

Guide de conception

# Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs



Liberté • Égalité • Fraternité  
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE

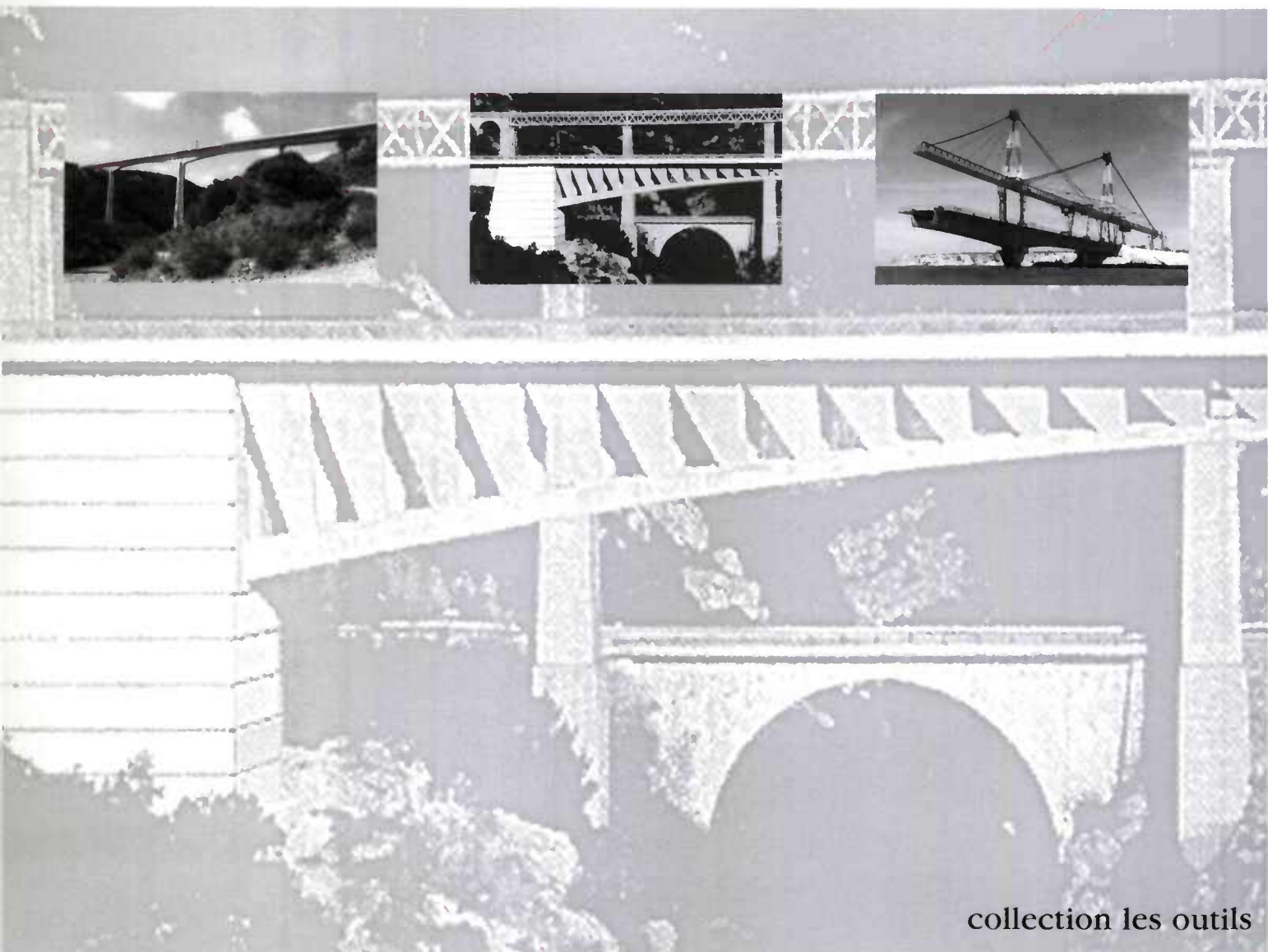


ministère  
de l'Équipement  
des Transports  
du Logement  
du Tourisme et  
de la Mer

**Page laissée blanche intentionnellement**

Guide de conception

# **Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs**



collection les outils

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

**Page laissée blanche intentionnellement**



# SOMMAIRE

<b>AVANT-PROPOS</b>	<b>11</b>
<b>AUTEURS - REMERCIEMENTS</b>	<b>13</b>
<b>chapitre 1 - GÉNÉRALITÉS</b>	<b>15</b>
1.1 - PRÉAMBULE	15
1.2 - TECHNIQUE DU PROCÉDÉ	16
1.2.1 - DESCRIPTION DE LA MÉTHODE	16
1.2.2 - ASSOCIATION AVEC D'AUTRES MÉTHODES	17
1.3 - DOMAINE D'EMPLOI	17
1.3.1 - GÉNÉRALITÉS	17
1.3.2 - LES AVANTAGES ET LES INCONVÉNIENTS DE LA MÉTHODE	18
1.3.3 - LES TECHNIQUES CONCURRENTES	20
1.4 - ÉVOLUTION DE LA CONSTRUCTION EN FRANCE	20
1.4.1 - LA PÉRIODE 1946-1952	20
1.4.2 - LA PÉRIODE 1953-1964	21
1.4.3 - LA PÉRIODE 1965-1975	21
1.4.4 - LA PÉRIODE 1975-1982	22
1.4.5 - LA PÉRIODE DE 1983 À NOS JOURS	22
1.5 - OUVRAGES IMPORTANTS RÉCEMMENT CONSTRUITS À L'ÉTRANGER	25
<b>chapitre 2 - CONCEPTION GÉNÉRALE</b>	<b>27</b>
2.1 - DOMAINE D'EMPLOI	27
2.2 - SCHÉMA STATIQUE LONGITUDINAL	28
2.2.1 - RÉPARTITION DES TRAVÉES	28
2.2.2 - ÉLANCEMENT ET FORME DE L'INTRADOS	29
2.2.3 - CONDITIONS D'APPUI	31
2.2.4 - PROBLÈMES PARTICULIERS	32
2.3 - CHOIX D'UNE SECTION TRANSVERSALE	35
2.3.1 - GÉNÉRALITÉS	35

2.3.2 - MONOCAISSONS SIMPLES	35
2.3.3 - MONOCAISSONS NERVURES OU BRACONNÉS	35
2.3.4 - BICAISSONS	37
2.3.5 - MONOCAISSONS À TROIS ÂMES (POUR MÉMOIRE)	37
2.3.6 - STRUCTURES TRANSVERSALES PARTICULIÈRES	38
2.4 - PRÉDIMENSIONNEMENT D'UNE SECTION TRANSVERSALE SIMPLE	38
2.4.1 - GÉNÉRALITÉS	38
2.4.2 - PRÉAMBULE CONCERNANT LE CÂBLAGE	39
2.4.3 - HOURDIS SUPÉRIEUR	39
2.4.4 - ÉPAISSEUR DES ÂMES	40
2.4.5 - ÉPAISSEUR DU HOURDIS INFÉRIEUR	41
2.4.6 - DIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS SUPÉRIEURS	41
2.4.7 - DIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS INFÉRIEURS	42
2.4.8 - ENTRETOISES ET DÉVIATEURS	42
2.5 - DÉCOUPAGE EN VOUSSOIRS	43
2.5.1 - GÉNÉRALITÉS	43
2.5.2 - VOUSSOIRS COURANTS	44
2.5.3 - VOUSSOIRS SUR PILES	44
2.5.4 - VOUSSOIRS DE CLAVAGE	44
2.6 - PRINCIPAUX RATIOS	45

### Chapitre 3 - CONCEPTION ET JUSTIFICATION DU CÂBLAGE LONGITUDINAL

<b>3.1 - PRINCIPES DE CÂBLAGE</b>	<b>47</b>
3.1.1 - PRÉCONTRAINTE DE FLÉAU	48
3.1.2 - PRÉCONTRAINTE DE CONTINUITÉ	51
3.1.3 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DIVERSES	53
<b>3.2 - CALCUL DES SOLLICITATIONS</b>	<b>55</b>
3.2.1 - GÉNÉRALITÉS	55
3.2.2 - POIDS PROPRE DU TABLIER	55
3.2.3 - EFFETS DE LA PRÉCONTRAINTE	56
3.2.4 - CHARGES DE CHANTIER ALÉATOIRES	56
3.2.5 - EFFETS DIFFÉRÉS	56
3.2.6 - PROGRAMMES DE CALCULS	57
<b>3.3 - JUSTIFICATIONS À APPORTER VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES</b>	<b>57</b>
3.3.1 - PRÉAMBULE	57
3.3.2 - CLASSES DE VÉRIFICATION	57
3.3.3 - JUSTIFICATIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION	57
3.3.4 - JUSTIFICATIONS À L'ELS EN EXPLOITATION	58

3.3.5 - JUSTIFICATIONS À L'ELU EN EXPLOITATION	58
3.3.6 - DÉMARCHE DU DIMENSIONNEMENT	58

## **chapitre 4 - COMPORTEMENT TRANSVERSAL ET LOCAL** 61

4.1 - PRINCIPES DE JUSTIFICATION	61
4.2 - FLEXION TRANSVERSALE	62
4.2.1 - ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE	62
4.2.2 - DÉTERMINATION DES SOLlicitATIONS TRANSVERSALES	62
4.2.3 - POUSSÉES AU VIDE DANS LES ÉLÉMENTS COURBES OU DÉVIÉS, COMPRIMÉS OU TENDUS	67
4.2.4 - EFFORTS DUS AUX PHÉNOMÈNES THERMIQUES	70
4.2.5 - JUSTIFICATIONS DES SECTIONS	70
4.3 - SOLlicitATIONS TANGENTES GÉNÉRALES	71
4.3.1 - PRINCIPES DE LA JUSTIFICATION	71
4.3.2 - HYPOTHÈSES GÉNÉRALES DE CALCUL	71
4.3.3 - EFFET RÉSAL	74
4.3.4 - CISAILLEMENT D'EFFORT TRANCHANT	74
4.3.5 - CISAILLEMENT DE TORSION	75
4.3.6 - JUSTIFICATION DES SECTIONS	75
4.3.7 - ÉTRIERS ACTIFS (POUR MÉMOIRE)	76
4.3.8 - COUTURES DES HOURDIS SUR LES ÂMES	76
4.4 - ÉLÉMENTS PARTICULIERS	77
4.4.1 - VOUSOIRS SUR PILE	77
4.4.2 - VOUSOIRS SUR CULÉE	78
4.5 - EFFORTS LOCAUX	79
4.5.1 - DIFFUSION DES EFFORTS DE PRÉCONTRAINTÉ	79
4.5.2 - CLEFS DES VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS	81
4.5.3 - DÉFORMATION DES VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS	81
4.6 - RÈGLES DE CUMUL DES ARMATURES PASSIVES	82
4.7 - DISPOSITIONS DE FERRAILLAGE CONSEILLÉES	84

## **chapitre 5 - STABILITÉ DES FLÉAUX** 89

5.1 - PRINCIPE DE LA STABILITÉ DES FLÉAUX	89
5.2 - DISPOSITIFS DE STABILITÉ DES FLÉAUX	90
5.2.1 - DIFFÉRENTS PROCÉDÉS DE STABILISATION DES FLÉAUX	90
5.2.2 - AMÉNAGEMENT DES TÊTES DE PILE	94
5.2.3 - AMÉNAGEMENT DU VOUSOIR SUR PILE	95
5.3 - ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE	96

5.3.1 - CHARGES PERMANENTES	96
5.3.2 - CHARGES VARIABLES D'EXÉCUTION	97
5.3.3 - ACTIONS ACCIDENTELLES	99
5.4 - COMBINAISONS D'ACTIONS EN CONSTRUCTION	99
5.4.1 - COMBINAISONS EN SITUATION TEMPORAIRE DE CONSTRUCTION (TYPE A)	99
5.4.2 - COMBINAISONS ACCIDENTELLES DE CONSTRUCTION (TYPE B)	101
5.4.3 - RÈGLES SPÉCIFIQUES AUX OUVRAGES DE GRANDE HAUTEUR	101
5.5 - JUSTIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES ORGANES D'ANCRAGE	102
5.5.1 - CALCUL DU NOMBRE DE CÂBLES	102
5.5.2 - CALCUL DE LA SURFACE DES CALES	105
5.5.3 - CALCUL DES FÛTS ET DES FONDATIONS DES PILES	106
5.6 - JUSTIFICATIONS DES AUTRES MÉTHODES DE STABILISATION	107
5.6.1 - JUSTIFICATIONS DE LA STABILITÉ PAR PALÉES PROVISOIRES	107
5.6.2 - JUSTIFICATIONS DE LA STABILITÉ PAR HAUBANAGE	107
<b>chapitre 6 - TECHNOLOGIE DE LA CONSTRUCTION</b>	<b>111</b>
6.1 - LA CONSTRUCTION PAR VOUSOIRS COULÉS EN PLACE	111
6.1.1 - LES VOUSOIRS SUR PILES	111
6.1.2 - LES VOUSOIRS COURANTS	112
6.1.3 - LES VOUSOIRS-DÉVIATEURS	118
6.1.4 - LES VOUSOIRS EN SURENCORBELLEMENT	118
6.1.5 - LES VOUSOIRS DE CLAVAGE	118
6.1.6 - LES TRONÇONS D'EXTRÉMITÉ	119
6.1.7 - LA STABILISATION DES FLÉAUX	119
6.1.8 - LES BLOCS D'ABOUTS PRÉFABRIQUÉS	121
6.1.9 - INFLUENCE DES ÉQUIPAGES SUR LE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER	121
6.2 - LA CONSTRUCTION PAR VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS	122
6.2.1 - L'ATELIER DE PRÉFABRICATION DES VOUSOIRS	122
6.2.2 - LE TRANSPORT DES VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS	124
6.2.3 - LA POSE DES VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS	124
6.2.4 - LE BRËLAGE PROVISIOIRE	128
6.2.5 - LES CLAVAGES	129
6.2.6 - LES TRONÇONS CÔTÉ CULÉES DES TRAVÉES DE RIVE	129
6.2.7 - LE COLLAGE DES VOUSOIRS	129
6.2.8 - LA STABILISATION DES FLEAUX	129
6.2.9 - VITESSE DE CONSTRUCTION	129
6.2.10 - INFLUENCE DES MÉTHODES SUR LE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES	130

<b>chapitre 7 - CONTRÔLES SUR CHANTIER</b>	<b>131</b>
7.1 - GÉNÉRALITÉS	131
7.2 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE	132
7.2.1 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE DES PILES	132
7.2.2 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE DU TABLIER	134
7.2.3 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE TERMINÉ	141
7.3 - LE CONTRÔLE DES OUVRAGES PROVISOIRES	143
7.3.1 - LE CONTRÔLE D'UN ÉQUIPAGE MOBILE	143
7.3.2 - LE MONTAGE À BLANC D'UN ÉQUIPAGE MOBILE	144
7.3.3 - LES ÉTAIEMENTS	144
7.4 - LE CONTRÔLE DES BÉTONS	145
7.4.1 - LE CONTRÔLE DES CONSTITUANTS	145
7.4.2 - LES ÉPREUVES D'INFORMATION	148
7.4.3 - LA MATUROMÉTRIE	149
7.4.4 - LE CONTRÔLE DE LA MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS	150
7.4.5 - LA MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS HAUTES PERFORMANCES	152
7.5 - LE CONTRÔLE DU COFFRAGE	153
7.6 - LE CONTRÔLE DU FERRAILLAGE	154
7.7 - LE CONTRÔLE DE LA PRÉCONTRAINT	154
7.7.1 - LE CONTRÔLE DES MATÉRIAUX	154
7.7.2 - LE CONTRÔLE DE LA MISE EN PLACE	155
7.7.3 - LE CONTRÔLE DE LA MISE EN TENSION	159
7.7.4 - LE CONTRÔLE DE L'INJECTION	161
7.8 - AUTRES POINTS SENSIBLES	163
7.8.1 - LA COLLE ET SA MISE EN ŒUVRE (VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS)	163
7.8.2 - LE PAREMENT DES VOUSOIRS	164
<b>chapitre 8 - PATHOLOGIES ET RÉPARATIONS</b>	<b>167</b>
8.1 - HISTORIQUE DE LA RÉGLEMENTATION	167
8.1.1 - LA PÉRIODE 1946-1952 : LES PREMIERS PONTS PRÉCONTRAINTS	167
8.1.2 - LA PÉRIODE 1953-1964 : LES PREMIERS RÈGLEMENTS DE BÉTON PRÉCONTRAIT	167
8.1.3 - LA PÉRIODE 1965-1975 : ÉVOLUTION CONTINUELLE DE LA RÉGLEMENTATION	168
8.1.4 - LA PÉRIODE 1975-1982	169
8.1.5 - LA PÉRIODE DE 1983 À NOS JOURS	170
8.2 - LES PATHOLOGIES PROPRES À LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT	171
8.2.1 - RAPPEL CONCERNANT LES FISSURES DES OUVRAGES PRÉCONTRAINTS	172
8.2.2 - LA STABILITÉ DES FLÉAUX	173
8.2.3 - LES FISSURES DUES À UNE RÉSISTANCE LONGITUDINALE INSUFFISANTE	173



