrix} 50,646 \\ 39,129 \end{pmatrix}$$

Charge de ruine  $q_{ud} = \lambda q_{ELU} = 1,30 q_{ELU} \Rightarrow$  point A  $\begin{pmatrix} 65,839 \\ 61,156 \end{pmatrix}$

Charge  $\frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}} = \frac{q_{ud}}{1,27} \Rightarrow$  point D  $\begin{pmatrix} 51,841 \\ 40,176 \end{pmatrix}$

Le point U est situé avant le point D sur le chemin de chargement, ce qui signifie que la pile est correctement dimensionnée.

Le niveau de sécurité atteint est égal à  $\lambda = \frac{q_{ud}}{q_{ELU}} = 1,30 > \gamma_{O'} = 1,27$ .

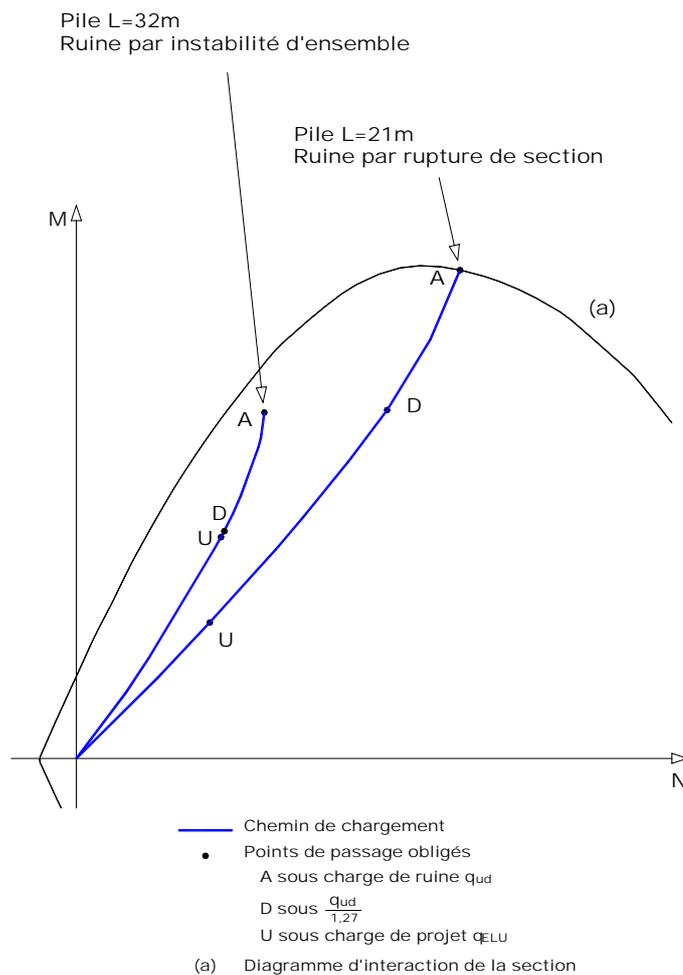


Fig./Tab. An. VI (9) : Mode de ruine des piles et application du format de sécurité avec le couple (effort normal, moment)

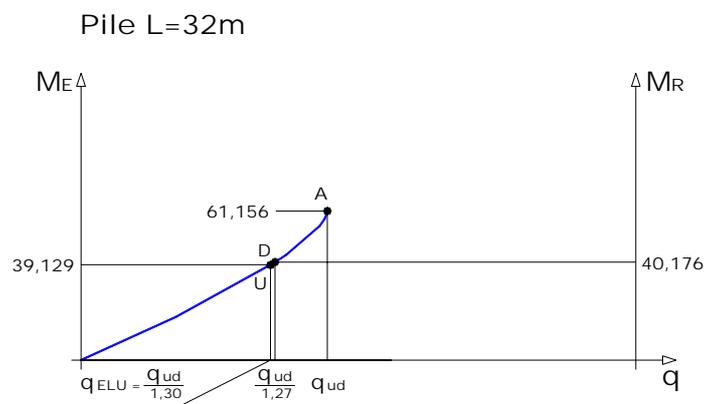
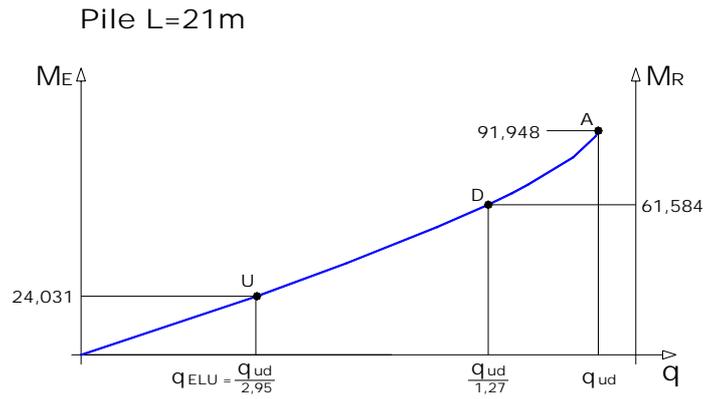


Fig./Tab. An. VI (10) : Application du format de sécurité avec le couple (charge, Moment)

## 6.2. Mise en œuvre de la méthode avec utilisation du critère (5.102 a)

Cette mise en œuvre pratique est expliquée au travers des deux figures [EC2-2 Fig.PP.3] et [EC2-2 Fig.PP4].

*On peut facilement remarquer que le point A est dans les deux cas représentés comme se trouvant sur la courbe (a), ce qui sous-entend qu'on est en présence d'une section critique. Ensuite les figures illustrent bien une vérification par le critère (5.102a) : le facteur partiel  $\gamma_{Rd}$  est clairement utilisé et  $\gamma_{Sd}$  ne l'est pas car ne sert que pour le critère (5.102c).*

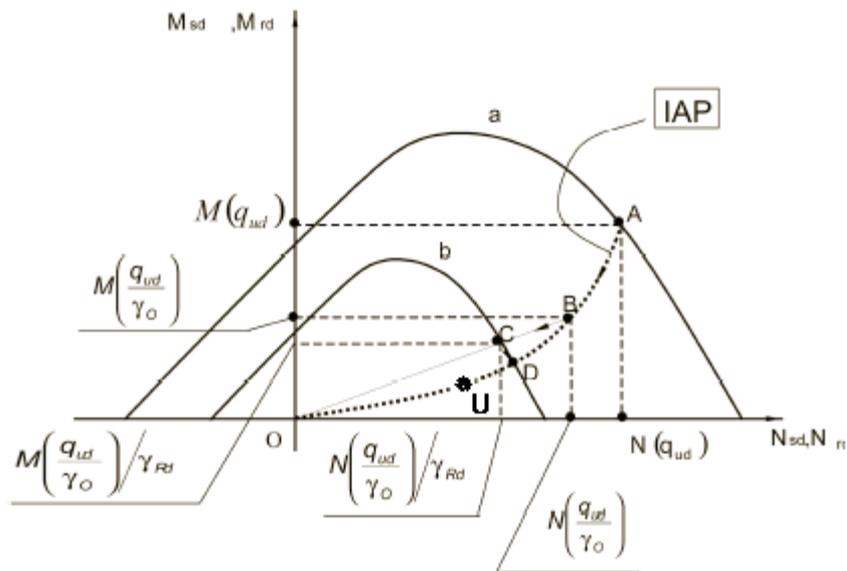


Fig./Tab. An. VI (11) : Application du format de sécurité pour une combinaison vectorielle (M, N) et un comportement sur-proportionnel

Chaque section transversale fait l'objet d'un graphe (N, M) sur lequel est reportée la courbe (a) du diagramme d'interaction de la section. Les différents points A, B, C, D, U définis par l'Eurocode 2 sont déterminés au cours des différentes séquences de chargement.

A partir de la charge de ruine, on procède à la détermination des sollicitations (N, M) des points B et C et d'une courbe (b) obtenue par homothétie de la courbe (a) pour établir le format de sécurité.

### 6.2.a) Détermination de (N<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>) représentées par un point B

La charge  $\frac{q_{ud}}{\gamma_0} = \frac{\lambda q_{ELU}}{\gamma_0}$  avec  $\gamma_0 = 1,20$  donne des sollicitations notées B (N<sub>B</sub>, M<sub>B</sub>).

### 6.2.b) Détermination de (N<sub>C</sub>, M<sub>C</sub>) représentées par un point C

Les sollicitations N<sub>B</sub> et M<sub>B</sub> sont divisées par  $\gamma_{Rd}$ , soit  $N_c = \frac{N_B}{\gamma_{Rd}}$  et  $M_c = \frac{M_B}{\gamma_{Rd}}$  avec  $\gamma_{Rd} = 1,06$

On obtient un point C (N<sub>C</sub>, M<sub>C</sub>).

### 6.2.c) Courbe (b) d'interaction (N, M) et détermination de (N<sub>D</sub>, M<sub>D</sub>) représentées par un point D

On construit conventionnellement un domaine de sécurité réduit défini par une courbe (b) obtenue par homothétie de la courbe (a) par rapport à l'origine O (0, 0) et passant par le point C (N<sub>C</sub>, M<sub>C</sub>). Elle coupe le chemin de chargement en un point D (N<sub>D</sub>, M<sub>D</sub>).

### 6.2.d) Contrôle vis-à-vis de la sécurité

Le contrôle vis-à-vis de la sécurité est satisfait si le point U (N<sub>U</sub>, M<sub>U</sub>), représentant les sollicitations obtenues par le chargement q<sub>ELU</sub> de la combinaison fondamentale ELU, est situé avant le point D (N<sub>D</sub>, M<sub>D</sub>) sur le chemin de chargement, autrement dit s'il se trouve à l'intérieur du domaine de sécurité (b) déduit de (a).

6.2.e) Résultats des calculs pour la pile de hauteur 21 m

ELU	SOLLICITATIONS (N, M) ET RAPPEL DES COEFFICIENTS DE CALCUL	
Coefficient $\gamma_G$	1,35	
Coefficient $\gamma_O$	1,35	
POINT U $\begin{pmatrix} N_U \\ M_U \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 46,719 \\ 24,031 \end{pmatrix}$	
Coefficient $\lambda$	2,95	
POINT A $\begin{pmatrix} N_A \\ M_A \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 138,239 \\ 91,948 \end{pmatrix}$	
INEGALITES	(5.102 a)	Rappel (5.102 b)
Coefficient $\gamma_{O'}$		1,27
Coefficient $\gamma_o$	1,20	
POINT B $\begin{pmatrix} N_B \\ M_B \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 115,199 \\ 66,323 \end{pmatrix}$	
Coefficient $\gamma_{Rd}$	1,06	
POINT C $\begin{pmatrix} N_C \\ M_C \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 108,678 \\ 62,569 \end{pmatrix}$	
POINT D $\begin{pmatrix} N_D \\ M_D \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 109,943 \\ 62,333 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 108,850 \\ 61,584 \end{pmatrix}$
Section critique validée <sup>1</sup> ?	OUI	OUI

<sup>1</sup> Rappel : La section est validée si le point U est situé avant le point D sur le chemin de chargement.

Les résultats obtenus avec l'inégalité (5.102 b) sont mis pour comparaison. Les deux inégalités donnent sensiblement les mêmes sollicitations limites ( $N_D$ ,  $M_D$ ).

6.2.f) Résultats des calculs pour la pile de hauteur 32 m

ELU	SOLLICITATIONS (N, M) ET RAPPEL DES COEFFICIENTS DE CALCUL	
Coefficient $\gamma_G$	1,35	
Coefficient $\gamma_Q$	1,35	
POINT U $\begin{pmatrix} N_U \\ M_U \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 50,646 \\ 39,129 \end{pmatrix}$	
Coefficient $\lambda$	1,30	
POINT A $\begin{pmatrix} N_A \\ M_A \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 65,839 \\ 61,156 \end{pmatrix}$	
INEGALITES	(5.102 a)	Rappel (5.102 b)
Coefficient $\gamma_{O'}$		1,27
Coefficient $\gamma_O$	1,20	
POINT B $\begin{pmatrix} N_B \\ M_B \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 54,866 \\ 43,176 \end{pmatrix}$	
Coefficient $\gamma_{Rd}$	1,06	
POINT C $\begin{pmatrix} N_C \\ M_C \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 51,760 \\ 40,861 \end{pmatrix}$	
POINT D $\begin{pmatrix} N_D \\ M_D \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 52,540 \\ 40,976 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 51,841 \\ 40,176 \end{pmatrix}$
Section critique validée <sup>1</sup> ?	OUI	OUI

<sup>1</sup> Rappel : La section est validée si le point U est situé avant le point D sur le chemin de chargement.

Les résultats obtenus avec l'inégalité (5.102 b) sont mis pour comparaison. Les deux inégalités donnent sensiblement les mêmes sollicitations limites ( $N_D, M_D$ ).

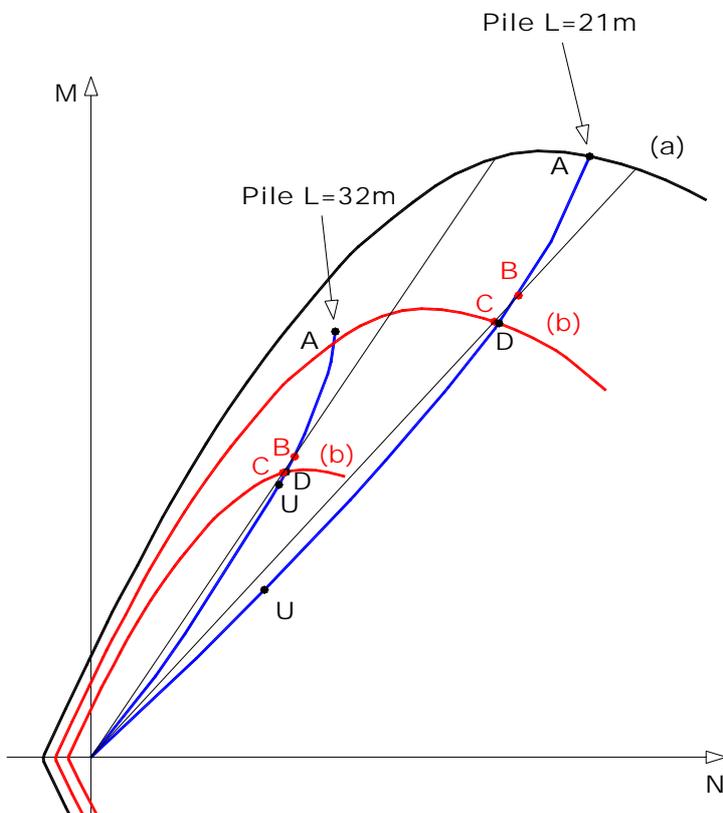


Fig./Tab. An. VI (12) : Application du format de sécurité selon l'inégalité (5.102 a) avec le couple (effort normal, moment)

### 6.3. Justification de l'utilisation de l'expression (5.102b)

On rappelle que les trois critères de vérification proposés par l'Eurocode 2 sont les suivantes :

$$\gamma_{Rd} \overbrace{E(\gamma_G G + \gamma_Q Q)}^{\text{effet des actions}} \leq \overbrace{R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O}\right)}^{\text{résistance correspondante}} \quad \text{Inégalité (5.102 a)}$$

ou

$$\overbrace{E(\gamma_G G + \gamma_Q Q)}^{\text{effet des actions}} \leq \overbrace{R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}}\right)}^{\text{résistance correspondante}} \quad \text{Inégalité (5.102 b)}$$

ou

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} \overbrace{E(\gamma_g G + \gamma_q Q)}^{\text{effet des actions}} \leq \overbrace{R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O}\right)}^{\text{résistance correspondante}} \quad \text{Inégalité (5.102 c)}$$

Avec

$\gamma_{Rd} = 1,06$  coefficient partiel associé à l'incertitude de modèle de résistance

$\gamma_{Sd} = 1,15$  coefficient partiel associé à l'incertitude de modèle, des actions et/ou de leurs effets

$\gamma_g$  coefficient partiel relatif aux actions permanentes G, compte non-tenu des incertitudes de modèle

$\gamma_q$  coefficient partiel relatif aux actions variables, compte non-tenu des incertitudes de modèle

$\gamma_G = \gamma_{Sd} \gamma_g$  coefficient partiel relatif aux actions permanentes G

$\gamma_Q = \gamma_{Sd} \gamma_q$  coefficient partiel relatif aux actions variables Q