8.2.4 - FISSURES ET DÉSORDRES DUS À DES POUSSÉES AU VIDE EXCESSIVES	174
8.2.5 - LES AUTRES PATHOLOGIES	175
8.3 - LES PRINCIPALES TECHNIQUES DE RÉPARATION	175
8.3.1 - L'AJOUT OU LA SUBSTITUTION DE PRÉCONTRAINTE	175
8.3.2 - LES AUTRES TECHNIQUES	176
8.3.3 - LES CALCULS	176
<b>chapitre 9 - DISPOSITIONS FAVORISANT LA MAINTENANCE</b>	<b>177</b>
9.1 - PRINCIPES GÉNÉRAUX	177
9.2 - TABLIER	177
9.2.1 - PRÉCONTRAINTE	177
9.2.2 - CHEMINEMENT DANS LE CAISSON	178
9.2.3 - DIVERS	180
9.3 - PILES	181
9.3.1 - ESPACE ENTRE DESSOUS DU TABLIER ET SOMMET DES PILES	181
9.3.2 - CONCEPTION DES TÊTES DE PILES	181
9.3.3 - VISITE DES PILES CREUSES	182
9.4 - CULÉES	184
9.4.1 - DESSERTE DES CULÉES	184
9.4.2 - LIMITATION DES ACCÈS DANS LES CULÉES	184
9.4.3 - INSTALLATION ÉLECTRIQUE	184
9.4.4 - PROFONDEUR DES CULÉES	184
9.4.5 - RECUEIL DES EAUX SOUS LE JOINT DE CHAUSSEE	185
9.4.6 - ESPACE ENTRE DESSOUS DU TABLIER ET DESSUS DES CHEVÊTRES	186
9.4.7 - EMBLEMENTS DE VÉRINAGE DU TABLIER	186
<b>chapitre 10 - RECOMMANDATIONS POUR L'ÉTABLISSEMENT D'UN DCE</b>	<b>187</b>
10.1 - NATURE DE LA CONSULTATION	187
10.2 - CONSTITUTION DU DCE	187
10.3 - RÈGLEMENT DE LA CONSULTATION	188
10.3.1 - COMPLÉMENTS À APPORTER AU CCTP / PROPOSITIONS TECHNIQUES	188
10.3.2 - VARIANTES TECHNIQUES	189
10.4 - ACTE D'ENGAGEMENT	189
10.4.1 - DÉLAI DE VALIDITÉ DES OFFRES	189
10.4.2 - PÉRIODE DE PRÉPARATION	189
10.5 - CAHIER DES CLAUSES ADMINISTRATIVES PARTICULIÈRES	189
10.5.1 - PIÈCES GÉNÉRALES CONSTITUTIVES DU MARCHÉ	189

10.5.2 - PÉRIODE DE PRÉPARATION	190
10.5.3 - DÉLAI DE CONTRÔLE DES ÉTUDES D'EXÉCUTION	190
10.5.4 - SUJÉTIONS D'EXPLOITATION DU DOMAINE PUBLIC	190
10.5.5 - LEVÉE DES POINTS D'ARRÊT	191
<b>10.6 - CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES PARTICULIÈRES</b>	<b>192</b>
10.6.1 - PRÉAMBULE	192
10.6.2 - PROGRAMME DES ÉTUDES D'EXÉCUTION DE L'OUVRAGE	192
10.6.3 - ÉTUDES D'EXÉCUTION DE L'OUVRAGE	192
10.6.4 - COFFRAGES DU TABLIER	194
10.6.5 - PRECONTRAINTE	194
10.6.6 - ÉQUIPEMENTS PARTICULIERS DU CAISSON	195
10.6.7 - CONTRÔLE DES TRAVAUX	195
<b>10.7 - BORDEREAU DES PRIX</b>	<b>195</b>
<b>A1 - EXEMPLE DE DÉTERMINATION</b>	<b>197</b>
A1.0 - OBJET DE LA PRÉSENTE ANNEXE	198
A1.1 - QUELQUES RAPPELS	198
A1.1.1 - NOTATIONS	198
A1.1.2 - QUELQUES RAPPELS DE PRÉCONTRAINTE	199
A1.1.3 - MÉTHODE DES FOYERS POUR LE CALCUL D'UNE POUTRE CONTINUE	201
A1.1.4 - UNITÉS	201
A1.2 - DONNÉES DE BASE	202
A1.2.1 - PORTÉES ET HAUTEUR DU TABLIER	202
A1.2.2 - PROFIL EN TRAVERS FONCTIONNEL	202
A1.2.3 - POIDS DES ÉQUIPEMENTS	203
A1.2.4 - CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX	203
A1.2.5 - SECTIONS TRANSVERSALES DU TABLIER	203
A1.2.6 - CARACTÉRISTIQUES DES SECTIONS	206
A1.2.7 - CINÉMATIQUE DE CONSTRUCTION	206
A1.3 - CALCUL DE LA PRÉCONTRAINTE DE FLÉAU	207
A1.3.1 - MOMENT SUR PILE PENDANT LE BÉTONNAGE DES DERNIERS VOUSOIRS	207
A1.3.2 - CALCUL DU CÂBLAGE DE FLÉAU	208
A1.3.3 - VÉRIFICATION PENDANT LE BÉTONNAGE DU CLAVAGE P1-P2	209
A1.4 - CALCUL DE LA PRÉCONTRAINTE DE CLAVAGE	210
A1.4.0 - PRÉAMBULE	210
A1.4.1 - CLAVAGE ENTRE P1 ET P2	210
A1.4.2 - CLAVAGE ENTRE C0 ET P1	215

	A1.5 - CALCUL DE LA PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE	218
	A1.5.0 - PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DE CALCUL	218
	A1.5.1 - DÉTERMINATION DES EFFORTS	219
	A1.5.2 - DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE	222
■ ■ ■ ■ ■	A2 - MONOGRAPHIES	231
	A - OUVRAGES FRANÇAIS COULÉS EN PLACE	231
	B - OUVRAGES FRANÇAIS AVEC VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS	249
	C - OUVRAGES ÉTRANGERS	259
■ ■ ■ ■ ■	A3 - BIBLIOGRAPHIE	
	A3-1 - TEXTES OFFICIELS	264
	A3-2 - GUIDES Setra, Setra-LCPC, Setra-SNCF	265
	A3-3 - AUTRES OUVRAGES	265
	A3-4 - ARTICLES DE REVUES DIVERSES	266



# AVANT- PROPOS

La construction par encorbellements successifs est la méthode la plus utilisée en France et dans le monde pour la construction des grands ponts en béton précontraint.

Depuis le début des années 90, les ponts en béton construits par cette méthode sont fortement concurrencés dans le domaine des moyennes portées par les ponts mixtes et, dans une moindre mesure, par les ponts en béton mis en place par poussage. En contrepartie, ils sont de plus en plus souvent utilisés pour le franchissement de très grandes portées, comme en témoignent en France le viaduc de Tanus sur le Vaur, le viaduc de Tulle de l'autoroute A89 ou encore le nouveau pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg.

Destiné aux maîtres d'œuvre, aux ingénieurs d'études et aux ingénieurs méthodes et travaux, le présent guide fait un point précis sur les caractéristiques de ces ouvrages, leur domaine d'emploi et la technologie qui doit être mise en œuvre pour les construire.

À ce titre, il remplace le bulletin technique n° 7 du SETRA de décembre 1972 et son complément, devenus obsolètes sur plusieurs points importants comme les méthodes de calculs, la conception de la précontrainte, la structure des équipages mobiles ou encore la maîtrise des déformations différées.

Les chapitres 1, 2, 3, 5 et 6 de ce guide décrivent certains points très spécifiques à la construction par encorbellement : la conception générale des ouvrages, la conception et le calcul du câblage longitudinal, la stabilité des fléaux, la technologie de la construction.

Les chapitres 4, 7, 8, 9 et 10 sont des chapitres plus polyvalents. Ils présentent respectivement les calculs en flexion transversale, les contrôles sur chantier, les pathologies et leurs réparations, les précautions à prendre pour favoriser la maintenance et, enfin, le contenu des pièces d'un DCE. Bien qu'écrits pour des ponts construits par encorbellements successifs, ces chapitres pourront être lus utilement par tous ceux qui participent à la conception ou à la construction d'un ouvrage d'art important.

Ce guide est le fruit d'un travail collectif important. Il est une nouvelle illustration du savoir-faire des entreprises, des bureaux d'études et des maîtres d'œuvre français dans le domaine du génie civil.

**Emmanuel BOUCHON**

*Chef de la Division des Grands Ouvrages  
du SETRA*



# Auteurs

Ce document a été réalisé par un groupe de travail constitué de :

Pierre Barras, (CETE du Sud-Ouest / Division Ouvrages d'Art)

Daniel de Matteis, (Setra / Division des Grands Ouvrages)

Jean-François Derais, (Setra / Division des Grands Ouvrages)

Michel Duviard, (Bureau d'études Jean Muller International)

Daniel Guillot, (CETE de l'Ouest / Division Ouvrages d'Art)

Jean-Michel Lacombe, (DREIF / Groupe Ouvrages d'Art)

Gilles Lacoste, (Setra / Division Méthodologie et Logiciels)

Daniel Lecointre, (Setra / Division des Grands Ouvrages)

Virgile Ojeda, (CETE Méditerranée / Division Ouvrages d'Art)

Pierre Paillusseau, (CETE du Sud-Ouest / Division Ouvrages d'Art)

Jean-Marc Reinhard (CETE de Lyon / Division Ouvrages d'Art)

Les monographies, l'iconographie, les dessins et les images 3D ont été réalisés par Stéphane Chevrot, Philippe Jullien, Eric Lozinguez et Louis Resterrucci de la Division des Grands Ouvrages du Setra.

Crédit photos : Setra / Gérard Forquet

# Remerciements

Les auteurs remercient tous ceux qui ont contribué à ce document par leur aide, leurs remarques ou leurs observations et notamment :

M. Aubin (Bouygues), M. Bataille (SEMI), M. Boileau (DDE 31), M. Chaboud (DDE 974), M. Doan (SNCF), M. Duclos (THALES), M. Gaudin (SPIE), M. Gausset (EEG), M. Heusse (ERSEM), M. Kirschner (SECOA), M. Le Faucheur (SETRA), M. Mossot (Demathieu et Bard), M. Poineau (SETRA), M. Primault (VINCI), M. Ryckaert (SETEC), M. Thibaux (EIFFAGE Tp), M. Treffot (DDE 67) et M. Xercavins (PX-DAM).

**Page laissée blanche intentionnellement**

*Ce premier chapitre présente les grands principes de la construction des ponts par encorbellements successifs et son domaine d'utilisation. Il propose également un historique de l'évolution de cette méthode, de 1943 à nos jours, et de la réglementation qui lui est applicable.*

### 1.1 - PRÉAMBULE

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne.

Dès l'Antiquité, elle fut appliquée à la construction de voûtes en Europe (Fig. 1.1) et en Amérique du Sud (notamment pour la construction des voûtes maya), et à celle de ponts en bois (Fig. 1.2).

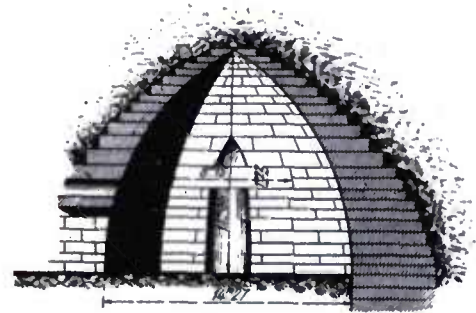


Fig. 1.1 - Le trésor d'Atrée.  
Coupe longitudinale

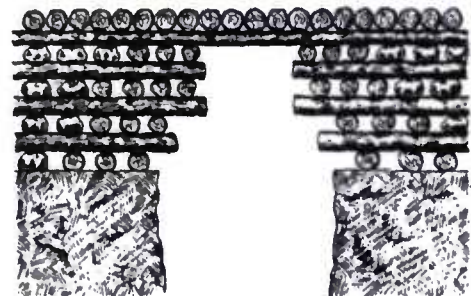


Fig. 1.2 - Pont gaulois en bois

Au XIX<sup>ème</sup> siècle et au début du XX<sup>ème</sup>, elle fut appliquée à la construction de ponts métalliques en arc, comme les viaducs de Garabit et du Viaur, ou en poutre-treillis, comme les ponts sur le Firth of Forth, le pont de Bénodet ou encore l'ancien pont de Pirmil, à Nantes (Fig. 1.3).

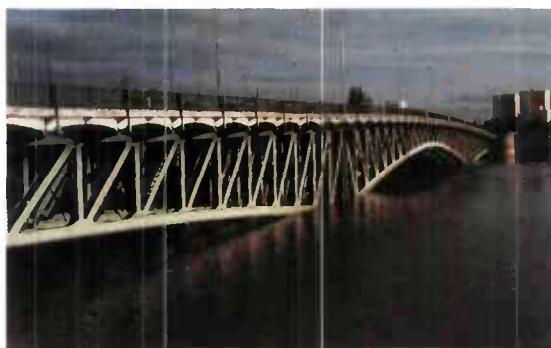


Fig. 1.3 - L'ancien pont de Pirmil, à Nantes

Setra



Fig. 1.4 - Le pont de Normandie

Setra

Plus récemment, elle fut appliquée à la construction de ponts à haubans métalliques, comme le pont de Saint-Nazaire, sur la Loire, ou le pont de Normandie, sur la Seine (Fig. 1.4).

Dans le domaine du béton précontraint, la construction par encorbellements successifs s'applique majoritairement à des ponts dont les tabliers peuvent être assimilés à des poutres droites ou courbes en plan et sont construits à partir de leurs appuis, avec des voussoirs coulés en place ou préfabriqués (Fig. 1.5 et 1.6). Ce sont ces ponts qui font l'objet du présent guide.

Cette méthode est également utilisée, avec de nombreuses similitudes, pour la construction de ponts à béquilles à tablier en caisson, comme le pont du Bonhomme, dans le Morbihan, le viaduc d'Auray (Fig. 1.7) ou encore le pont sur la Truyère, à Garabit.

Enfin, et bien que cela sorte un peu du cadre de ce guide, il faut signaler que la construction par encorbellements successifs est souvent utilisée pour construire des ponts à haubans, comme le pont de l'Iroise sur l'Elorn, près de Brest, ou le pont de Bourgogne à Chalon-sur-Saône (Fig. 1.8) ainsi que des arcs en béton comme ceux du pont de la Roche Bernard sur la Vilaine (Fig. 1.9) ou du pont sur la Rance.

## 1.2 - TECHNIQUE DU PROCÉDÉ

### 1.2.1 - DESCRIPTION DE LA MÉTHODE

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console auto-porteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

La construction s'effectue :

- en général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau (Fig. 1.10) ;
- parfois dissymétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente (Fig. 1.11) ;
- exceptionnellement à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contre-poids dimensionné en conséquences et faisant partie du tablier lui-même (Fig. 1.12).

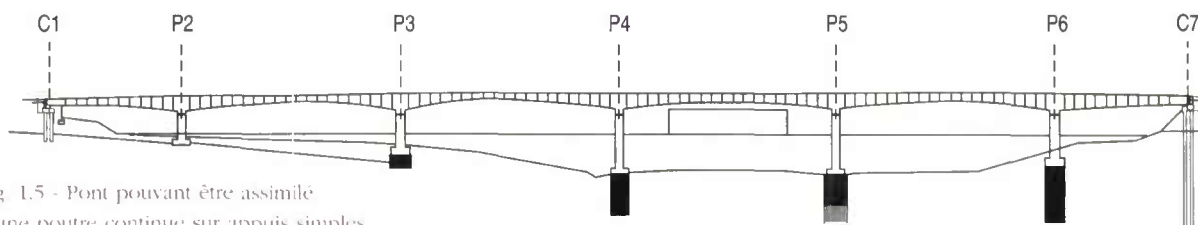


Fig. 1.5 - Pont pouvant être assimilé à une poutre continue sur appuis simples





Fig. 1.6 - Construction par encorbellements successifs de tabliers en caisson en BP avec voussoirs coulés en place, à gauche, et préfabriqués, à droite

Bien qu'il soit possible de construire l'intégralité d'un ouvrage par encorbellements successifs, la majorité des ouvrages comportent des tronçons coulés sur cintre, aux extrémités des travées de rive.

### 1.2.2 - ASSOCIATION AVEC D'AUTRES MÉTHODES

La construction par encorbellements successifs est parfois associée à d'autres méthodes comme :

- la construction sur cintre, lorsque l'ouvrage comporte des parties proches du sol et de portées modestes,
- la construction par poussage, lorsque l'ouvrage comporte d'un côté une série de travées de hauteur constante, de portées inférieures à 65 m et supportant une voie dont la géométrie est poussable.



Fig. 1.7 - Construction du pont à béquilles d'Auray



Fig. 1.8 - Le pont à haubans de Chalon-sur-Saône en construction

## 1.3 - DOMAINE D'EMPLOI

### 1.3.1 - GÉNÉRALITÉS

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 80 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

Le record mondial de portée des ponts en béton construits par encorbellements successifs est détenu actuellement par le Stolma Bridge, en Norvège, avec 301 m. Il est suivi de près par le Raftsundet Bridge, dans les îles Lofoten, toujours en Norvège, dont la portée centrale atteint 298 m. Ces deux ponts, mis en service fin 1998, comportent une partie de leur travée centrale en béton léger. Ces deux ponts ont dépassé le pont de Brisbane, en Australie, construit en 1986, qui avait lui-même, avec 260 m, détrôné le précédent record de 240 m détenu par le pont de Hamana, réalisé au Japon en 1977.

En France, le pont de Gennevilliers, construit en 1976, a longtemps détenu le record de portée avec deux travées de 172 m. On trouvait à ses côtés, le pont d'Ottmarsheim, réalisé en 1979 sur le canal d'Alsace, avec des travées de 172 m et 144 m, toutefois partiellement réalisées en béton de granulats légers. Le viaduc de Tanus sur le Vair (Fig. 1.13) dans l'Aveyron, a détrôné ces deux ouvrages en 1998, avec une travée de 190 m. Il a lui-même été dépassé en 2002 par le nouveau pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg, dont la portée centrale atteint les 205 m.





Fig. 1.9 - Le pont en arc de la Roche-Bernard en construction

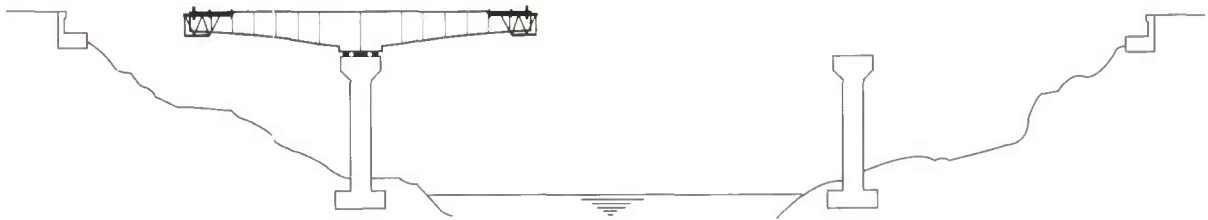


Fig. 1.10 - Construction symétrique depuis une pile

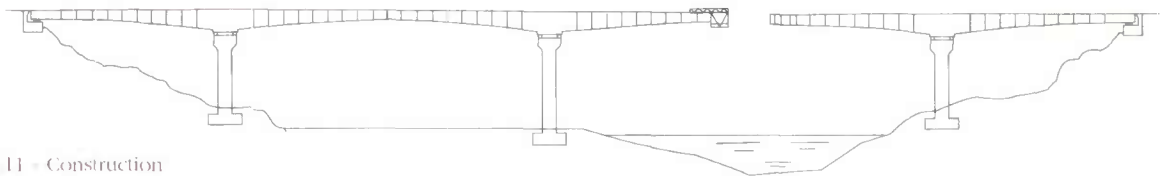


Fig. 1.11 - Construction en surencorbellement

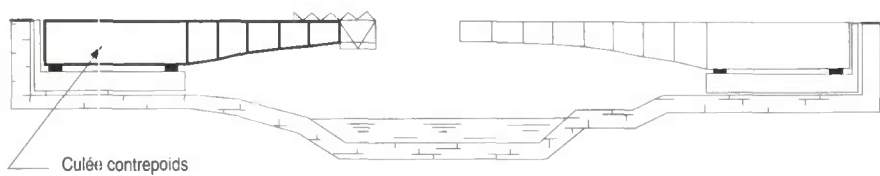


Fig. 1.12 - Construction par encorbellements successifs à partir de travées contrepoids



Fig. 1.13 - Le viaduc de Tanus

Setra

### 1.3.2 - LES AVANTAGES ET LES INCONVÉNIENTS DE LA MÉTHODE

#### *Les avantages*

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages.

Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.

La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires. La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lançage, tous les profils en long et tracés en plan peuvent être construits sans difficultés.

Enfin, la construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le coût du matériel de pose.

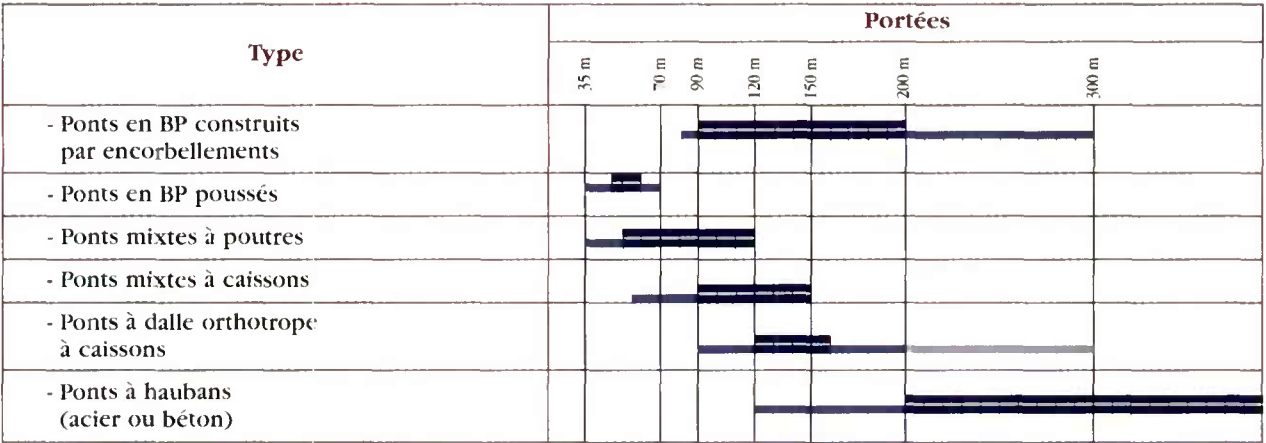
#### *Les inconvénients*

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.

À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont en béton poussé. Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.

Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites. Le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.



1.14 - Domaine d'emploi des différents types de ponts

La zone de trait la plus épaisse représente le domaine d'emploi le plus courant. Il est à noter que les ponts suspendus sont absents de ce tableau, leur domaine d'emploi principal étant celui des très grandes portées.

1.3.3 - LES TECHNIQUES CONCURRENTES

Actuellement, des ponts à caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs sont projetés pour des portées comprises entre 60 m et 300 m. Dans cette gamme de portées très large, cette technique est en concurrence avec différentes autres solutions.

Pour des portées inférieures à 80 m, les ponts construits par encorbellements successifs sont le plus souvent de hauteur constante. Ils sont en concurrence avec les ponts à poutres en ossature mixte acier-béton. Si la géométrie de la voie portée le permet, ils sont aussi en concurrence avec les ponts poussés en béton précontraint, dont le domaine économique s'étend de 35 à 70 m de portée.

Pour des portées comprises entre 70 m et 120 m, les ponts construits par encorbellements peuvent être de hauteur constante ou variable. Ils sont en concurrence avec les ponts à poutres à ossature mixte acier-béton. Pour des raisons fonctionnelles ou esthétiques, des ponts à caisson mixte acier-béton ou des ponts à haubans sont parfois aussi projetés dans cette gamme de portées.

Pour des portées comprises entre 100 m et 200 m, les ponts construits par encorbellements successifs sont presque toujours de hauteur variable et sont concurrencés par les ponts à

caisson mixte ou métallique (au-dessus de 140 m) et par les ponts à haubans. Dans cette gamme de portées, des solutions de caisson en béton précontraint à âmes métalliques légères peuvent également s'avérer économiques.

1.4 - ÉVOLUTION DE LA CONSTRUCTION EN FRANCE

On trouvera ci-dessous un petit historique de l'évolution de la construction et de la réglementation des ponts en béton construits par encorbellements successifs.

1.4.1 - LA PÉRIODE 1946-1952

La construction par encorbellements successifs a été appliquée pour la première fois en France par Albert Caquot pour la construction des ponts en béton armé de Donzère et de Bezons (1953), à l'aide d'un équipage mobile suspendu à une poutre métallique (Fig.1.15).

En Allemagne, Finsterwalder utilisa aussi cette technique pour l'exécution des ponts en béton précontraint de Neckarsens et de Baldunstein en 1950. Elle a ensuite été utilisée pour la construction en 1952 des ponts articulés à la clef de Worms et de Coblenze et avec une grande travée de 114 mètres (technique de l'équipage mobile).



La même année, Nicolas Esquillan construisait, avec une technique très voisine d'équipage mobile suspendu à une poutre métallique, le pont de chemin de fer de la Voulte, constitué de plusieurs travées à béquilles de 60 m de portée.

On notera qu'il n'existait pas à cette époque de règles françaises de calcul concernant la construction par encorbellements successifs, ni même le béton précontraint.

#### 1.4.2 - LA PÉRIODE 1953-1964

Cette période a été marquée par le début de la réglementation, le développement des méthodes de calcul, l'amélioration des caractéristiques des armatures de précontrainte et le développement des procédés de précontrainte.

Pendant cette période, la technique des ponts construits par encorbellements successifs s'est beaucoup améliorée, ce qui nous conduit à évoquer deux générations de ponts distinctes.

##### *Les ponts de la première génération*

Les tabliers des ouvrages de la première génération étaient encastrés sur les piles, voire sur les culées, et articulés à la clef.

Le pont de Chazey sur l'Ain, construit en 1957 par l'entreprise GTM, fut le véritable premier pont français construit par encorbellements successifs et le premier d'une série de grands ouvrages comportant notamment le pont de Beaucaire sur le Rhône et le pont de Savines sur la retenue du barrage de Serre-Ponçon, dans les Hautes-Alpes. Les ponts de Chazey et de Beaucaire qui présentaient des insuffisances de précontrainte ont été depuis démolis. Le premier a été remplacé en 1973 par un nouveau pont en encorbellement et le second en 1995 par un pont mixte.

##### *Les ponts de la seconde génération*

Les ponts de la première génération ayant présenté au bout de quelques années une déformation excessive des consoles due à une sous-estimation des effets du fluage et du retrait du béton, une seconde génération de ponts fut imaginée et construite avec des travées rendues continues, donc sans articulation à la clef.

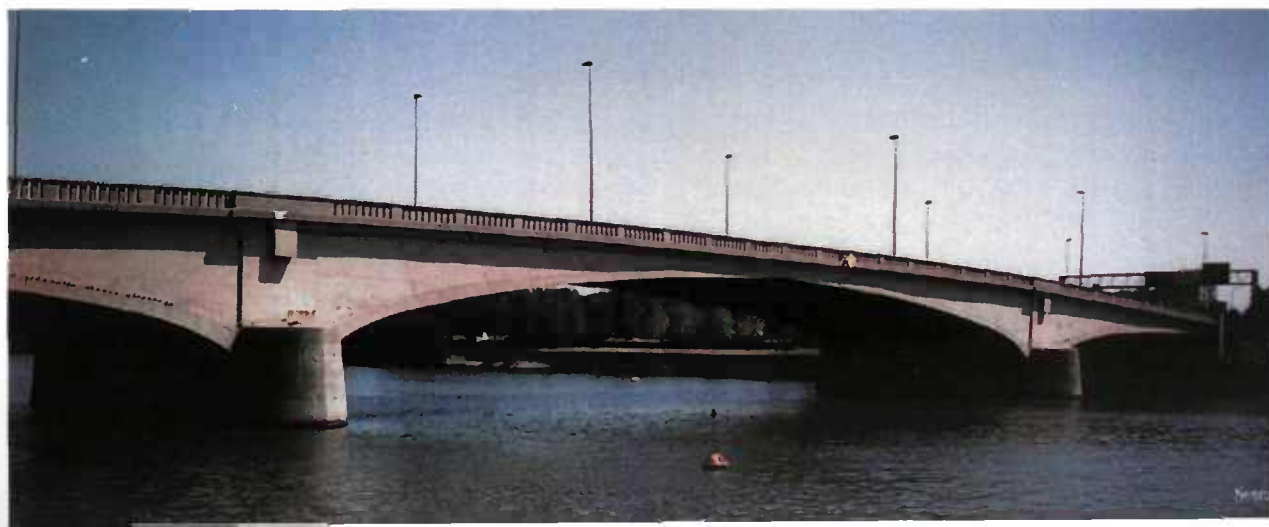
Parmi les ponts de cette deuxième génération, on retiendra :

- les ponts de Goncelin, sur l'Isère, et de Lacroix-Falgarde, sur l'Ariège, conçus par la STUP, qui sont les premiers ouvrages rendus continus (1962) ;
- le pont de Layrac, sur la Garonne, conçu par GTM ;
- les ponts de Choisy-le-Roi, près de Paris, et de Pierre-Bénite, près de Lyon, construits en 1965 par Campenon-Bernard, qui sont les premiers ouvrages à voussoirs préfabriqués et joints conjugués collés.

#### 1.4.3 - LA PÉRIODE 1965-1975

Cette période a été extrêmement fertile en changements avec une continuelle évolution de la réglementation. Elle débute avec la publication de l'IP1 (circulaire n° 44 du 12 août 1965 relative à l'instruction provisoire sur l'emploi du béton précontraint). Elle s'achève avec la publication de la circulaire du 2 avril 1975 qui met fin aux ouvrages de la seconde génération et ouvre la voie aux ponts de la troisième génération.

Fig. 1.15 - Le pont de Bezons



Parmi les ponts caractéristiques de la période 1965-1975, on peut citer :

- le pont d'Oléron (1966), d'environ 3 000 m de longueur totale, construit à l'aide de voussoirs préfabriqués mis en place pour la première fois par une poutre de lancement ;
- le pont d'Oissel sur A13, de 700 m de longueur sans joint de dilatation intermédiaire (1970) ;
- le viaduc de Calix, à Caen, victime d'une chute de fléau qui conduisit le SETRA à définir des règles de stabilité des fléaux toujours en vigueur (1975) ;
- le pont de Saint-Cloud (1974), à la limite de Paris, dont le tablier de grande largeur (20,4 m) et très élancé (travées de 100 m de portée au 1/30), a dû être renforcé en 1990 ;
- le pont de Gennevilliers sur la Seine, près de Paris, avec une portée de 172 m (1976) ;
- le pont sur la Loire à Orléans (1976), dont le tablier, constitué par une poutre-caisson à trois âmes précontraintes par des barres, a dû être réparé en 1978 et 1987.

#### 1.4.4 - LA PÉRIODE 1975-1982

Les ponts construits à partir de cette époque peuvent être qualifiés de ponts de troisième génération. Calculés en tenant compte des règles fixées par la circulaire du 2 avril 1975 (prise en compte notamment du fluage et du gradient thermique), ces ouvrages furent beaucoup mieux dimensionnés et ne connurent pas les difficultés des ponts des générations précédentes.

Parmi les ouvrages construits en béton traditionnel pendant cette période, il y a lieu de citer :

- le pont de Mâcon, sur la Saône, qui fut un des premiers de la nouvelle génération (1977) ;
- les nombreux viaducs entrelacés de l'échangeur de Saint-Maurice, entre A4 et A86, près de Paris, construits avec des voussoirs préfabriqués (1980) ;

- le pont Mathilde près de Rouen dont la travée centrale comporte une travée indépendante métallique de 115 m de portée, appuyée sur une poutre console en béton précontraint de 30 m de portée (1980).