$\gamma_O = 1,20$  coefficient de sécurité global

$\gamma_{O'} = \gamma_O \times \gamma_{Rd} = 1,27$

L'annexe nationale a réécrit ces trois inégalités sous une forme conforme aux prescriptions de l'Eurocode 0.

$$\overbrace{E(\gamma_G G + \gamma_Q Q)}^{\text{effet des actions}} \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times \overbrace{R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O}\right)}^{\text{résistance symbolique correspondante}} \quad \text{Inégalité (5.102 a)}$$

ou

$$\overbrace{E(\gamma_G G + \gamma_Q Q)}^{\text{effet des actions}} \leq \overbrace{R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}}\right)}^{\text{résistance symbolique correspondante}} \quad \text{Inégalité (5.102 b)}$$

ou

$$\gamma_{Sd} \overbrace{E(\gamma_g G + \gamma_q Q)}^{\text{effet des actions}} \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times \overbrace{R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O}\right)}^{\text{résistance symbolique correspondante}} \quad \text{Inégalité (5.102 c)}$$

Il est demandé d'une manière générale que l'une des trois inégalités soit satisfaite. Un examen plus détaillé permet cependant de s'apercevoir que les trois inégalités ne sont pas totalement équivalentes et que chacune est valable dans des conditions précises. Pour cela, il est nécessaire de revenir au format général de vérification défini par l'Eurocode 0 et rappelé brièvement au [Chapitre 2-4].

L'inéquation générale à vérifier s'écrit  $E_d \leq R_d$  avec comme premier membre les effets des actions et comme second membre le domaine de résistance [EC0 Expr.(6.8)]. Le domaine de résistance est défini par l'ensemble des sollicitations limites atteintes dans une section donnée de la structure.

En fait cette inéquation se décline en plusieurs inéquations lorsque chaque membre est exprimé en faisant apparaître de manière explicite les différents facteurs partiels de modèle :

$$E_d = \gamma_{Sd} E(\gamma_r F) \text{ ou } E_d = E(\gamma_r F) \quad [\text{EC0 Expr. (6.2) et (6.2a)}].$$

$$\text{et } R_d = (1/\gamma_{Rd}) R(X/\gamma_m) \text{ ou } R_d = R(X/\gamma_m) \quad [\text{EC0 Expr. (6.6) et (6.6a)}].$$

Il y a deux façons d'exprimer le premier et le second membre, donc au total quatre possibilités d'écrire le critère de vérification.

L'Eurocode 0 précise, qu'en fait, toutes ces expressions n'expriment pas la justification vis-à-vis du flambement [EC0 6.4.2(3)P]. En effet, le flambement peut se produire avant que les limites de résistance des matériaux ne soient atteintes. Dans ce cas se pose la question du choix du symbole à mettre au second membre pour définir l'état-limite correspondant. Par facilité l'Eurocode 2 partie 2 a conservé le symbole R et a choisi d'utiliser les charges appliquées pour définir les limites ; d'où l'utilisation de R(q<sub>ud</sub>), même si, dans le cas du flambement, ce n'est plus une résistance, au sens strict du terme, qui intervient.

En introduisant les symboles utilisés par l'Eurocode 2 partie 2, ( $\gamma_G G + \gamma_Q Q$ ) pour les charges correspondant à la combinaison fondamentale d'ELU, et q<sub>ud</sub> pour la charge ultime de ruine de calcul, le critère de vérification de la sécurité est exprimé en écrivant que les valeurs maximales des effets des actions sont limitées par les valeurs minimales des limites de "résistance", soit par l'inégalité :

$$E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) < R(q_{ud} / (\gamma_{Rd} \times \gamma_o))$$

Le comportement appelé « **sur-proportionnel** » se rencontre quand les sollicitations croissent plus rapidement que les actions ; c'est notamment le cas du flambement. L'inégalité de base peut être détaillée par la suite d'inégalités suivante :

$$\underbrace{\gamma_{Sd} E\left(\frac{\gamma_G}{\gamma_{Sd}} G + \frac{\gamma_Q}{\gamma_{Sd}} Q\right)}_{\text{inégalité (5.102 c)}} < \overbrace{E(\gamma_G G + \gamma_Q Q)}^{\text{inégalité (5.102 b)}} < R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \times \gamma_o}\right) < \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_o}\right)$$

On reconnaît facilement dans cette suite d'inégalités les trois inégalités a), b) et c) de l'Eurocode 2 partie 2 réécrites correctement. Il est aussi aisé de voir que la seule vérification de l'inégalité b) assure la vérification des deux inégalités a) et c).

En revanche, avec le comportement dit « **sous-proportionnel** » c'est-à-dire quand les sollicitations croissent moins rapidement que les actions (section qui se plastifie par exemple), la suite d'inégalités s'écrit différemment, comme ci-après :

$$\overbrace{E(\gamma_G G + \gamma_Q Q)}^{\text{inégalité (5.102b)}} < \underbrace{\gamma_{Sd} E\left(\frac{\gamma_G}{\gamma_{Sd}} G + \frac{\gamma_Q}{\gamma_{Sd}} Q\right)}_{\text{inégalité (5.102 c)}} < \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_o}\right) < R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \times \gamma_o}\right)$$

Il est aussi facile de contrôler que les inégalités a) et b) sont satisfaites dès lors que l'inégalité c) est vérifiée.

En conclusion, pour le comportement appelé « **sur-proportionnel** » (exemple flambement), l'inégalité (5.102b) place en sécurité et pour le comportement appelé « **sous-proportionnel** », c'est l'inégalité (5.102c) qui place en sécurité. L'inégalité (5.102a) qui n'est qu'une variante simplifiée de l'inégalité (5.102c) sans faire apparaître le coefficient partiel du côté des effets des actions du premier membre, n'a qu'un intérêt limité.

Le guide préconise l'utilisation de l'inégalité (5.102b) dans tous les cas, car elle est d'utilisation particulièrement simple : elle ne nécessite pas de détermination de diagrammes d'interaction ; elle évite d'avoir à s'interroger si le comportement peut être "sur ou sous" proportionnel. De plus elle place du côté de la sécurité dans le cas important du flambement. Et enfin l'imprécision qu'elle génère vis-à-vis de la sécurité dans le cas de comportement sous-proportionnel est acceptable car le facteur partiel pour incertitude de modèle n'intervient que pour une valeur de 1,06 dans un facteur partiel global de 1,27.

## 7. Récapitulatif des résultats des quatre méthodes sur la section à l'encastrement

### 7.1. Résultats des calculs pour la pile de hauteur 21 m

EFFORTS SOUS CHARGE $q_{ELU}$	EC2-1-1			EC2-2
	METHODE BASEE SUR $1/r$	METHODE BASEE SUR EI	METHODE GENERALE	METHODE GENERALE
$N_{Ed}$	46,719			
$M_{0Ed}$	22,838			
$M_{Ed}$	41,199	48,572	24,441	24,031
$M_{Ed}/M_{0Ed}$	1,80	2,13	1,07	1,05

La pile est correctement dimensionnée vis-à-vis des sollicitations données par les quatre méthodes d'analyse structurales

### 7.2. Résultats des calculs pour la pile de hauteur 32 m

EFFORTS SOUS CHARGE $q_{ELU}$	EC2-1-1			EC2-2
	METHODE BASEE SUR $1/r$	METHODE BASEE SUR EI	METHODE GENERALE	METHODE GENERALE
$N_{Ed}$	50,646			
$M_{0Ed}$	33,322			
$M_{Ed}$	78,853 (*)	310,482 (*)	43,220	39,129
$M_{Ed}/M_{0Ed}$	2,37	9,32	1,30	1,17

(\*) Les sollicitations obtenues par les deux méthodes simplifiées dépassent largement le moment résistant de la section critique.

Par contre, la pile est correctement dimensionnée vis-à-vis des sollicitations données par les deux méthodes générales.

Cet exemple confirme que les méthodes simplifiées sont très sécuritaires et qu'il faut préférer les méthodes générales pour obtenir un dimensionnement plus réaliste et plus précis des structures élancées.

## Annexe VII

### Exemples de calcul d'ouvertures de fissures aux ELS

L'Eurocode permet de traiter un grand nombre de cas de figure. Les exemples suivants permettent d'illustrer les différentes méthodes de calcul. Les calculs ne sont pas systématiquement détaillés, mais sont données toutes les hypothèses de calcul qui permettront au lecteur de retrouver les valeurs numériques des résultats.