De 1975 à 1982, quelques ponts ont également été construits en béton léger comme :

- le pont de Tricastin (1979), dont les travées de rive et les amorces de travée centrale sont cependant en béton normal pour faire contrepoids et compenser un balancement très défavorable des travées (25 m - 142 m - 25 m) ;
- le pont d'Ottmarsheim, qui comporte une travée en béton léger de 172 m de portée (1980).

Pendant cette période, deux ouvrages ferroviaires remarquables ont aussi été réalisés :

- l'ouvrage de franchissement de la Seine à Nanterre par la ligne de desserte ferroviaire de la ville nouvelle Cergy-Pontoise (1977) qui est un ouvrage en béton précontraint de 1 390 m dont deux viaducs de 229 m (48 + 85 + 2x48) et 221,5 m (48 + 85 + 48 + 40,5) ont été construits par encorbellements successifs ;
- le viaduc de Commelles sur les lignes "classiques" Paris-Bruxelles et Paris-Lille, de 400 m de longueur, dont le tablier est une poutre caisson à 4 âmes portant 4 voies ferrées, de 45 m de portée courante (1980).

#### 1.4.5 - LA PÉRIODE DE 1983 À NOS JOURS

Sur le plan réglementaire, cette période s'est caractérisée par la généralisation des règlements de calculs aux états limites (BPEL83 puis BPEL91 et enfin BPEL91 révisé 99). L'introduction de l'Assurance de la Qualité et le développement de la normalisation française et européenne ont également provoqué une nette évolution des règles relatives à l'exécution des structures.

Sur le plan technologique, le domaine des grands ouvrages en béton précontraint a été marqué par une nette évolution de leur conception, due en grande partie au développement de la précontrainte extérieure.



Parmi les ponts routiers classiques construits pendant cette période, on peut, sans prétendre à l'exhaustivité, retenir les ouvrages suivants :

- le pont sur le Loir, à La Flèche, qui fut le premier pont construit par encorbellements successifs mis en place par rotation (1983) ;
- le viaduc de Pont à Mousson sur la Moselle, qui fut un des premiers ponts à précontrainte extérieure ;
- le viaduc de Sermenaz, près de Lyon, à précontrainte totalement extérieure et galvanisée ;
- le pont de l'Île de Ré (1988) dont le tablier est constitué de 3 000 m de voussoirs préfabriqués en BHP de classe B60 ;
- le viaduc de l'Arrêt-Darré dont les fléaux ont été inclinés en fin de construction pour suivre le profil en long (1988, [SER 90]) ;
- les viaducs de Bourran, à Rodez, et de la Rivière Saint-Denis, à la Réunion, conçus avec des piles constituées de voiles dédoublées (1991, [BOU 91], [BOU 94.1], [CON 91], [BOU 92] et [BOU 94.2]) ;
- le pont de Cheviré, à Nantes, dont la travée centrale de 242 m comporte une travée indépendante de 162 m de portée constituée d'un caisson à platelage orthotrope (1991, [VIR 90.2], [VIR 91.2] et [VIR 94]) ;
- le pont d'Arcins, près de Bordeaux, composé de deux ouvrages parallèles de 650 m de longueur constitués de voussoirs préfabriqués assemblés par précontrainte mixte (1993, [ABE 91] et [ABE 94], Fig. 1.16) ;
- le doublement du pont de Gennevilliers sur la Seine [CHA 94] ;
- les viaducs du Piou et du Rioulong, pour l'autoroute A75, dont les encorbellements sont supportés par des bracons métalliques (1995, [CRO 94] et [GIL 96], Fig. 1.17) ;
- le viaduc de Rogerville, sur A29, comportant deux tabliers de 680 m de longueur constitués de voussoirs préfabriqués avec des dispositifs de dilatation à la clef de certaines travées d'une conception nouvelle (1996, [RIC 96], [JAC 96] et [JAC 98]) ;
- le viaduc de Tanus sur le Viaur, de 190 m de portée, qui comporte une pile de plus de 100 m de hauteur (1998, [BOU 94.3], [SER 98] et [GAC 98]) ;
- le second viaduc de Pont-Salomon, qui constitua l'une des toutes premières applications des Eurocodes 1 et 2 (2000, [DAL 00] et [DEW 01]) ;
- les viaducs de la Clidane (portée de 132 m), de la Barricade (portée de 150 m) et de Tulle (portée de 180 m), sur l'autoroute A89 [LAC 02] ;
- le nouveau pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg, qui présente une travée record de 205 m au dessus du chenal navigable du Rhin (2002, [DEM 00], [DEM 01.1], [DEM 01.2], [DEM 01.3], [DEM 02]).



Fig. 1.16 - Le pont d'Arcins, à Bordeaux

Setra



Fig. 1.17 - Le viaduc du Piou

Setra



Setra

Fig. 1.18 - Le pont à béquilles  
sur le Loch d'Auray

Parmi les ponts à béquilles routiers construits par encorbellements successifs depuis 1983, on notera essentiellement :

- le pont sur le Loch d'Auray, avec une ouverture de 109 m entre pieds de béquilles (1989, [VIR 90.2], Fig. 1.18) ;
- le pont sur la Truyère, à Garabit, avec une ouverture de 195 m entre pieds de béquilles (1993, [GIL 93] et [CAN 94]).

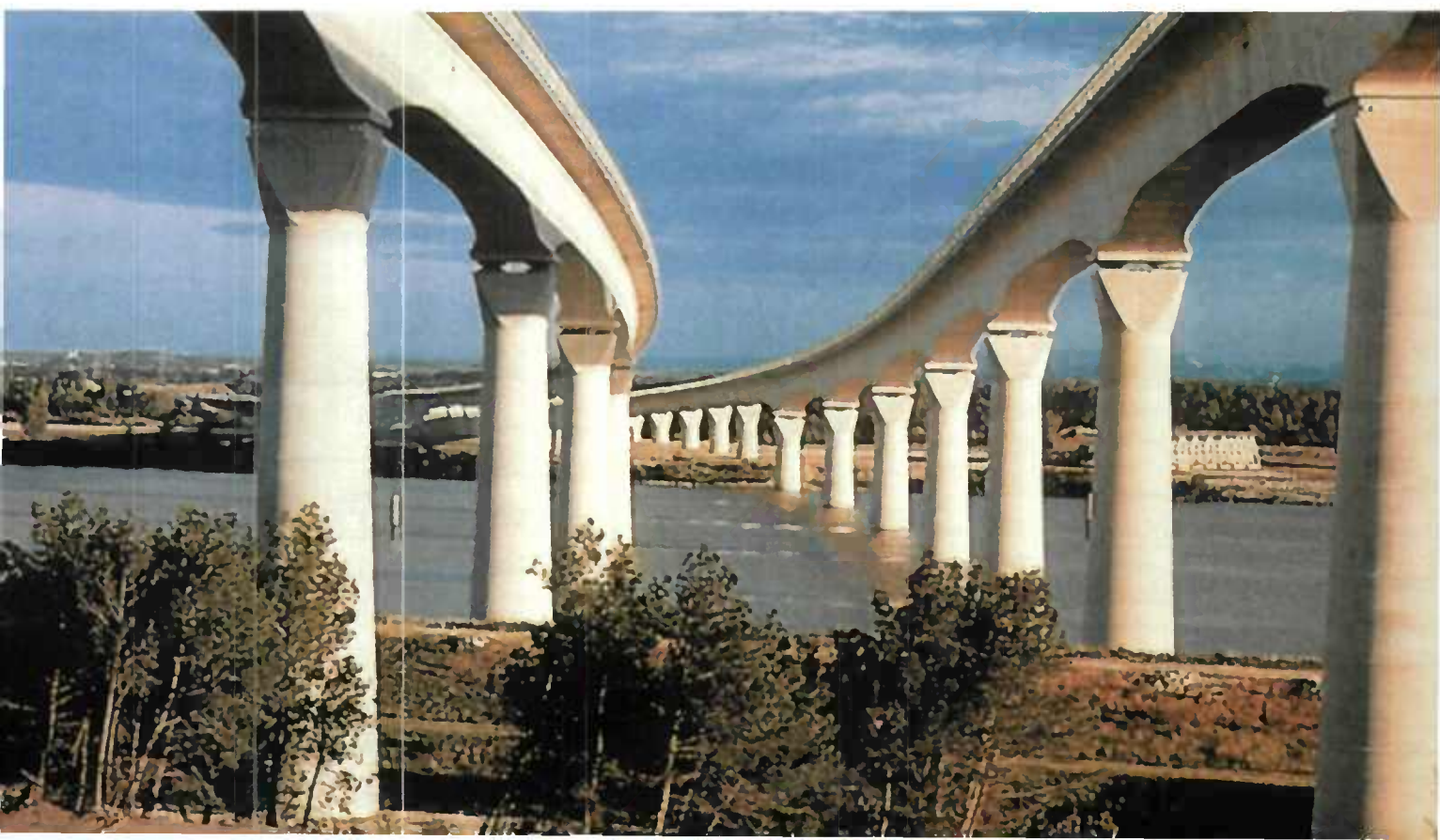
Fig. 1.19 - Le pont TGV  
sur le Rhône, à Avignon

Parmi les ouvrages ferroviaires construits depuis 1983, il faut signaler plusieurs viaducs de la ligne du TGV Rhône-Alpes (prolongement de la ligne TGV Paris Sud-Est jusqu'à Valence) et du TGV Méditerranée et notamment :

pour le TGV Rhône-Alpes

- le viaduc de la Costière, de 1 725 m de longueur totale, situé sur le tronçon nord du contournement est de Lyon, dont 900 m ont été construits par encorbellements successifs avec des travées principales de 88 m (1992) ;

CIM Béton





pour le TGV Méditerranée

- le viaduc d'Avignon, sur le Rhône, dont les deux tabliers indépendants de 1 500 m de longueur unitaire ont été préfabriqués (Fig. 1.19, [BOUS 98.1]) ;
- le viaduc de Vernègues, de section transversale semi-circulaire, dont les 1 210 m ont été construits en combinant les techniques du poussage et des encorbellements successifs [BOUS 98.2] ;
- le viaduc de Ventabren, long de 1 734 m, qui fait appel aux techniques du poussage, de la construction par encorbellements successifs et de la mise en place par rotation.

Enfin, des ouvrages routiers très innovants ont été construits dans cette période et notamment :

- les viaducs de Sylans et Glacières sur l'A40, longs respectivement de 1 266 m et 214 m, avec chacun deux tabliers parallèles à âmes en béton triangulées (1987, [BOU 90]) ;
- le pont à âmes plissées de la Corniche, à Dôle, (1994, [COM 93], [LEB 94] et [REI 94]) ;
- les trois viaducs du Boulonnais sur l'autoroute A16, dont les tabliers sont constitués de voussoirs préfabriqués à quatre âmes métalliques triangulées [MEU 98] ;
- le pont sur le Vecchio en Corse, à âmes ajourées constituées de panneaux triangulaires préfabriqués (1999, [PAU 98] et [PAU 00]),
- le pont sur le Bras de la Plaine, à la Réunion, dont l'unique travée de 260 m est constituée par deux hourdis précontraints reliés par une triangulation constituée de tubes métalliques (2002, [CHU 02], Fig. 1.20).



Fig. 1.20 - Le pont sur le Bras de la Plaine

Setra

## 1.5 - OUVRAGES IMPORTANTS RÉCEMMENT CONSTRUITS À L'ÉTRANGER

Ces dernières années, de très nombreux ponts ont été réalisés par encorbellements successifs à l'étranger. Parmi les plus importants, on retiendra :

- certains viaducs d'accès au pont Vasco de Gamma, à Lisbonne, au Portugal,
- les viaducs d'accès au nouveau pont sur la Severn, en Grande-Bretagne [COM 94] et [COM 96],
- les viaducs d'accès au pont suspendu du Storebelt, au Danemark,
- les ponts de Stolma et Rafsundet, dans le Nord de la Norvège,
- le pont sur le canal de Houston, aux USA,
- le pont de Brisbane, en Australie,
- le pont de Hamana, au Japon,
- le nouveau pont rail de SAO JOAO, sur la rivière Douro, au Portugal,
- le viaduc de la Medway sur la ligne TGV entre le tunnel sous la Manche et Londres [POR 01].

On retiendra aussi, bien que construit par une méthode un peu différente de celle que nous détaillons dans le présent guide, l'extraordinaire pont de la Confédération, entre le continent nord-américain et l'île canadienne du Prince Édouard, dont la partie centrale est composée de 40 travées de 250 m de portée (Fig. 1.21, [BOI 96] et [COM 98]).



Fig. 1.21 - Transport d'un fléau préfabriqué du pont de la Confédération

GTM

**Page laissée blanche intentionnellement**

# CONCEPTION GÉNÉRALE

*Le présent chapitre traite tout d'abord des aspects les plus généraux de la conception d'un pont à tablier en caisson construit par encorbellement : implantation des appuis, loi de variation de la hauteur du tablier, choix d'une section transversale. Il s'intéresse ensuite à des points plus précis du projet : dimensionnement d'une coupe transversale simple, calepinage des voussoirs et ratios de matière. Il ne traite que de ponts routiers.*

## 2.1 - DOMAINE D'EMPLOI

Comme nous l'avons vu au chapitre 1, la construction par encorbellements successifs permet de réaliser des ouvrages en béton précontraint très variés. En effet :

- la gamme des portées envisageables est très large (entre 40 et 200 m, voire 300 m),
- la voie portée peut avoir n'importe quelle géométrie tant en plan qu'en long,
- entre 60 et 100 m, le tablier de l'ouvrage peut être de hauteur constante ou variable,
- la méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime, etc...).

Dans la suite de ce chapitre, nous allons revenir en détails sur ces différents points. Nous allons aussi voir comment les piles peuvent être implantées dans la brèche à franchir, comment est choisie et dimensionnée la structure transversale du tablier et comment on peut déterminer précisément son coffrage.



2.2 - SCHÉMA STATIQUE  
LONGITUDINAL

2.2.1 - RÉPARTITION DES TRAVÉES

Cas d'un ouvrage composé de fléaux  
tous identiques

Les ouvrages les plus simples comportent des travées principales toutes égales. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour cent de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

Les ouvrages les plus courants comportent donc une série de travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 60 à 70 pour cent des portées principales.

Cas d'un ouvrage composé de fléaux  
de longueurs différentes

Les brèches à franchir comportent souvent des contraintes qui empêchent de projeter un ouvrage comme ceux que nous venons d'évoquer. Il faut alors construire des ouvrages comportant plusieurs type de fléaux.

L'exemple de la figure 2.2 ci-dessous montre un ouvrage comportant une ou plusieurs grandes travées, justifiées par un gabarit de navigation important, et une série de travées de portées plus réduites - donc plus économiques - franchissant des zones inondables mais non navigables.

L'exemple de la figure 2.3 présente un autre ouvrage comportant une grande travée dans la partie la plus profonde de la vallée à franchir et des travées plus courtes ailleurs.

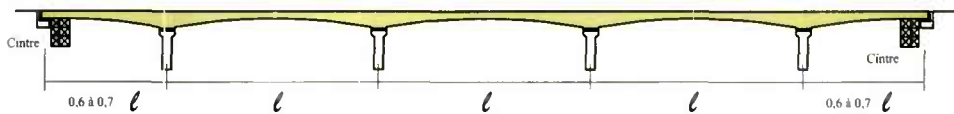


Fig. 2.1 - Distribution des portées  
d'un pont simple construit  
par encorbellement

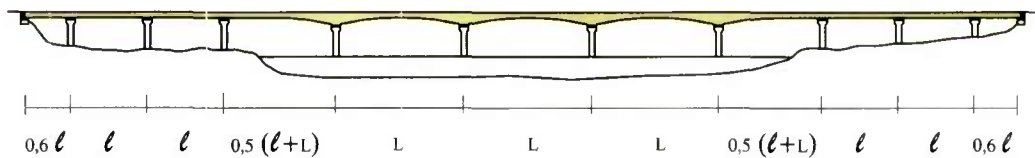


Fig. 2.2 - Pont associant des grandes  
travées en rivière et des travées  
plus courtes à terre

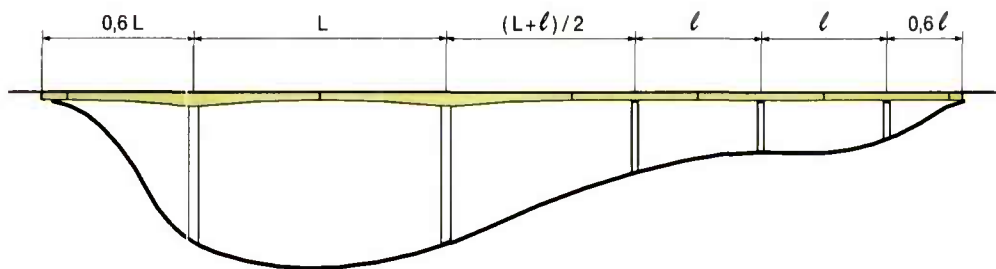


Fig. 2.3 - Pont comportant des travées  
de portées variables fonctions de  
la profondeur de la brèche

Dans ces deux cas, il faut souligner que la transition entre grandes et petites travées s'opère par une travée ayant comme portée la moyenne des deux portées courantes. On notera également que les travées de rive ont comme longueur 60 % des travées courantes adjacentes.