Auparavant, le principe de calcul des contraintes pour les sections en béton précontraint [Chapitre 3-3.1.4] fissurées en service, mérite d'être rappelé et détaillé ici, les sections en béton armé ne présentant pas de difficultés particulières.

On a déjà constaté lors d'un premier calcul en section non fissurée, sous combinaison caractéristique, que les contraintes de traction en fibre la plus tendue dépassent  $f_{ctm}$  en valeur absolue. Les calculs sont donc ensuite faits en section fissurée que ce soit sous combinaison caractéristique ou sous combinaison fréquente.

*Sous combinaison quasi-permanente le calcul des contraintes se fera toujours en section non fissurée car la section va rester comprimée conformément à l'hypothèse la plus défavorable adoptée pour le dimensionnement.*

Lorsqu'il y a fissuration, il est admis que les armatures de précontrainte adhérentes situées dans la zone tendue contribuent par leurs surtensions à la maîtrise de la fissuration sur une distance  $\leq 150$  mm du centre de l'armature.

Les calculs sont faits à partir des coefficients d'équivalence  $E_s/E_{cm}$  et  $E_p/E_{cm}$  (autrement dit, pas de prise en compte du fluage, conformément aux recommandations du chapitre 4 de ce guide).

La surtension des aciers de précontrainte au-delà de l'état de déformation nulle du béton adjacent est pondérée

par  $\xi_1 = \sqrt{\xi \times \frac{\phi_s}{\phi_p}}$ , rapport des capacités d'adhérence des armatures de béton précontraint et de béton armé.

Dans le calcul des contraintes, ce terme est compté pour tous les aciers de précontrainte situés dans le béton tendu (tandis que pour les calculs d'ouverture de fissure et pour le ferrailage minimal de maîtrise de la fissuration seule est comptée la surtension des aciers de précontrainte situés dans  $A_{c,eff}$ , voir l'application numérique ci-dessous).

La surtension jusqu'au retour à zéro, notée  $\Delta\sigma'_p$ ) est comptée intégralement.

Les équations d'équilibre dans la section fissurée sont exprimées comme suit :

$$N = F_c - A_s \sigma_s - A_p \times (\Delta\sigma'_p + \xi_1 \Delta\sigma_p)$$

où  $F_c$  est l'effort de compression dans le béton et

$$M = M_c - A_s \times \sigma_s (d_s - v) - A_p \times (\Delta\sigma'_p + \xi_1 \Delta\sigma_p) \times (d_p - v)$$

où  $M_c$  est le moment dû aux contraintes de compression dans le béton, exprimé par rapport au centre de gravité de la section.

Par ailleurs les équations de compatibilité des déformations sont écrites, et le système obtenu est résolu.

## 1. PSIDP (flexion longitudinale, en précontrainte partielle)

### 1.1. Données

Dans cet exemple, la précontrainte longitudinale a été dimensionnée sur la base du critère minimum de l'Eurocode, à savoir la non-décompression sous combinaison quasi-permanente, afin d'obtenir un fonctionnement de la structure en précontrainte partielle.

Ce dimensionnement aboutit à la précontrainte suivante : 15 câbles 12T15S ( $A_p = 15 \times 1800 \text{ mm}^2$ ), dont le tracé est donné ci-dessous :

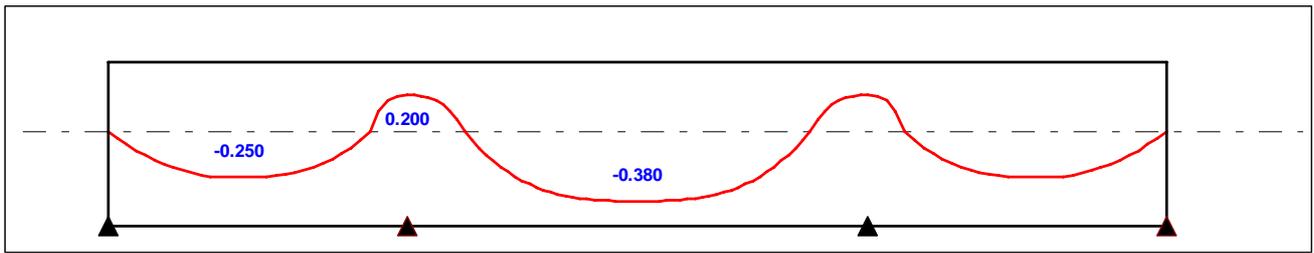


Fig./Tab. An. VII (1) : Câblage du PSIDP

On traite dans cet exemple le cas de la section située au milieu de la grande travée

A mi-travée, les câbles ont pour excentricité  $e_0$  et la ligne de précontrainte a pour excentricité  $e_{00} = -0,213 \text{ m}$ .

La distance entre le hourdis supérieur et le centre de gravité des câbles vaut :

$$d_p = v + 0,380 = 0,386 + 0,380 = 0,766 \text{ m}$$

La section d'aciers passifs est  $A_s = 72 \text{ cm}^2$  (section dimensionnée aux ELU et à la flexion), à base de HA20.

La distance entre le hourdis supérieur et le centre de gravité des aciers vaut  $d_s = 0,84 \text{ m}$

#### Valeurs des sollicitations :

$$P_{m,CT} = 34,99 \text{ MNm (valeur court terme)}$$

$$P_{m,LT} = 32,32 \text{ MNm (valeur après pertes différées)}$$

$$P_{k,inf,LT} = 0,9P_{m,LT} = 29,09 \text{ MN}$$

$$M_{g+g'} = 9,39 \text{ MNm}$$

$$M_{GT} = 0,85 \text{ MNm (moment dû au gradient thermique positif)}$$

$$M_{LM1,fr\u00e9q} = 4,77 \text{ MNm}$$

$$M_{LM1,carac} = 7,40 \text{ MNm}$$

Les caractéristiques mécaniques de la section sont données en [Annexe I].

## 1.2. Calcul des contraintes aux ELS

Les applications numériques ne sont pas toutes détaillées et donnent les résultats suivants :

#### • Sous combinaison quasi-permanente

Par simplification, les calculs de contraintes ont été faits en section brute. La combinaison Q.P. donnant la plus petite compression en fibre inférieure est obtenue pour le moment :

$$M = M_{g+g'} + 0,5M_{GT} + P_{k,inf,LT} \times e_{00} = 3,62 \text{ MNm}$$

Les contraintes correspondantes valent :

$$\sigma = 6,2 \text{ MPa en fibre supérieure}$$

$$\sigma' = 0,2 \text{ MPa en fibre inférieure}$$

La contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte vaut  $\sigma_{cp} = 1,0 \text{ MPa}$

#### • Sous combinaison caractéristique

D'après le tableau 6.2 de l'Eurocode 2,  $\xi = 0,5$  (précontrainte par post-tension adhérente constituée de torons,  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ )

$$\phi_s = 20 \text{ mm}, \phi_p = 1,6\sqrt{A_p} = 1,6\sqrt{1800} = 68 \text{ mm}, \xi_1 = \sqrt{0,5 \times \frac{20}{68}} = 0,34$$

$$\text{Par ailleurs, } \Delta\sigma'_p = \sigma_{cp} \times \frac{E_p}{E_{cm}} \approx 6 \text{ MPa}$$

La résolution du système d'équations d'équilibre et de compatibilité des déformations n'est pas détaillée et les résultats suivants sont obtenus :

$$N = P_{k,inf,LT} = 29,09 \text{ MN}$$

$$M = M_{g+g'} + 0,6M_{GT} + M_{LM1,carac} + P_{k,inf,LT} \times e_{00} = 11,11 \text{ MNm}$$

$$\sigma_s = 298 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 86 \text{ MPa}, \Delta\sigma_p + \Delta\sigma'_p = 92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 21,0 \text{ MPa (contrainte de compression en fibre supérieure)}$$

• **Sous combinaison fréquente :**

$$N = P_{k,inf,LT} = 29,09 \text{ MN}$$

$$M = M_{g+g'} + 0,5M_{GT} + M_{LM1,fréq} + P_{k,inf,LT} \times e_{00} = 8,39 \text{ MNm}$$

$$\sigma_s = 94 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 26 \text{ MPa}, \Delta\sigma_p + \Delta\sigma'_p = 32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 13,2 \text{ MPa (contrainte de compression en fibre supérieure)}$$

$$x = 0,299 \text{ m (position de l'axe neutre, utile pour le calcul de l'ouverture de fissure)}$$

### 1.3. Vérification des contraintes aux ELS

Les vérifications sont faites sous combinaison caractéristique :

$$\sigma_s = 298 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 21,0 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma'_p = \frac{32,32}{15 \cdot 1800 \cdot 10^{-6}} + 92 = 1289 \text{ MPa} < 0,80f_{pk} = 0,80 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

Les limites sont respectées.