### Autres cas

Certaines techniques particulières permettent de contourner ces règles strictes de distribution de portées et d'équilibre des fléaux : construction en sur-encorbellement, mise en œuvre de contrepoids, construction depuis une travée contrepoids, etc. Ces techniques sont présentées au paragraphe 2.2.4. En raison de leur coût, elles ne sont utilisées que dans des cas très particuliers où l'implantation des piles est imposée (site fortement urbanisé, présence de voies SNCF, canaux) ou lorsque l'allongement du tablier est impossible ou particulièrement coûteux.

Pour les ouvrages de hauteur constante, il est néanmoins possible de concevoir des travées inégales en décalant les clavages. On peut ainsi décaler légèrement l'implantation de certaines piles qui seraient mal placées (Fig. 2.4).

## 2.2.2 - ÉLANCEMENT ET FORME DE L'INTRADOS

Nous présentons dans ce qui suit les lois de variation possibles de la hauteur du tablier, en indiquant pour chaque gamme de portées la solution la plus économique.

En ce qui concerne les critères d'insertion dans le site, il est très difficile d'établir des règles permettant de choisir, pour un site donné, la silhouette la plus adaptée. On retiendra toutefois que :

- la hauteur constante, lorsqu'elle est envisageable, est bien adaptée aux ouvrages de géométrie complexe, notamment les ponts très courbes ; il en est de même des ouvrages situés dans des sites complexes (sites urbains, échangeurs, etc.) ;
- la hauteur variable convient en général assez bien aux vallées profondes et aux grands cours d'eau ;
- il est souvent judicieux de hiérarchiser la brèche en franchissant ses parties les plus remarquables par une ou plusieurs travées de hauteur variable.

### 2.2.2.1 - Hauteur constante

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipes mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

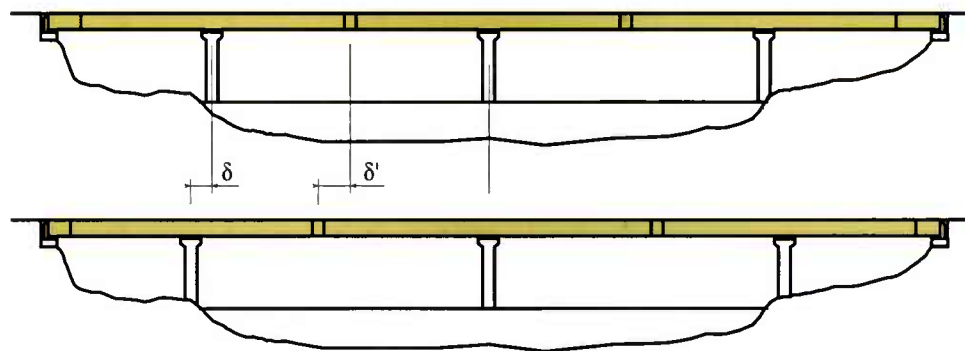


Fig. 2.4 - Léger décalage  $\delta$  des piles d'un ouvrage de hauteur constante. (Le décalage des clavages  $\delta'$  est alors du double de  $\delta$ )

Au-delà de 100 m de portée, les quantités de béton et de précontrainte augmentent rapidement et une solution de hauteur constante est de plus en plus pénalisée par rapport à une solution de hauteur variable. Pour les ouvrages avec des piles de grande hauteur, sensibles aux effets du vent tant en service qu'en construction, ce phénomène est encore plus accentué, la surface offerte au vent étant augmentée d'environ 25 %.

Malgré ce qui précède, la volonté de concevoir des ouvrages toujours plus élégants et originaux a conduit à projeter ces dernières années des ouvrages de hauteur constante de portées bien supérieures aux 90/100 m. La solution en béton du viaduc de Verrières, non retenue au terme de la consultation, avait ainsi un tablier de hauteur constante malgré une portée maximale de 144 m.



Fig. 2.5 - Hauteur constante

2.2.2.2 - Hauteur variable paraboliquement

Au-delà de 65 m/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. Le fléau doit être symétrique pour que sa stabilité en construction soit plus facile à assurer. La partie de la travée de rive coulée sur cintre ou en sur-encorbellement est toujours de hauteur constante (même hauteur qu'à la clé).

Dans les cas courants, la hauteur sur pile  $h_p$  est comprise entre 1/16 et 1/18 de la portée de la travée considérée. La hauteur à la clef est en général comprise entre le 1/30 et le 1/35 de cette même distance, avec un minima de 2,20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

Une étude statistique faite à l'occasion de l'écriture de ce guide montre qu'on peut appliquer pour un tablier sur appuis simples les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \text{sur pile : } \frac{\ell}{h_p} &= 14 + \frac{\ell}{45} \\ \text{à la clef : } \frac{\ell}{h_c} &= 19 + \frac{\ell}{7} \end{aligned}$$

avec  $\ell$  portée principale en mètres.

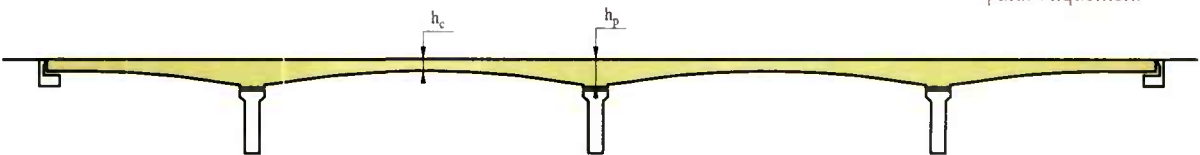
Cette formule est applicable pour toute valeur de  $\ell$  comprise dans le domaine d'emploi des ponts construits par encorbellement.

2.2.2.3 - Hauteur variable selon d'autres lois (linéaire, cubique,...)

Ces dernières années, certains ouvrages ont été réalisés avec une variation de hauteur du tablier du type cubique. Cette solution, qui diminue légèrement les effets du poids propre, donne un aspect un peu plus tendu qu'une variation parabolique. Elle peut cependant poser des problèmes d'insuffisance de hauteur au voisinage du quart des travées, du fait d'une variation de hauteur inadaptée à la distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants. Comme la courbure est plus prononcée près des piles, il faut aussi veiller à reprendre correctement la poussée au vide due à la compression du hourdis inférieur.

Quelques ouvrages ont également été conçus avec une variation de hauteur linéaire sur 20 à 25 pour cent de la longueur de la travée principale, le reste des travées étant de hauteur constante (Fig. 2.7). Cette solution, assez simple à exécuter, n'est utilisée que pour des portées modestes. Elle est choisie parfois pour des raisons architecturales, parfois pour dégager un gabarit légèrement plus important qu'un intrados parabolique. Elle nécessite la présence d'une entretoise au niveau du changement de pente, pour reprendre la composante verticale de la compression dans le hourdis inférieur.

Fig. 2.6 - Hauteur variable paraboliquement



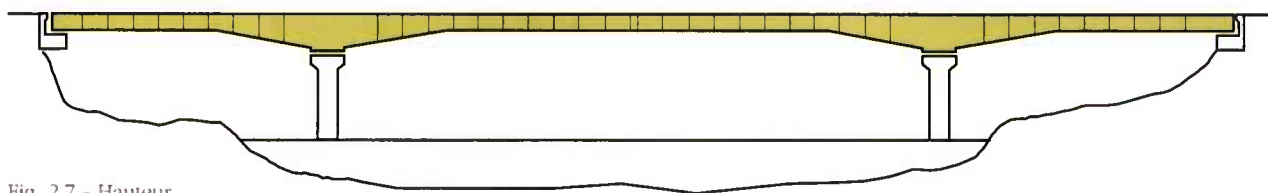


Fig. 2.7 - Hauteur variable linéairement

#### 2.2.2.4 - Hauteur pour parties constante, pour parties variable

Il est très fréquent que les contraintes d'une brèche conduisent le projeteur à concevoir un ouvrage avec des travées de longueurs très différentes. Dans ce cas, il est loisible de donner au tablier une hauteur variable dans les grandes travées et une hauteur constante ailleurs (voir l'exemple de la figure 2.3). Pour des raisons évidentes de raccordement, la hauteur à la clef des grandes travées doit alors être égale à la hauteur du tablier des zones de hauteur constante, ce qui conduit souvent à adopter un tablier plus haut que nécessaire.

### 2.2.3 - CONDITIONS D'APPUI

Nous présentons ci-dessous les conditions d'appui sur piles possibles pour un tablier de pont construit par encorbellements successifs (appuis simples, encastrement, etc.) et le domaine d'emploi de chacune de ces solutions.

#### 2.2.3.1 - Tablier sur appuis simples

La majorité des ponts construits par encorbellements successifs reposent sur des appuis simples en service alors que pendant la construction, ils sont encastres sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux que nous présentons de manière détaillée dans les chapitres 5 et 6.

Les appuis définitifs sont dans la plupart des cas des appareils d'appui à pot d'élastomère. Ces derniers sont particulièrement bien adaptés aux ponts construits par encorbellements successifs car ils sont très robustes,

compatibles avec des charges verticales très importantes et compacts. Ils existent également en plusieurs types - fixe, glissant monodirectionnel, glissant multidirectionnel - ce qui permet, au droit des appuis d'extrémité, de libérer les déplacements du tablier.

Lorsque les efforts verticaux sont inférieurs à 7 MN par appareil d'appui, il est toutefois possible d'utiliser des appareils d'appui en caoutchouc fretté. Ces derniers sont également utilisés en zone sismique, car ils permettent une meilleure répartition des efforts horizontaux entre les appuis.

#### 2.2.3.2 - Tablier encastré sur piles par liaison en béton armé

Lorsque les piles sont très hautes, il est souvent préférable d'encastrer le tablier en tête de pile (Fig. 2.9). Cette solution a été utilisée pour la première fois par l'entreprise Campenon Bernard en 1963 pour le pont du vallon du Moulin à Poudre à Brest.

Cette solution offre l'avantage de simplifier la construction et l'exploitation de l'ouvrage puisqu'il n'y a ni dispositifs de stabilisation provisoire des fléaux, ni appareils d'appui.

Toutefois, les piles et la travée centrale forment un portique sensible aux déformations linéaires du tablier sous les effets de la température, du retrait et du fluage. Si les piles sont courtes et massives, leur grande rigidité provoque des moments et des efforts tranchants qu'elles ne peuvent en général pas supporter. Cette solution n'est donc viable que pour des ouvrages de grande hauteur aux piles élancées.

Fig. 2.8 - Tablier sur appuis simples

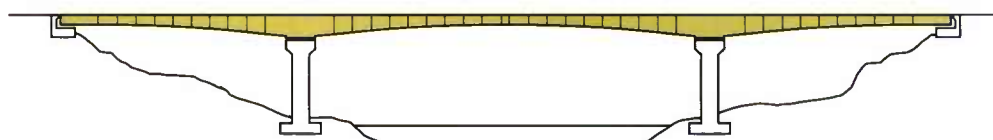
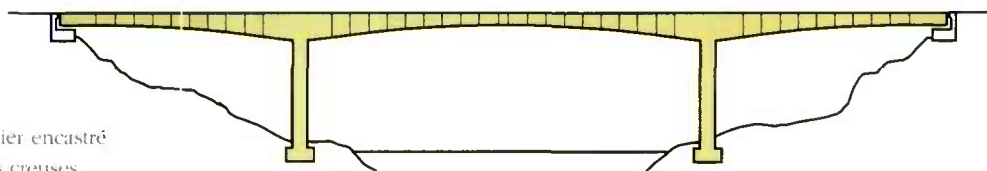




Fig. 2.9 - Tablier encastré sur deux piles creuses



Dans certains cas, les piles ne sont pas creuses mais constituées de deux fûts séparés par quelques mètres et pénétrant dans le caisson (Fig. 2.10). L'encastrement est alors quasiment parfait car il mobilise des efforts de compression et de traction dans chacun des fûts, mais la souplesse vis-à-vis des déplacements horizontaux est préservée car chaque fût ne présente qu'une faible résistance à la flexion. Le pont de Choisy-le-Roi sur la Seine a été construit selon ce principe.

De façon générale, cette solution peut s'avérer très intéressante en zone sismique, car elle confère à l'ouvrage une grande souplesse longitudinale.

Elle a récemment été mise en œuvre sur plusieurs ouvrages comme le viaduc de Tulle dont la partie supérieure des piles principales est constituée de fûts dédoublés en caisson, et dans les viaducs de Rodez et de la Rivière Saint-Denis où les piles sont constituées de deux voiles minces [BOU 91] et [BOU 92].

### 2.2.3.3 - Tablier en partie encastré, en partie sur appuis simples

De nombreux ouvrages franchissent des brèches de profondeur fortement variable, ce qui impose des piles de hauteur très différentes.

Lorsque la brèche est franchie par une série de travées courantes identiques, donc avec des fléaux tous identiques, le tablier est en général en appuis simples sur toutes ses piles. Cette solution permet en effet de conserver un ouvrage très répétitif, donc simple à exécuter.

Lorsque la brèche est franchie par un ouvrage comportant des travées de longueurs différentes, il est souvent judicieux d'encastrer le tablier sur ses piles les plus hautes et de prévoir des appuis simples sur ses autres piles. C'est l'option qui a été prise, par exemple, pour le viaduc sur le Vaur, à Tanus [SER 98] ou pour le viaduc du pays de Tulle [LAC 02], sur l'autoroute A89.

### 2.2.3.4 - Tablier encastré sur piles par deux files d'appareils d'appui (pour mémoire)

Pour être tout-à-fait exhaustif, nous rappellerons qu'une troisième solution a été utilisée par le passé. Elle consistait à munir chaque tête de pile de deux files d'appareils d'appui en caoutchouc fretté, ce qui réalisait un encastrement élastique du tablier sur sa pile.

Le pont reliant l'île d'Oléron au continent et le pont de Blois sur la Loire ont été construits suivant ce principe.

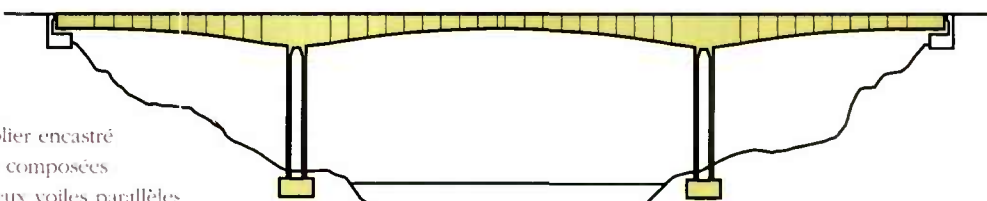
Cette solution n'est aujourd'hui plus utilisée, l'encombrement du dispositif d'appui conduisant à des têtes de pile très larges jugées peu esthétiques.

## 2.2.4 - PROBLÈMES PARTICULIERS

### 2.2.4.1 - Construction en sur-encorbellement

La technique du sur-encorbellement consiste à prolonger le fléau d'un seul côté par un ou plusieurs voussoirs, l'autre côté étant déjà clavé sur le fléau adjacent ou sur une partie coulée sur cintre (Fig. 2.11). On peut donc par cette méthode allonger une travée par rapport aux autres.

Fig. 2.10 - Tablier encastré sur deux piles composées chacune de deux voiles parallèles





Cette technique complique nettement le tracé des câbles de fléau des voussoirs en sur-encorbellement. En effet, les ancrages arrière de ces câbles ne pouvant être placés sur la tranche des voussoirs, il faut les loger soit dans des bossages à l'intérieur du caisson, ce qui complique les opérations de coffrage, soit dans une entretoise sur pile, ce qui allonge considérablement ces câbles. Il faut donc utiliser cette technique avec parcimonie, par exemple pour construire à l'équipage mobile, dans une vallée très abrupte, la partie habituellement coulée sur cintre d'une travée de rive.

#### 2.2.4.2 - Construction depuis une petite travée de rive coulée sur cintre

Il arrive qu'une brèche comporte une zone centrale longue et très marquée (fleuve, ravin, etc.) dans laquelle aucun appui ne peut être implanté. Dans ce cas, le projeteur peut concevoir un ouvrage normal avec des piles encadrant la zone centrale et des travées de rive égale à 60 % de la travée centrale. Si cette démarche conduit à des travées de rive situées très près du sol, donc inutiles, il peut être intéressant d'opter pour deux travées de rive courtes coulées sur cintre, avec une section transversale épaisse faisant contrepoids, la travée centrale étant alors construite entièrement en sur-encorbellement depuis ces deux travées (Fig 2.12). L'ouvrage sur la rivière de l'Est, à la Réunion, est une bonne illustration de cette méthode.

Un autre bon exemple d'utilisation de cette technique est constitué par le viaduc de Nantua. Sur ce viaduc, il était impossible de construire sur cintre l'extrémité d'une des travées de rive. La construction en sur-encorbellement depuis la pile voisine étant également difficile compte tenu de la longueur de cette partie, les ingénieurs l'ont donc construite en sur-encorbellement depuis une petite travée supplémentaire construite sur cintre, située sur le versant voisin. Cette travée devant être logée dans le tunnel voisin de Chamoise, les ingénieurs ont raccourci au maximum cette travée en lui donnant une section transversale très massive, donc très lourde, suffisante pour reprendre les déséquilibres.

Cette technique nécessite la mise au point d'un câblage spécifique. Coté grande travée, ce câblage ressemble beaucoup à un câblage de fléau classique. Dans les travées contrepoids, le câblage est par contre très différent, avec de nombreux câbles ancrés dans les entretoises sur culées ou dans des bossages intérieurs.

Il faut noter que des efforts importants transitent jusqu'au contrepoids. Il est donc indispensable d'assurer le bon accrochage des efforts depuis le fond de la boîte contrepoids, vers ses voiles verticaux et jusqu'aux câbles de fléau qui y sont ancrés.

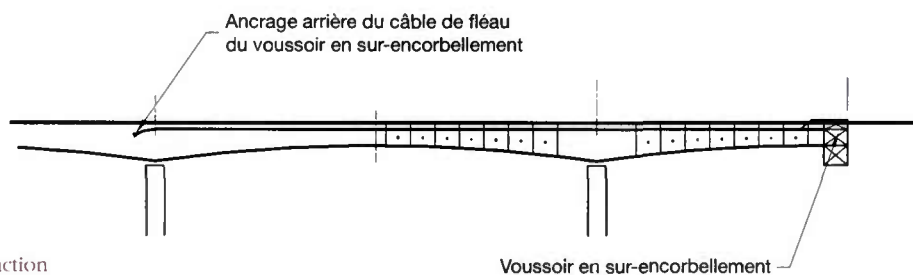


Fig. 2.11 - Construction en sur-encorbellement

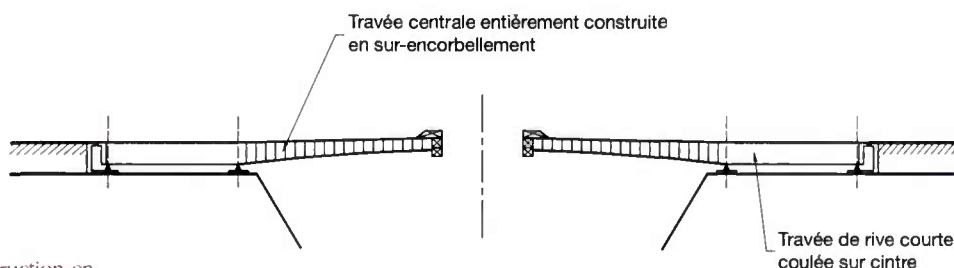


Fig. 2.12 - Construction en encorbellement à partir de travées contrepoids

2.2.4.3 - Contrepoids sur culées

Il arrive parfois qu'on ne puisse pas projeter des travées de rive assez longues, c'est-à-dire ayant au moins 55 pour cent de la travée voisine. Dans ce cas, le poids du voussoir sur culée et de l'entretoise d'about dans laquelle sont ancrés les câbles extérieurs sont insuffisants pour s'opposer aux soulèvements d'appui, sous l'effet d'un chargement rare appliqué dans la travée centrale. Pour empêcher ce phénomène qui conduirait à terme à la rupture du joint de chaussée, on peut remplir le caisson par un béton coulé en deuxième phase à l'aide de trappes ménagées dans le hourdis supérieur. On peut aussi épaissir la section transversale de la partie coulée sur cintre de cette travée (Fig. 2.13).

Pour les travées très courtes, lorsque les réactions d'appui sur culées sont toujours négatives, il est possible d'inverser le sens de fonctionnement des appareils d'appui (Fig. 2.14) et de faire travailler les voiles ou les poteaux de culée en traction, comme cela a été fait pour les viaducs d'Ottmarsheim et de Beaumont-sur-Oise. Il s'agit toutefois d'une conception très complexe, qui peut poser des problèmes délicats lors des opérations de changement des appareils d'appui et qui ne doit être adoptée que lorsque des contraintes d'implantation très sévères doivent être prises en compte.

2.2.4.4 - Articulations

Historiquement, les premiers ouvrages ayant fait l'objet de la technique de construction par encorbellements étaient réalisés avec une articulation à la clé (Fig. 2.15).

Cette solution présentait l'avantage de réaliser une structure isostatique dans sa phase définitive. Ainsi, les déformations dues au retrait et au fluage du béton ou aux variations de température n'étaient pas gênées, et n'engendraient pas de sollicitations parasites.

Toutefois, le réglage des articulations était délicat du fait que les déformations prises par les fléaux en cours de construction sont difficiles à estimer. La dénivelée différentielle entre les extrémités des deux fléaux contigus pouvait être compensée en exerçant un effort vertical, mais il subsistait une rupture de pente qui s'accroissait dans le temps sous l'effet des déformations différées dues au fluage. De plus, les articulations ont une durée de vie limitée et risquent de se gripper ou de se bloquer. Cette solution nécessite également la présence d'un joint de chaussée dont le coût d'entretien est important.

Source de pathologies importantes sur ces premiers ouvrages construits par encorbellements successifs, les articulations ne sont presque plus utilisées. On ne les rencontre plus que dans certains ouvrages de très grande longueur (pont de Chevire à Nantes, pont de l'île de Ré,...) pour permettre des dilatations

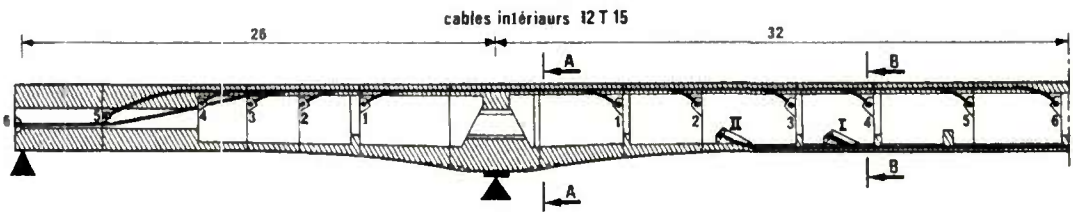


Fig. 2.13 - Travée de rive avec contrepoids

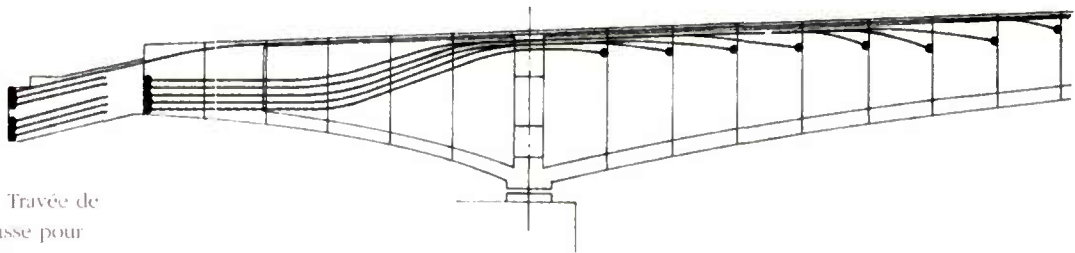


Fig. 2.14 - Travée de rive à culasse pour contrepoids avec appui inversé



Fig. 2.15 - Ouvrages anciens avec articulations aux clefs

et/ou limiter le risque de ruine de l'ouvrage en cas de chocs de bateaux de fort tonnage. Dans tous les cas, elles ne sont plus situées aux clefs des travées.

Pour être tout-à-fait exhaustif sur ce point, il faut également signaler les dispositifs mis en place sur le viaduc de Rogerville de l'autoroute A29 [JAC 98]. Ces dispositifs, constitués de deux poutres métalliques parallèles aux âmes du caisson, permettent d'introduire des joints de dilatation dans le tablier tout en transmettant les efforts tranchants et les moments fléchissants.

#### 2.2.4.5 - Utilisation de béton léger (pour mémoire)

Dans les années 1980, quelques ouvrages de grande portée ont été réalisés en partie avec du béton léger, cette disposition permettant de réduire le poids propre du caisson du tablier.

Fortement concurrencée par d'autres solutions (caissons mixtes, caissons BP à âmes métalliques légères, etc.), cette disposition a aujourd'hui pratiquement disparu en France. Par contre, comme l'indique le chapitre 1, les deux plus grands ponts au monde réalisés par encorbellements successifs comportent une partie en béton léger dans leur travée centrale.

## 2.3 - CHOIX D'UNE SECTION TRANSVERSALE

### 2.3.1 - GÉNÉRALITÉS

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

Il existe plusieurs formes de caisson. Nous allons maintenant les décrire et donner leur domaine d'emploi.

### 2.3.2 - MONOCAISSONS SIMPLES

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Jusqu'à 15 ou 16 m de largeur, le hourdis supérieur est en béton armé. Au-delà, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance. On peut disposer, par exemple trois ou quatre monotorons T15 cirés ou graissés par mètre ou trois ou quatre câbles 4T15S par voussoir de 3,50 à 4,00 mètres.

Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique, etc.).

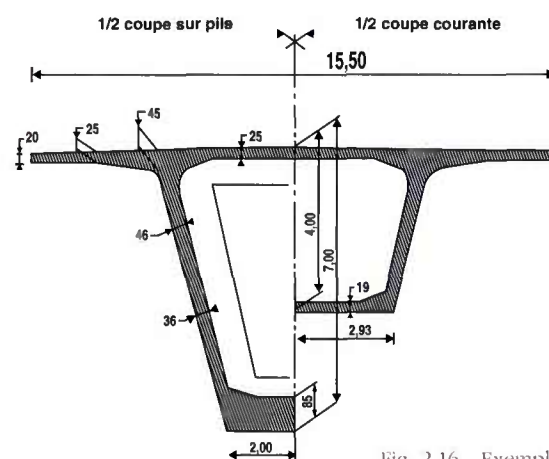


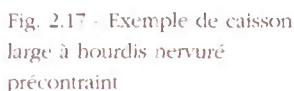
Fig. 2.16 - Exemple de caisson simple monocellulaire

### 2.3.3 - MONOCAISSONS NERVURES OU BRACONNÉS

Pour des largeurs de tablier comprises entre 18 et 25 m ou plus, la solution la plus courante est constituée par un caisson à deux âmes, avec un hourdis supérieur nervuré et un hourdis inférieur en dalle pleine (Fig. 2.17).

Comme précédemment, cette forme de caisson peut être associée à toutes les lois de variation de hauteur.

Ces structures sont esthétiquement très intéressantes. Elles sont cependant un peu plus difficiles à exécuter qu'un caisson avec hourdis supérieur nervuré. En outre, elles sont réservées aux ouvrages de hauteur constante. En effet, si la hauteur du caisson varie, les plans constitués par les bracons ou les voiles latéraux doivent être gauchis, ce qui est extrêmement délicat et coûteux à exécuter. De ce fait, leur utilisation est limitée à des ouvrages de portée maximale inférieure à 80 à 90 m.





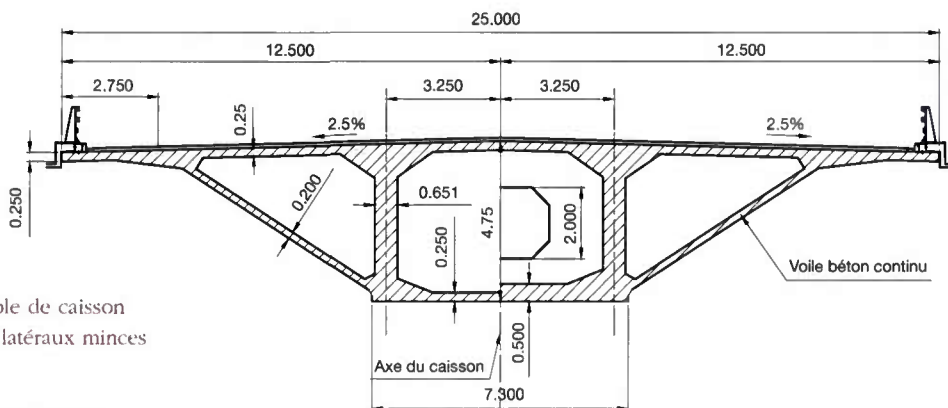


Fig. 2.19 - Exemple de caisson large avec voiles latéraux minces

### 2.3.4 - BICAISONS

Pour des largeurs importantes, il est aussi possible de projeter un tablier comportant deux caissons liés par leurs encorbellements intérieurs (Fig. 2.20).

En France, cette solution n'est plus employée que de manière exceptionnelle sur des ouvrages très larges. À l'étranger, elle a par contre été mise en œuvre récemment et à plusieurs reprises, par exemple pour les viaducs d'accès à voussoirs préfabriqués du nouveau pont sur le Tage, à Lisbonne, et pour les viaducs du second franchissement de l'estuaire de la Severn [COM 96], en Angleterre. Elle reste également très utilisée en Asie. Il faut dire que cette structure se prête particulièrement bien à la construction de tabliers larges préfabriqués puisqu'elle est obtenue en construisant deux tabliers étroits cote à cote, puis en les clavant transversalement.

La maîtrise des déformations de fluage de chacun des caissons constitués de bétons d'âges différents reste toutefois un problème délicat lors de l'exécution de ces ouvrages. D'autre part, en cas d'ouvrage à lignes d'appui biaises

ou comportant des piles décalées pour chaque caisson, la mise en place de la précontrainte transversale est très complexe.

Comme les monocaissons simples, les bicaissons sont compatibles avec toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique, linéaire, etc.).

### 2.3.5 - MONOCAISSONS À TROIS ÂMES (POUR MÉMOIRE)

Pour des largeurs comprises entre 15 et 20 m, il est possible de projeter des caissons à trois âmes (Fig. 2.21).

En France, ces structures ne sont pratiquement plus utilisées. En effet :

- leur exécution est difficile et coûteuse car il faut utiliser deux noyaux coffrants ;
- à coût identique, on leur préfère souvent des structures avec bracons ou nervures transversales, d'esthétique plus agréable ;
- certains ouvrages de ce type ont donné lieu à des pathologies importantes, en raison de la difficulté de prévoir la répartition des efforts entre les âmes.