*C'est la valeur probable de la contrainte dans les armatures de précontrainte qui doit être limitée sous combinaison caractéristique de charges [EC2-1-1/AN 7.2(5)] et [Chapitre 7-1.2.3]. Dans le calcul précédent, on a utilisé la valeur probable à l'état permanent et ajouté les variations de contrainte déjà obtenues sous la combinaison caractéristique avec  $P_{k,inf}$ . Ce calcul est en principe du côté de la sécurité. Un calcul formellement plus cohérent consisterait à recalculer les variations de contrainte dans les armatures de précontrainte à partir de l'état obtenu avec  $P_m$ .*

## 1.4. Vérification de l'ouverture de fissure sous combinaison fréquente

Ici le calcul d'ouverture de fissure par la méthode directe [EC2-1-1 7.3.4] est détaillé. La section étant approximativement rectangulaire dans la zone tendue, les formules proposées peuvent être appliquées.

Soient :

$$\sigma_s = 94 \text{ MPa}$$

$$h_{c,ef} = \min ( 2,5 \times (h-d_s) ; (h-x)/3 ) = \min ( 2,5 \times 60 ; (900-299) / 3 ) = 150 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = 6,20 \times 0,150 = 0,93\text{m}^2$$

$$A'_p = A_p = 15 \times 1800 \text{ mm}^2 \text{ (car toutes les armatures de précontrainte sont situées dans } A_{c,ef}\text{)}$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A'_p) / A_{c,eff} = 1,11 \%$$

$$k_t = 0,6$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,6 \sigma_s / E_s = 282 \text{ } \mu\text{m/m} \text{ (le premier terme de l'équation (7.9) de l'Eurocode 2 donne un résultat négatif)}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times 30 + 0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times 20 / 1,11 \% = 408 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 282 \times 10^{-6} \times 408 = \mathbf{0,12 \text{ mm}}$$

La valeur obtenue est inférieure à la limite admissible de 0,2 mm.

## 1.5. Calcul du ferrailage minimum

Le ferrailage minimum n'est pas dimensionnant ici, puisqu'il correspond au ferrailage qui serait nécessaire pour équilibrer le moment de fissuration (c'est-à-dire le moment créant une traction  $f_{ctm}=3,2\text{MPa}$  en fibre inférieure, en présence de l'effort normal  $P_{k,inf,LT}$ ), alors que le moment sous combinaison caractéristique est largement supérieur au moment de fissuration.

Le calcul est toutefois effectué pour illustrer la démarche.

La section étant approximativement rectangulaire dans la zone tendue, la formule (7.1) peut être appliquée. En négligeant la contribution des aciers de précontrainte, cela donne successivement :

$$M_{fiss} = ( N/S + f_{ct,eff} ) I/v' = 7,11 \text{ MNm}$$

Sous  $M_{fiss}$  et  $P_{k,inf,LT}$ , la hauteur tendue avant fissuration est de 24 cm

$$A_{ct} = 0,24 \times 6,2 = 1,5 \text{ m}^2$$

$$\sigma_c = N/S = P_{k,inf,LT} / S = 3,6 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 1,5 \text{ (section comprimée)}$$

$$h^* = h \text{ (car } h < 1,0\text{m)}$$

$$k_c = 0,4 [ 1 - 3,6/(1,5 \times 3,2) ] = 0,1$$

$$k = 1,0 \text{ (puisque'on considère des contraintes dues à des efforts extérieurs)}$$

$$A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / f_{yk} = 0,1 \times 1,0 \times 3,2 \times 1,5 / 500 = 9,6 \text{ cm}^2, \text{ inférieur au ferrailage mis en place.}$$

Une alternative consiste à calculer les contraintes en section fissurée sous l'effet du moment de fissuration, et à vérifier que les contraintes dans les aciers passifs restent inférieures à 500 MPa.

## 2. Encorbellement du PSIDP (flexion transversale, béton armé)

### 2.1. Données

La section au niveau du gousset côté glissière GS2 (épaisseur 35cm) est vérifiée.

$$M_{QP} = 24 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{fréq}} = 93 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{carac}} = 119 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 161 \text{ kNm/m}$$

Le dimensionnement du ferrailage en flexion à l'ELU de résistance donne  $A_s = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit un ferrailage avec HA14,  $s = 125$  ( $A_s = 12,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), et un enrobage  $c = 30 \text{ mm}$ .

### 2.2. Calcul des contraintes sous combinaison caractéristique :

Le calcul est fait en section fissurée avec un coefficient d'équivalence  $n = 15$

$$\sigma_s = 342 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ pour des aciers B500}$$

### 2.3. Vérification de l'ouverture de fissure sous combinaison fréquente :

Le calcul est fait avec un coefficient d'équivalence  $n = 15$  et donne successivement :

$$x = 91 \text{ mm (hauteur comprimée en section fissurée)}$$

$$h-d = c+\phi/2 = 37 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 267 \text{ MPa}$$

$k_t = 0,6$  (combinaison d'action correspondant à un chargement essentiellement court terme)

$$h_{c,ef} = \min [ 2,5 \times (h-d) ; (h - x) / 3 ] = \min [ 2,5 \times 37 ; (350 - 91) / 3 ] = 86 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{eff}} = A_s / h_{c,ef} = 12,3 \times 10^{-4} / 0,086 = 1,43 \%$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max [ (\sigma_s - k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})) / E_s ; 0,6 \sigma_s / E_s ]$$

Le premier terme de cette expression [EC2-1-1 Expr.(7.9)] donne une valeur inférieure au plancher :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,6 \sigma_s / E_s = 801 \text{ } \mu\text{m/m}$$

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi / \rho_{\text{eff}} = 3,40 \times 30 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 14 / 1,43 \% = 269 \text{ mm}$$

$$w_k = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \times s_{r,max} = 801 \times 10^{-6} \times 269 = 0,22 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm}$$

*Le dimensionnement du ferrailage sous la combinaison fondamentale aux ELU permet de satisfaire à la limitation de l'ouverture de fissure à 0,3 mm sous combinaison fréquente. Cependant, le taux de travail des armatures passives reste relativement élevé sous combinaison caractéristique, avec risque de fatigue. Dans cet exemple, il conviendrait soit de vérifier à la fatigue des armatures, soit d'augmenter la section d'armatures pour limiter leur taux de travail à 300 MPa sous combinaison caractéristique et bénéficier de la règle de dispense.*

## 3. Tirant en béton armé et précontraint soumis à des charges extérieures

### 3.1. Données

Cet exemple permet de traiter la présence simultanée d'aciers de précontrainte et d'aciers passifs.

Schéma :

- tirant  $250 \times 250$ , béton C35/45,
- 4HA16 situés aux 4 coins (distance  $c+\phi/2 = 50$  mm),  $f_{yk} = 500$  MPa,
- 2 monotorons adhérents T13S,  $E_p = 200\,000$  MPa,  $\sigma_{p0} = 1350$  MPa (tension dans les câbles avant relâchement du vérin).

Chargement extérieur (hors précontrainte)  $N = -430$  kN (traction)

$$A_s = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_p = 200 \text{ mm}^2, P_0 = A_p \times \sigma_{p0} = 270 \text{ kN}$$

$$A_c = 250^2 - 800 - 200 = 61\,500 \text{ mm}^2 \text{ (section nette)}$$

Diamètre équivalent des torons de précontrainte : les torons T13S sont constitués d'un fil central de 4,40 mm de diamètre et de 6 fils périphériques de 4,25 mm. La formule proposée en 6.8.2(2)P est  $\phi_p = 1,75\phi_{\text{wire}}$  soit  $\phi_p = 1,75 \times 4,25 = 7,44$  mm

Rapport de capacité d'adhérence des torons par rapport aux aciers HA :  $\xi = 0,6$  (torons en pré-tension).