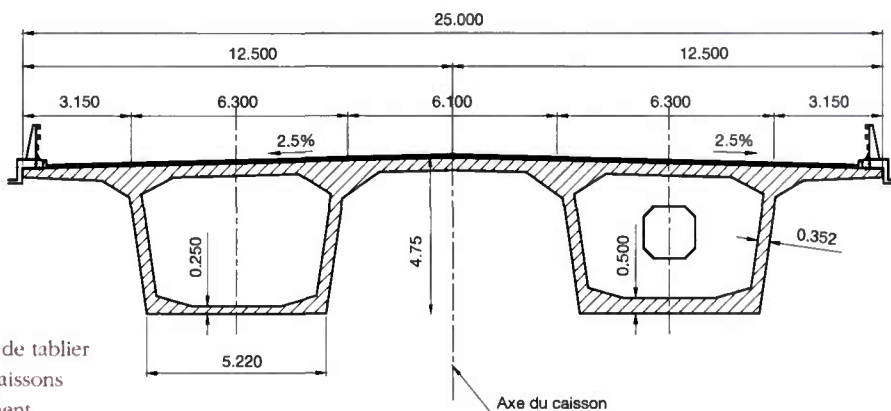
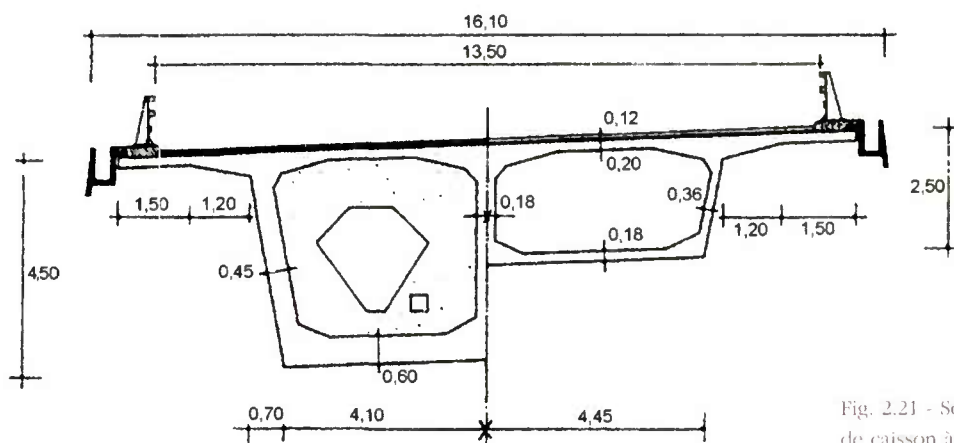


Fig. 2.20 - Exemple de tablier composé de deux caissons clavés transversalement





Ces caissons sont par contre encore construits à l'étranger, et en particulier en Asie du sud-est, parce que la main d'œuvre y est d'un coût plus faible et que les entreprises ont exporté leurs matériels dans ces pays.

### 2.3.6 - STRUCTURES TRANSVERSALES PARTICULIÈRES

Quelques ouvrages comportant des tabliers très originaux et très innovants ont été construits en France dans les années 90.

On notera tout d'abord les viaducs de Sylans et Glacières, construits à la fin des années 1980 près de Nantua, pour l'autoroute A40. Ces viaducs comportent deux tabliers en béton précontraint indépendants, dénivelés et préfabriqués, dans lesquels les habituelles âmes pleines sont remplacées par des treillis en béton ultra légers, à l'instar du pont de Bubiyan, au Koweït.

Construits au milieu des années 1990 pour supporter l'autoroute A16, les viaducs du Boulonnais ont également des tabliers constitués de voussoirs préfabriqués avec des âmes en treillis mais ces âmes sont cette fois constituées de tubes métalliques [MEU 98].

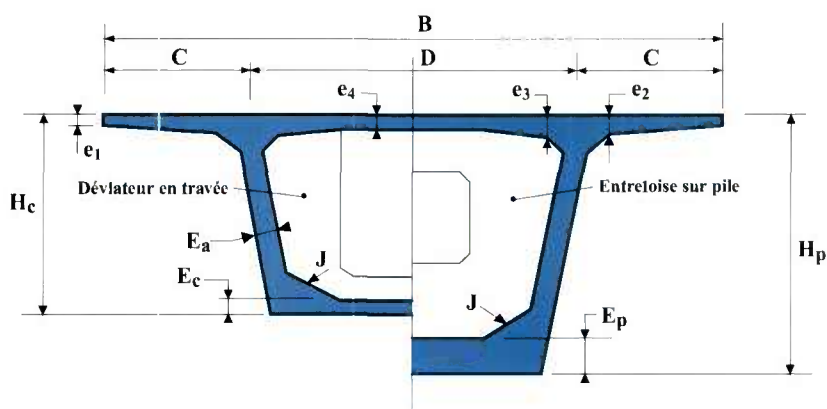
Le viaduc de la Corniche à Dôle, dans le Jura, comporte également un tablier avec des âmes ultra légères mais celles-ci sont composées de tôles métalliques plissées [REI 94]. Quatrième pont à âmes plissées construit en France après les ouvrages de Cognac, Charolles et du parc Astérix, le viaduc de Dôle est le premier pont de ce type construit par encorbellements successifs en France.

Le viaduc du Vecchio, construit en Corse à la fin des années 1990, comporte également un tablier d'une grande originalité. Celui-ci est constitué de deux hourdis en béton parallèles liés par des éléments en béton triangulaires faisant office d'âmes [PAU 00].

## 2.4 - PRÉDIMENSIONNEMENT D'UNE SECTION TRANSVERSALE SIMPLE

### 2.4.1 - GÉNÉRALITÉS

Nous examinons dans ce qui suit, après un bref préambule consacré au câblage, le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson courant monocellulaire. La figure ci-dessous précise les notations utilisées :



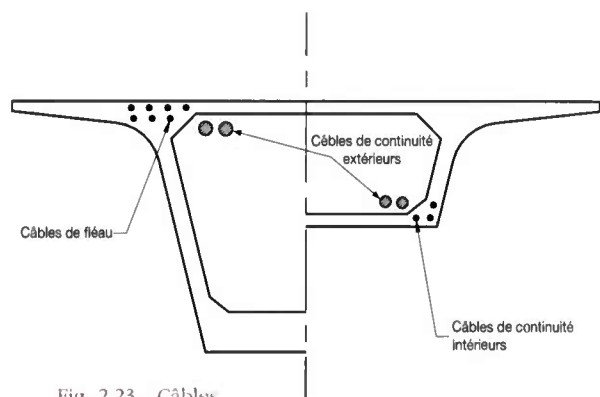


Fig. 2.23 - Câbles mis en œuvre sur les ponts courants

## 2.4.2 - PRÉAMBULE CONCERNANT LE CÂBLAGE

Une description détaillée des câblages longitudinaux mis en œuvre dans les ponts construits par encorbellements successifs est donnée dans le chapitre 3 du présent guide, consacré à la flexion longitudinale et au câblage principal. Il est cependant indispensable de donner, dès ce stade du guide, un minimum d'information concernant ces câbles.

Les câblages des ouvrages courants modernes comportent trois types de câbles : des câbles de fléau, des câbles de continuité intérieurs, souvent appelés câbles éclisses, et des câbles de continuité extérieurs.

Les câbles de fléau reprennent les moments négatifs, tant en construction qu'en service. Ils sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Les câbles de continuité intérieurs sont dimensionnés pour reprendre en construction les moments positifs dus aux charges de chantier, au gradient thermique et aux déformations différées du béton. Dans les travées de rive, ils doivent également reprendre le poids des parties coulées sur cintre. Ils sont situés dans les goussets inférieurs du caisson, près des âmes. Leurs ancrages sont logés dans des bossages.

Les câbles de continuité extérieurs complètent la précontrainte intérieure. Ils reprennent les charges d'exploitation et le poids des équipements. Ils sont situés entre les âmes et le hourdis, en dehors de la section courante. Ils

sont ancrés dans des entretoises massives sur piles ou sur culées et déviés grâce à des voiles en béton armé appelés déviateurs.

## 2.4.3 - HOURDIS SUPÉRIEUR

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ( $C \approx B / 4$ ). Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

Son épaisseur en extrémité  $e_1$  dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide technique du Setra relatif aux barrières de sécurité). Elle est au minimum de :

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps,
- 23 cm en cas de barrière normale BN1,
- 24 cm en cas de barrière normale BN4.

À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur  $e_2$  dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir pour  $e_2$  1/7 à 1/8 de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset pour un hourdis en béton armé. En béton précontraint, on peut diminuer cette valeur.

Son épaisseur à mi-portée  $e_4$  est égale à  $D/25$  ou  $D/30$ , voire  $D/35$  pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un minimum de 20 cm. À l'encastrement, la valeur  $e_3$  peut être estimée en mètre à  $0,10 + D/25$  ( $D$  désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres). En général, on a vérifié également :  $e_3 > e_2 - 0,10$  m et  $e_3 > 1,5 e_4$

Compte tenu de ce qui précède, l'épaisseur moyenne du hourdis d'un caisson simple s'établit à 22 à 26 cm, non compris les goussets de raccordement aux âmes du caisson.

La précontrainte transversale permet de réduire d'environ 10 % les dimensions  $e_2$ ,  $e_3$  et  $e_4$  si on dispose de suffisamment de place pour loger les câbles de fléau. Il convient d'apporter une grande importance aux conditions de bon enrobage des câbles transversaux ainsi qu'aux conditions d'ancrage de ces câbles aux extrémités du hourdis ; ces conditions peuvent en effet aussi déterminer l'épaisseur du hourdis à son extrémité.

Pour les hourdis nervurés, l'épaisseur de la dalle est bien sûr plus faible. Elle est comprise entre 22 cm, pour un entraxe de nervures normal de 3 m à 3 m 50. et 10 cm pour un entraxe beaucoup plus faible. Elle dépend également du mode de réalisation des voussoirs (coulés en place ou préfabriqués).

### 2.4.4 - ÉPAISSEUR DES ÂMES

#### 2.4.4.1 - Généralités

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %.

Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable et variable pour un tablier de hauteur constante. Lorsqu'un épaississement est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement (par redans et naturellement par l'intérieur) pour faciliter l'exécution.

Verticalement, les âmes sont presque toujours d'épaisseur constante sur toute leur hauteur. Pour des portées supérieures à 100 mètres environ et dans certains projets particulièrement optimisés, les âmes sont parfois épaissies au voisinage du hourdis supérieur, les cisaillements d'effort tranchant étant maximaux dans cette zone.

#### Épaisseur minimale des âmes dans le cas courant

La plupart du temps, les câbles de fléau sont ancrés dans le gousset supérieur ou dans un bossage haut. Dans ce cas, l'âme n'étant pas entamée par les câbles, son épaisseur peut être réduite au strict minimum pour résister à l'effort tranchant en service en bénéficiant de la réduction importante apportée par le relevage des câbles extérieurs. Toutefois, en construction, on ne bénéficie pratiquement d'aucune réduction de l'effort tranchant, car les câbles extérieurs ne sont pas encore tendus. L'épaisseur totale  $E_a$  des deux âmes peut être estimée à  $E_a = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125$ , relation dans laquelle  $L$  est la portée principale et  $B$  la largeur du hourdis supérieur ( $E_a$ ,  $L$  et  $B$  exprimés en mètres).

#### Épaisseur minimale des âmes dans des cas particuliers

Il arrive parfois qu'on souhaite faire descendre les câbles de fléaux dans les âmes, pour augmenter la réduction d'effort tranchant apportée par la précontrainte. On y est d'ailleurs contraint pour les ouvrages très larges et de grande portée, ou l'ancrage d'une seule paire de câbles par voussoir ne suffit pas. Dans ce cas, l'épaisseur des âmes doit également respecter un certain nombre de conditions relatives au bon bétonnage et à l'ancrage des câbles de fléau sur la tranche des voussoirs :

- $a > 2(e + 2d + V) + \phi_g$  avec  $V = 7$  cm minimum (cheminée de bétonnage et de vibration) ;
- $a > 2D$  avec  $D$  enrobage des plaques donné par les agréments des systèmes de précontrainte en fonction de la résistance du béton (*en première estimation, on peut prendre  $D = 18$  cm pour des câbles 12T13 et  $D = 20$  cm pour des câbles 12T15*) ;
- $a > 3\phi_g$  avec  $\phi_g = 7$  cm pour des câbles 12T13 et  $\phi_g = 8$  cm pour des câbles 12T15.

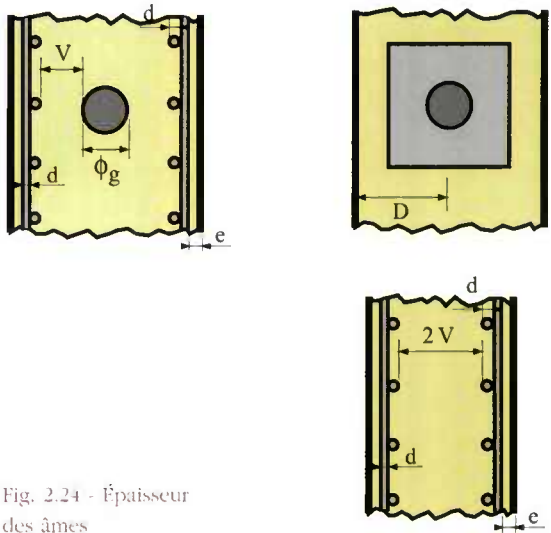


Fig. 2.24 - Épaisseur des âmes

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose de conserver une épaisseur utile d'âme  $E_a$  égale à  $0,26 + L/500$ , avec  $E_a$  et  $L$  en mètres. Cette formule (un peu plus défavorable que la précédente pour les faibles portées et les caissons peu larges), donne de bons résultats pour des portées comprises entre 70 et 170 m, et pour des largeurs de tablier inférieures à 15 m. Pour des tabliers plus larges, cette épaisseur doit être augmentée.

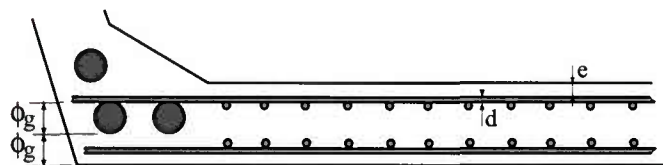


## 2.4.5 - ÉPAISSEUR DU HOURDIS INFÉRIEUR

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. Les lois de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale sont soit linéaire, soit parabolique, soit du 4<sup>ème</sup> degré. Cette dernière loi de variation permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur et de gagner du poids. Des variations d'épaisseur en escalier, dites aussi "à la demande" sont parfois adoptées. Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.

### Épaisseur minimale

Dans la partie centrale des travées, le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible (18 à 22 cm) pour limiter le poids propre du caisson. Pour les ouvrages larges, la flexion transversale est prépondérante, et l'épaisseur est plutôt de l'ordre de 25 cm. Dans les ouvrages de conception ancienne, ce hourdis recevait des câbles de continuité qu'il fallait protéger contre la corrosion par une couverture de béton au moins égale à un demi diamètre de gaine. La puissance des câbles augmentant, cette disposition a cependant fini par poser des problèmes de fissuration liés à la diffusion de la force de précontrainte au voisinage des ancrages. Aujourd'hui, les câbles de continuité sont logés dans les goussets inférieurs des caissons et la condition d'enrobage précisée ci-dessus ne concerne plus le hourdis. Il est cependant souhaitable de caler l'épaisseur minimale du hourdis  $E_c$  pour que la nappe supérieure de son ferrailage transversal ne percute pas les gaines des câbles dans les goussets. Il est également bon que cette épaisseur ne soit pas inférieure au tiers de l'épaisseur des âmes, pour que le caisson puisse être considéré comme indéformable transversalement.



$$E_c \geq 2 \varnothing + d + e \text{ avec } E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$$

Fig. 2.25 - Détail du hourdis inférieur

### Épaisseur maximale

C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile  $E_p$ . Cette valeur, qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 80 cm voire plus. Il est conseillé d'adopter une marge de sécurité sur la contrainte limite afin de diminuer les redistributions par fluage.

Pour les ouvrages de hauteur variable paraboliquement ou selon une cubique, le hourdis inférieur doit aussi résister transversalement à la poussée au vide due aux effets combinés de la compression de ce hourdis et de sa courbure.

## 2.4.6 - DIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS SUPÉRIEURS

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants,
- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes,
- ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage,
- ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage,
- ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

Dans les ouvrages coulés en place, des blocs en béton préfabriqués incluant les ancrages des câbles de fléau sont encore parfois utilisés pour pouvoir tendre ces câbles quelques heures seulement après le bétonnage des voussoirs. Ces blocs doivent alors trouver leur place dans les nœuds âmes/hourdis. Ils peuvent donc aussi influencer les dimensions des goussets supérieurs.



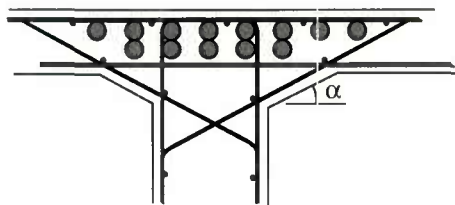


Fig. 2.26 - Détail  
des goussets supérieurs

Compte tenu de ce qui précède, les goussets sont dessinés et pris en compte de manière empirique dans les calculs de dégrossissage et ne sont fixés précisément qu'après détermination précise du câblage de fléau et du ferrailage transversal.