Rapport de capacité d'adhérence des torons par rapport aux aciers HA, corrigé de leurs diamètres :

$$\xi_1 = \sqrt{(0,6 \times 16 / 7,44)} = 1,136$$

Ce cas particulier donne  $\xi_1 > 1$ . Bien que ce ne soit pas dit explicitement, il serait contraire à l'esprit du texte de prendre une valeur supérieure à  $1,0 \times \xi_1 = 1$  sera donc retenu pour le calcul des contraintes (même adhérence).

### 3.2. Calcul de l'ouverture de fissure

Le calcul des ouvertures de fissures est fait avec l'hypothèse d'un chargement court terme.

#### • Calcul de la contrainte dans les aciers au droit des fissures :

Le calcul est fait avec la valeur basse de la fourchette de précontrainte :  $r_{\text{inf}} = 0,90$

$$N_{\text{ext}} = -r_{\text{inf}} \times A_p \times \sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

$$\sigma_p = E_p \times \varepsilon_p$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_s \text{ (cas de la prétension)}$$

$$\Rightarrow N_{\text{ext}} = -r_{\text{inf}} \times P_0 - (r_{\text{inf}} \times A_p + A_s) \times \sigma_s$$

$$\sigma_s = (-0,9 \times 270 + 430) / (0,9 \times 200 + 800) = 191 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 0,9 \times 1350 + 191 = 1406 \text{ MPa}$$

*Dans ce calcul, une même adhérence entre les différents aciers a été supposée, conformément aux remarques faites précédemment sur le calcul en section fissurée.*

- **Calcul de l'espacement entre fissures :**

*L'Eurocode ne traite pas de façon générale la participation simultanée d'aciers passifs et d'aciers de précontrainte à la maîtrise de la fissuration. Il est nécessaire de faire un certain nombre d'hypothèses dans ce paragraphe afin de pouvoir utiliser les formules proposées.*

$$k_1 = (800 \times 0,8 + 200 \times 1,6) / (800+200) = 0,96$$

*La valeur de 1,6 pour les torons adhérents est certainement sévère, cette valeur s'appliquant plutôt au cas des barres lisses. Le calcul est donc sécuritaire. Par ailleurs, en l'absence de précision dans l'Eurocode 2, on a choisi ici d'utiliser une valeur de  $k_1$  intermédiaire déterminée à partir d'une pondération sur les sections d'armatures.*

$$k_2 = 1,0 \text{ (traction pure)}$$

$$\Phi_{eq} = 16 \text{ mm}$$

*La formule (7.12) de pondération de  $\phi_{eq}$  ne s'applique que dans le cas d'aciers passifs de diamètres différents. Ici, il n'y a qu'un seul diamètre d'acier passif de référence, c'est cette valeur qui doit être introduite dans la formule.*

*Il faut noter que dans le cas général il faudrait utiliser la définition  $\xi_1^2 = \xi \phi_{eq} / \phi_p$*

$$A_{c,eff} = A_c$$

*En effet, l'aire efficace de chaque acier passif est délimitée par un carré de 2,5 (h-d) = 125 mm de côté. Les aires efficaces des 4 aciers passifs suffisent donc à couvrir la section, sans même compter l'armature de précontrainte.*

$$A'_p = A_p = 200 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = (800 + 1,136^2 \times 200) / 61500 = 1,72 \%$$

$$\phi_{eq} / \rho_{p,eff} = 16 / 1,72 \% = 930 \text{ mm}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times (50-16/2) + 0,425 \times 0,96 \times 1,0 \times 930 = \mathbf{522 \text{ mm}}$$

- **Calcul de  $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  :**

$$k_t = 0,6 \text{ (calcul court terme)}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200\,000 / 34\,077 = 5,87$$

$$\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,33 \text{ mm/m} < 0,6 \sigma_s / E_s = 0,57 \text{ mm/m}$$

- **Calcul de  $w_k$  :**

$$w_k = 522 \times 0,57 = \mathbf{0,30 \text{ mm}}$$

### 3.3. Calcul du ferrailage minimum

Calcul en section non fissurée sous l'effort appliqué, avec  $r_{inf} = 0,9$

$$N_{ext} = A_c \times \sigma_c - r_{inf} \times A_p \times \sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

$$\sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \sigma_c = E_c \times \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_s \quad (\text{cas de la précontrainte}) \quad \text{et } \varepsilon_c = -\varepsilon_s$$

$$\Rightarrow N_{ext} = -r_{inf} \times P_0 - (A_c / \alpha_e + r_{inf} \times A_p + A_s) \times \sigma_s$$

$$\sigma_s = (-0,9 \times 240 + 430) / (0,9 \times 200 + 800 + 61500 / 5,87) = 16,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = -\sigma_s / \alpha_e = -2,8 \text{ MPa}$$

Le béton est tendu, il faut donc mettre le ferrailage minimum [EC2-1-1 7.3.2(4)]

$$k_c = 1,0 \text{ (traction pure)}$$

$$k = 1,0 \text{ (traction due à des charges extérieures)}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$A_{ct} = A_c = 61500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = (1,0 \times 1,0 \times 3,2 \times 61500) / 500 = 394 \text{ mm}^2$$

C'est le ferrailage passif nécessaire pour équilibrer un effort de traction de 3,2 MPa dans le béton

$A_{s,min} < A_s$  : le ferrailage prévu est suffisant.

Nota : il aurait été possible de tenir compte de la participation des torons adhérents pour déterminer le ferrailage minimum, [EC2-1-1 7.3.2(3)] :  $A_{s,min} = 394 - \xi_1 \times A_p \times \Delta \sigma_p / \sigma_s$  (calcul cependant inutile dans ce cas)

## 4. Dalle en béton armé soumise à du retrait empêché

### 4.1. Données

Cet exemple correspond à un voile coulé entre deux bétons existants, parfaitement rigides.

Ce type de problème est traité de façon générale dans l'Eurocode 2 partie 1-1, et est repris et détaillé dans l'Eurocode 2 partie 3 (silos et réservoirs), où les problèmes de maîtrise de la fissuration sous déformations gênées sont particulièrement sensibles. Il sera donc fait appel à l'Eurocode 2 partie 3 lorsque nécessaire.

#### • Description de la dalle :

- dalle  $1\text{m} \times 0,24\text{m}$ , béton C35/45, aciers  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,
- ferrailage HA12  $s=200$  en nappe supérieure et HA14  $s=200$  en nappe inférieure,  $c = 3\text{cm}$ .

#### • Choix de la valeur de $f_{ct,eff}$

S'agissant d'un problème de déformation imposée, il faut déterminer la date à laquelle la fissuration est susceptible de se produire : à 28 jours ou avant ?

$$N = -E_c \times A_c \times \varepsilon_{cs} \quad \text{effort normal hyperstatique dû au retrait empêché du béton}$$

$$\sigma_c = N / (A_c + \alpha_e \times A_s) \approx N / A_c \quad \text{contrainte dans le béton (calcul en section non fissurée)}$$

La courbe  $\sigma_c(t)$  peut être tracée et comparée à la résistance en traction du béton :

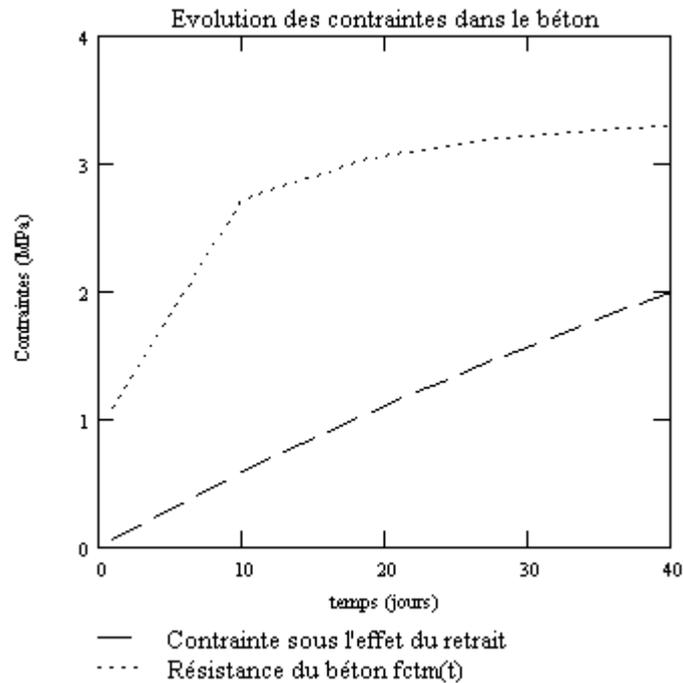


Fig./Tab. An. VII (2) : Comparaison entre la contrainte de traction due au retrait gêné et  $f_{ctm}(t)$

Au vu de ces courbes, on ne peut pas affirmer que la fissuration sous l'effet du retrait empêché se produira avant 28 jours.  $f_{ct,eff}$  est donc choisi égal à  $f_{ctm}$ .

## 4.2. Calcul des contraintes dans les aciers pour le calcul des ouvertures de fissure

L'Eurocode 2 partie 1-1 donne la valeur à prendre en compte dans le cas d'un tirant soumis à des déformations gênées :

$$\sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}/A_s \quad [\text{EC2-1-1 7.3.3(2) note}]$$

L'Eurocode 2 partie 3 confirme cette valeur :

$$\sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff}/\rho_s \quad [\text{EC2-3 Anx.M Expr.(M.2)}]$$

Coefficients :

$k_c = 1,0$  dans le cas d'un tirant en traction pure

$k = 0,65$  (coefficient de réduction spécifique au calcul des contraintes sous déformation imposée)

Ici, les deux nappes ne sont pas symétriques, le coefficient  $k_c$  n'est donc pas rigoureusement égal à 1,0. Le calcul des contraintes dans les deux nappes peut se faire directement lorsque le tirant est soumis aux sollicitations.

$$N = -k \times f_{ct,eff} \times A_c \quad \text{et} \quad M = 0$$

Ce qui donne  $\sigma_{s,sup} = 440$  MPa et  $\sigma_{s,inf} = 330$  MPa (au lieu de  $\sigma_s = 0,65 \times f_{ct,eff} \times A_{ct}/A_s = 374$  MPa si le ferrailage avait été symétrique).

Autrement dit :  $k_{c,sup} = 440 / 374 = 1,17$  pour la nappe supérieure, et  $k_{c,inf} = 330 / 374 = 0,87$  pour la nappe inférieure.

### 4.3. Calcul de l'ouverture de fissure

- **En nappe supérieure :**

$$h_{c,ef} = \min ( 2,5 \times (h-d) ; h/2 ) = \min ( 2,5 \times 36 ; 120 ) = 90 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = 0,09 \text{ m}^2$$

$$\rho_{ef} = A_{s,sup} / A_{c,ef} = 0,63 \%$$

$$k_2 = (440+330)/(2 \times 440) = 0,87 \text{ (on retrouve le coefficient } k_{c,inf} \text{ calculé plus haut)}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times 30 + 0,425 \times 0,8 \times 0,87 \times 12 / 0,63 \% = 670 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max [ (\sigma_s - k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})) / E_s ; 0,6 \sigma_s / E_s ] \text{ avec } k_t = 0,4 \quad [\text{EC2-1-1 Expr.(7.9)}]$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \max [ (440 - 0,4 \times 3,2 / 0,63 \% \times (1 + 5,86 \times 0,63 \%)) / 200000 ; 0,6 \times 440 / 200000 ] \\ &= \max [ 1,18 \text{ mm/m} ; 1,32 \text{ mm/m} ] = 1,32 \text{ mm/m} \end{aligned}$$

*L'Eurocode 2 partie 3 donne une formule légèrement différente pour ce cas spécifique :  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,5 \sigma_s / E_s$ , au lieu de l'expression (7.9) de l'Eurocode 2 partie 1-1, soit 1,10 mm/m. Cette dernière formule, qui est plus favorable sera utilisée.*

$$w_k = 1,10 \cdot 10^{-3} \times 670 = \mathbf{0,74 \text{ mm}}$$

Cette expression est valable à proximité des aciers. L'espacement de 200mm étant supérieur à  $5(c+\phi/2) = 180 \text{ mm}$ , l'expression (7.14) est également utilisée, soit :

$$s_{r,max} = 1,3h = 312 \text{ mm}$$

$$w_k = 1,10 \times 10^{-3} \times 312 = 0,34 \text{ mm}$$

Ce résultat n'est pas logique, puisqu'il donne un espacement de fissures plus grand au niveau des aciers qu'entre deux aciers (contrairement à la figure 7.2 de l'Eurocode 2 partie 1-1). Cela montre les limites des formules, qui sont manifestement calées pour des poutres en flexion plutôt que pour des dalles en traction. Pour une dalle, les résultats expérimentaux montrent qu'il serait plus juste d'utiliser  $s_{r,max} = 1,3 \times \max(s ; h)$ , où s est l'espacement des aciers, bien que cela ne change pas le résultat ici.

- **En nappe inférieure**

$$h_{c,ef} = \min ( 2,5 \times (h-d) ; h/2 ) = \min ( 2,5 \times 37 ; 120 ) = 92 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = 0,0925 \text{ m}^2$$

$$\rho_{ef} = A_{s,inf} / A_{c,ef} = 0,83 \%$$

$$k_2 = 0,87 \text{ (inchangé)}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times 30 + 0,425 \times 0,8 \times 1,17 \times 14 / 0,83 \% = 601 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,82 \text{ mm/m} \quad [\text{EC2-3 Anx.M.1}]$$

$$w_k = 0,82 \times 10^{-3} \times 601 = \mathbf{0,49 \text{ mm}}$$

Pour mémoire, calcul loin des aciers :

$$s_{r,max} = 1,3h = 312 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,82 \times 10^{-3} \times 312 = 0,26 \text{ mm}$$

- **Bilan**

Le ferrailage mis en place n'est pas suffisant pour reprendre entièrement les efforts dus aux déformations imposées.

#### 4.4. Ferrailage à mettre en place pour équilibrer les déformations imposées avec $w_k = 0,3 \text{ mm}$

Le même diamètre d'aciers en fibre supérieure et inférieure est adopté, afin de symétriser le problème. Donc  $k_c = 1,0$ .

Le ferrailage minimum de non-fragilité est donné par :

$$A_{s,\min} = k_c \times k \times f_{ct,\text{eff}} \times A_{ct} / f_{yk} = 1,0 \times 0,65 \times 3,2 \times 0,24 / 500 = 10,0 \text{ cm}^2, \text{ soit deux nappes de HA12, } s = 200.$$

Comme vu précédemment ce ferrailage est nettement insuffisant pour respecter une ouverture de fissure de  $0,3 \text{ mm}$ . Le tableau 7.2N peut être utilisé pour dimensionner le ferrailage (méthode simplifiée) :

Par exemple, avec des aciers HA14 :

$$\phi_s = 14 \text{ mm}$$

$$\phi_s^* = \phi_s \times 2,9 / f_{ct,\text{eff}} \times 8 \times (c + \phi/2) / h_{cr} = \phi_s \times 2,9 / 3,2 \times 8 \times 0,037 / 0,24 = 1,12 \phi_s = 16 \text{ mm}$$

$$\text{D'où } \sigma_s = 240 \text{ MPa (tableau 7.2N pour } w_k = 0,3 \text{ mm)}$$

Connaissant le taux de travail à retenir pour des HA 14, la formule du ferrailage minimal est utilisée pour déterminer un espacement.

$$\text{D'où } \rho = k_c \times k \times f_{ct,\text{eff}} / \sigma_s = 1,0 \times 0,65 \times 3,2 / 240 = 0,86 \% \quad A_s = 0,0086 \times 24/2,1 = 10,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ ou } 6,7 \text{ HA14/ml}$$

$$\text{D'où } s = 150 \text{ mm}$$

Une vérification par le calcul selon la méthode directe montre que le choix de 2 lits de HA14,  $s = 150$  donne  $w_k = 0,31 \text{ mm}$  et dans ce cas les deux méthodes donnent des résultats proches.

## 5. Voile en béton armé coulé au contact d'un béton plus âgé

### 5.1. Données

Cet exemple permet de modéliser le comportement d'un hourdis inférieur d'un voussoir en béton coulé en place contre un voussoir précédent déjà durci, ou encore une levée de pile sur la levée précédente.

L'exemple précédent a permis de déterminer le ferrailage nécessaire en supposant que le voile est parfaitement encastré latéralement, ce qui n'est pas le cas pour un hourdis de pont caisson ou pour une levée de pile. L'exemple du voile précédent est donc repris, avec un ferrailage inférieur à celui résultant du calcul précédent, soit des HA12 et HA14 avec espacement de  $s = 200$ .

La largeur de ce voile est de  $5 \text{ m}$ , sa hauteur courante est de  $3,30 \text{ m}$  et un cycle de réalisation de  $7 \text{ jours}$  est supposé.

Le problème étudié est le suivant : ferrailage transversal pour couvrir les effets du retrait différentiel et du retrait thermique lors du bétonnage.

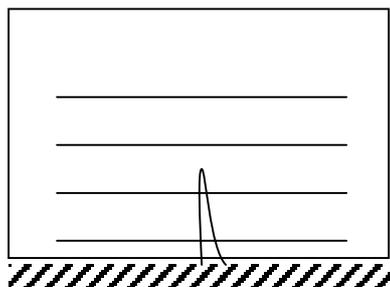


Fig./Tab. An. VII (3) : Illustration du problème traité : fissuration d'un voile restreint sur un seul côté

Ce problème est traité de façon détaillée dans l'Eurocode 2 partie 3, en particulier les annexes L et M.

## 5.2. Calcul de l'ouverture de fissure

L'ouverture de fissure est calculée à partir de l'expression  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = R \times \varepsilon_{free}$ , où  $\varepsilon_{free}$  est le retrait libre qui se produirait en l'absence de blocage, et R un coefficient réduction lié au type de blocage.

Pour la partie centrale d'un voile de rapport  $L / H = 5,0 / 3,3 = 1,5$  la valeur recommandée de R est  $R = 0,5$  à la base du voile, et  $R = 0$  au sommet du voile (tableau L.1)

Le ferrailage est dimensionné pour la zone la plus sollicitée, soit  $R = 0,5$

$\varepsilon_{free}$  est la somme de deux termes :

- retrait thermique : par exemple, pour une élévation de température de  $40^{\circ}\text{C}$ ,  $\varepsilon_T = \alpha \cdot \Delta T = 0,4 \text{ mm/m}$ ,
- retrait différentiel entre les deux éléments : il est donné par la courbe  $\varepsilon_{cd}(t+7) - \varepsilon_{cd}(t)$ . Cette courbe est maximale pour  $t = 0$ , soit  $\Delta\varepsilon_{cd} < 0,02 \text{ mm/m}$  (négligeable).

D'où  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \approx 0,5 \times 4 \cdot 10^{-4} = 0,20 \text{ mm/m}$ .

Calcul de l'ouverture de fissure :

- hourdis supérieur : le résultat reste inchangé  $s_{r,max} = 670 \text{ mm}$ , d'où  $w_k = 0,13 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ ,
- hourdis inférieur :  $s_{r,max} = 770 \text{ mm}$ ,  $w_k = 0,15 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ .

Le ferrailage prévu est suffisant.

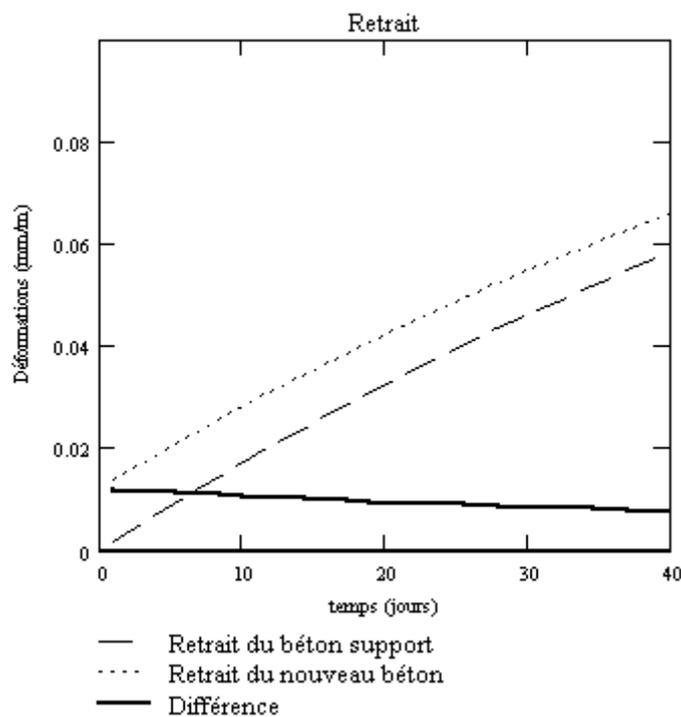


Fig./Tab. An. VII (4) : Retrait différentiel entre les deux éléments

# Annexe VIII

## Bibliographie

Les EUROCODES :

Eurocode	Titre	Annexe nationale
NF EN 1990	Base de calcul sur les structures	NF P06-100-2
NF EN 1990/A1	Annexe A2 : applications aux ponts	NF EN 1990/A1/NA
NF EN 1991-1-1	Actions générales - Poids volumique, poids propres et charges d'exploitation bâtiments	NF P06-111-2
NF EN 1991-1-2	Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu	NF EN 1991-1-2/NA
NF EN 1991-1-3	Actions générales - Charges de neige	NF EN 1991-1-3/NA
NF EN 1991-1-4	Actions générales - Actions du vent	
NF EN 1991-1-5	Actions générales - Actions thermiques	NF EN 1991-1-5/NA
NF EN 1991-1-6	Actions générales - Actions en cours d'exécution	
NF EN 1991-1-7	Actions générales - Actions accidentelles	
NF EN 1991-2	Actions sur les ponts dues au trafic	NF EN 1991-2/NA
NF EN 1991-3	Actions induites par les grues et les ponts roulants	
NF EN 1992-1-1	Calcul des structures en béton - Règles générales et règles pour les bâtiments	NF EN 1992-1-1/NA
NF EN 1992-1-2	Calcul des structures en béton - Règles générales - Calcul du comportement au feu	NF EN 1992-1-2/NA
NF EN 1992-2	Calcul des structures en béton - Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives	NF EN 1992-2/NA

NF EN 13670 Exécution des structures en béton. Projet de norme (PR NF EN 13670)

NF EN 206-1 Béton. Partie 1 : spécification, performances, production et conformité

NF EN 206-1/A1 Premier amendement à la norme NF EN 206-1

NF EN 206-1/A2 Deuxième amendement à la norme NF EN 206-1

CEB-FIB, Model Code for Concrete Structures 1990, Thomas Telford Services (1993)

Les Eurocodes, Conception des bâtiments et des ouvrages de génie civil, Editions Le Moniteur (2005)

Diffusion des efforts concentrés, Guide Méthodologique, Sétra (2006)

Résistance à la fatigue-Ponts métalliques et mixtes, Sétra (1996)

Toward a consistent design of structural concrete, Jorg Schlaich et al, PCI Journal, May-June 1987

Structures en béton conçues à l'Eurocode 2. Note technique sur les dispositions relatives à l'enrobage pour l'application en France, LCPC, F. Toutlemonde, A. Coin (2005)









46 avenue  
Aristide Briand  
BP 100  
92225 Bagneux Cedex  
France  
téléphone :  
33 (0)1 46 11 31 31  
télécopie :  
33 (0)1 46 11 31 69  
internet : [www.setra.developpement-durable.gouv.fr](http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr)

Ce guide méthodologique aborde la mise en application des prescriptions de l'Eurocode 2 aux ponts en béton. Destiné aux projeteurs, il présente les principes de justification de l'Eurocode 2 et met l'accent sur les différences et les nouveautés par rapport à la pratique française. Riche de nombreux exemples, il ambitionne de servir efficacement la profession des constructeurs de ponts en béton et tout particulièrement les bureaux d'études et les maîtres d'œuvre.

Il contribuera certainement, dans son domaine, à faciliter le passage de nos règlements de calculs actuels aux eurocodes.

Document disponible au bureau de vente du Sétra  
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France  
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55  
Référence : **0838** - Prix de vente : **26 €**

*Couverture - crédit photos : Sétra (G. Forquet) et DDE 49 (subdivision Ouvrages d'Art du SGI)  
Conception graphique de la couverture: Philippe Masingarbe (Sétra)  
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex  
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document  
© 2008 Sétra - Dépôt légal : 2ème trimestre 2008 - ISBN : 978-2-11-094640-9*



Ce document participe à la protection de l'environnement.  
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabélisé PEFC.  
CTBA/06-00743

Le Sétra appartient  
au Réseau Scientifique  
et Technique  
du MEEDAT