Pour conclure, il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle  $\alpha$  compris entre  $30$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement esthétiques.

## 2.4.7 - DIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS INFÉRIEURS

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure (Fig. 2.27).

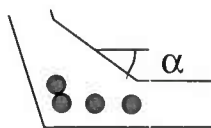
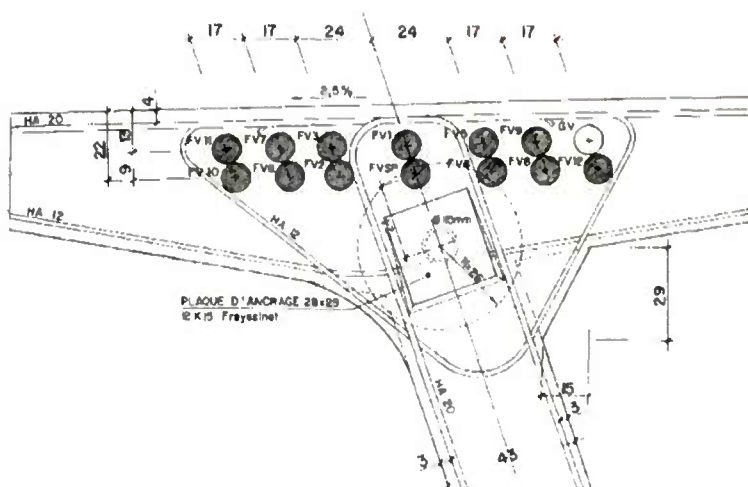


Fig. 2.27 - Détail des goussets inférieurs

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage. Quand le hourdis inférieur est large, la pente des goussets par rapport à l'horizontale peut descendre à 15 voire 10°, pour permettre une bonne reprise des efforts de flexion transversale. Dans ce cas, les goussets ne sont pas coffrés, mais simplement talochés pendant le bétonnage.



Comme nous l'avons déjà écrit, les câbles de continuité intérieurs ou câbles éclisses sont ancrés dans des bossages en excroissance, situés à la liaison entre les âmes et le hourdis inférieurs (Fig. 2.28). Ces bossages présentent une longueur en général un peu inférieure à celle des voussoirs courants. Ils sont exécutés en même temps que le reste du voussoir.

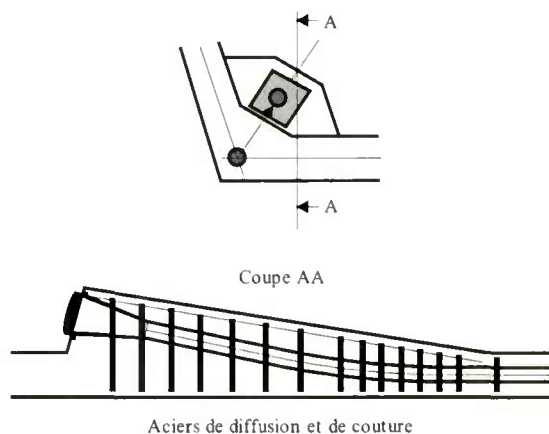


Fig. 2.28 - Bossages d'ancrage  
des câbles de continuité inférieurs

#### 2.4.8 - ENTRETOISES ET DÉVIATEURS

Les ponts construits par encorbellements successifs comportent d'importantes entretoises au droit des piles et des culées.

Les entretoises sur pile ont un rôle particulièrement important :

en phase d'exploitation :

- elles transmettent les flux de cisaillement des âmes et des hourdis dus à l'effort tranchant et à la torsion du tablier aux appareils d'appui et aux piles,

- elles transmettent la composante verticale de la contrainte normale dans le hourdis inférieur (effet Résal) aux appareils d'appui et aux piles (voir 4.2.3.1 et 4.2.3.3),
- elles reprennent les charges locales sur le hourdis supérieur entre âmes,
- elles assurent l'ancrage des câbles de précontrainte extérieurs au béton et la diffusion de leurs efforts,
- elles transmettent la composante verticale des câbles de précontrainte extérieurs déviés dans les voussoirs sur pile aux appareils d'appui et aux piles (voir 4.2.3.4).

en phase de construction :

- elles transmettent les flux de cisaillement des âmes et des hourdis dus à l'effort tranchant et à la torsion du tablier aux appareils d'appui provisoires et aux piles,
- elles transmettent la composante verticale de la contrainte normale dans le hourdis inférieur (effet Résal) aux appareils d'appui provisoires et aux piles,
- elles reprennent les efforts dus aux systèmes de stabilisation du fléau et permettent la transmission des efforts aux appareils d'appui provisoires.

Des déviateurs en béton situés dans les différentes travées permettent d'onduler les câbles de précontrainte extérieurs (Fig. 2.29). Ils sont en général constitués d'une poutre inférieure rectangulaire surmontée par deux voiles minces trapézoïdaux.

## 2.5 - DÉCOUPAGE EN VOUSSOIRS

### 2.5.1 - GÉNÉRALITÉS

Nous avons déjà vu que la géométrie longitudinale de l'ouvrage était entièrement dictée par son mode de construction. Le découpage en voussoirs s'en déduit également (Fig. 2.30).

Nous allons voir dans ce qui suit comment sont en général fixées les longueurs des différents types de voussoirs. Dans certains cas particuliers, il faut noter que le découpage en voussoirs peut aussi être conditionné ou influencé par la volonté de répartir uniformément :

- les nervures transversales ou les bracons du tablier, quand celui-ci en comporte,
- des éléments de corniches à motifs architecturaux à marier également avec des poteaux de BN4.

La tranche des voussoirs est généralement perpendiculaire à l'extrados de l'ouvrage, et donc au profil en long, mais il est également possible de prévoir des joints verticaux.

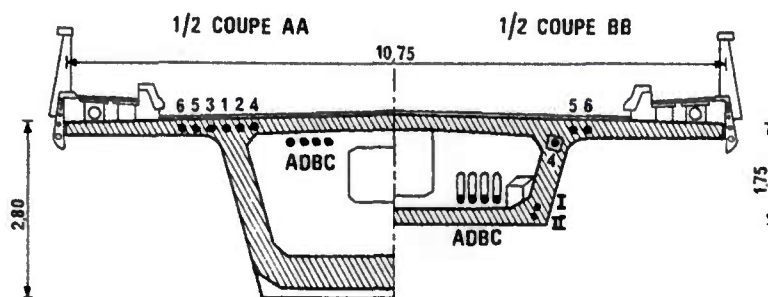


Fig. 2.29 - Déviation des câbles extérieurs

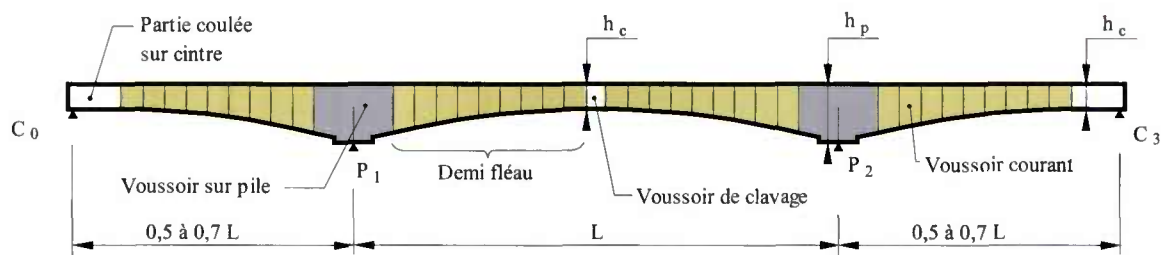


Fig. 2.30 - Découpage en voussoirs

### 2.5.2 - VOUSOIRS COURANTS

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.

Lorsque les voussoirs sont coulés en place, les deux critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs. Cette volonté d'optimisation peut parfois conduire à réaliser des voussoirs de différentes longueurs pour un même demi fléau. Par exemple, les voussoirs du nouveau pont sur le Rhin au sud de Strasbourg présentent une longueur variable de 3,00 m près de piles à 5,00 m en milieu de travée afin d'optimiser les cycles de construction (au stade du projet, cette longueur était constante et égale à 3,25 m).

Lorsque les voussoirs sont préfabriqués, le principal critère de détermination de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs. En effet, comme on peut le lire au chapitre 6, les voussoirs préfabriqués doivent être déplacés avec des engins spécifiques, dont la capacité est forcément limitée. On notera toutefois que plus les voussoirs sont courts, plus la géométrie du fléau est difficile à respecter.

Souvent, dans les avants projets, on détermine la longueur des voussoirs pour qu'il y ait autant de voussoirs courants que de paires de câbles de fléaux déterminés par le calcul. Mais ce n'est qu'une possibilité et il est fréquent que l'on soit obligé d'ancrer deux paires de câbles par voussoir pour les ouvrages de grande portée et de grande largeur. Comme nous l'avons déjà vu, la longueur des voussoirs ainsi déterminée lors de l'avant projet peut être modifiée pendant les études d'exécution, soit pour utiliser des équipages mobiles construits pour un précédent chantier, soit pour diminuer le nombre des voussoirs ou optimiser les cycles de fabrication.

Quelle que soit la méthode retenue, on peut considérer que les voussoirs sont d'autant plus longs que la section transversale est modeste. Ainsi, on retiendra des voussoirs de 2,5 à 3 m pour les ouvrages très larges ou de grandes portées, et des voussoirs plus longs - 3 à 4 m - pour des ouvrages étroits ou de portées modestes.

### 2.5.3 - VOUSOIRS SUR PILES

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs. Pour monter la paire d'équipages sur le voussoir sur pile, il faut en effet lui donner une longueur égale à deux fois celle des voussoirs courants augmentée de cinquante centimètres à un mètre.

Le voussoir sur pile représente un volume de béton très important qui peut rarement être bétonné en une seule phase. D'autre part, son coffrage doit être conçu pour résister sans se déformer à d'importantes poussées du béton frais. Pour les ouvrages coulés en place comportant un faible nombre de piles, il peut être intéressant de réduire la longueur du VSP. Dans ce cas, le deuxième voussoir de la première paire est exécuté après déplacement du premier équipage. Le déséquilibre du fléau avant montage du second équipage est important, mais admissible compte tenu des faibles bras de levier à ce stade de la construction.

Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs. On découpe donc les VSP en deux voire trois parties assemblées par précontrainte.

### 2.5.4 - VOUSOIRS DE CLAVAGE

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée.

Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Toutefois, le voussoir de clavage ne doit pas être trop petit pour pouvoir démonter sans trop de difficulté le coffrage intérieur de l'équipage. Le voussoir de clavage nécessite un coffrage particulier, en général en bois, démontable en éléments suffisamment petits pouvant être évacués par un trou d'homme. La longueur du voussoir de clavage doit aussi permettre le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles de fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.

Pour les ouvrages préfabriqués, on cherche à réaliser le clavage, pour des raisons économiques, avec l'outil le plus simple possible. Ce clavage est ainsi réduit à sa plus simple expression, sa longueur ne dépassant pas 15 à 20 cm. Un clavage aussi court est exécuté en béton non-armé et ne permet pas de tendre les câbles de fléaux habituellement mis en place dans les derniers voussoirs courants. Ceux-ci ne sont donc précontraints avant clavage que par le brélage provisoire.

## 2.6 - PRINCIPAUX RATIOS

Pour les ouvrages courants, les statistiques donnent les ratios suivants :

- Épaisseur équivalente :  $e = 0,4 + 0,0035 L$

(L portée principale en mètres et e en mètres)

- Précontrainte longitudinale : 40 à 50 Kg/m<sup>3</sup>
- Précontrainte transversale : 5 à 7 Kg/m<sup>2</sup> de tablier
- Aciers passifs :
  - sans précontrainte transversale :  
130 à 170 Kg/m<sup>3</sup> (\*)
  - avec précontrainte transversale :  
110 à 130 Kg/m<sup>3</sup> (\*)

Le ratio d'aciers passifs est en général un peu plus fort pour les ouvrages préfabriqués, car leur épaisseur équivalente est souvent plus faible que celle des ouvrages coulés en place et parce qu'il faut ajouter des armatures de brélage provisoire et de levage.

(\*) Pour les aciers passifs, le ratio dépend beaucoup du type et de l'épaisseur du bourdis supérieur (bourdis épais, bourdis nervuré, etc.), des conditions imposées pour le cumul des aciers de diffusion - cisaillement - flexion et de la valeur acceptée pour la limite élastique des aciers dans les calculs (400 ou 500 MPa).



**Page laissée blanche intentionnellement**

# CONCEPTION ET JUSTIFICATION DU CÂBLAGE LONGITUDINAL

*Le présent chapitre traite de la conception et de la justification par le calcul du câblage longitudinal des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Attention, il ne couvre pas la justification des contraintes tangentes qui est traitée au chapitre 4.*

## 3.1 - PRINCIPES DE CÂBLAGE

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

Comme indiqué dans le chapitre précédent, les câbles peuvent se regrouper en différentes familles :

- les câbles de fléau, nécessaires à l'assemblage des voussoirs successifs,
- les câbles de continuité destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Jusqu'au milieu des années 80, toute la précontrainte des ouvrages construits par encorbellements successifs était intérieure au béton.

Aujourd'hui, la technologie de la précontrainte mixte, c'est-à-dire comprenant à la fois des câbles intérieurs au béton et des câbles extérieurs au béton, est utilisée de façon quasi systématique en France. Pour un ouvrage à trois travées, la cinématique de mise en tension de ces différents câbles est alors la suivante :

- mise en tension de câbles de fléau intérieurs au béton pour assembler les voussoirs courants (Fig. 3.1),
- mise en tension de câbles de continuité intérieurs au béton (ou câbles éclisses), pour solidariser les parties coulées sur cintre des travées de rive aux deux fléaux (Fig. 3.2),
- mise en tension de câbles de continuité intérieurs au béton (ou câbles éclisses) à la clef de la travée principale pour assurer la continuité de la structure (Fig. 3.3),

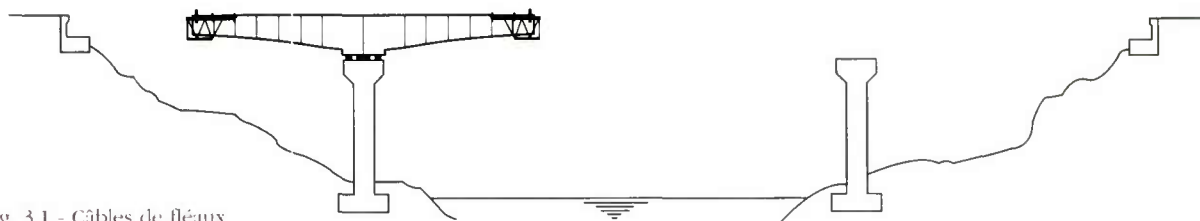


Fig. 3.1 - Câbles de fléaux

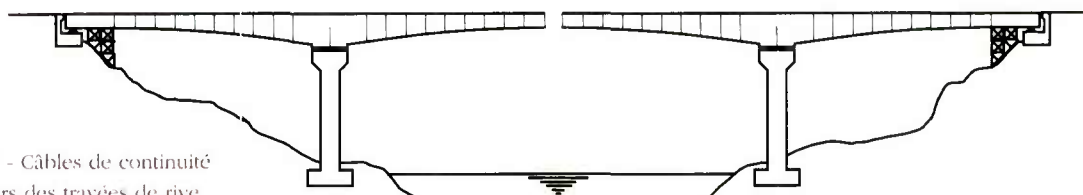


Fig. 3.2 - Câbles de continuité intérieurs des travées de rive

- mise en tension de câbles de continuité extérieurs au béton, filants sur une ou plusieurs travées, pour reprendre les compléments de charge (Fig. 3.4).

### 3.1.1 - PRÉCONTRAINTE DE FLÉAU

Les câbles de fléau sont dimensionnés :

- en construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantier,
- en service, pour participer, avec les câbles de continuité extérieurs au béton, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Ces câbles sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier pour s'opposer efficacement à des moments négatifs. Dans la quasi totalité des cas, ils sont intérieurs au béton afin d'obtenir un excentrement maximal.

#### 3.1.1.1 - Principe du câblage de fléau des ouvrages anciens (pour mémoire)

Dans les conceptions anciennes, ces câbles subissaient quasi systématiquement des déviations verticales à leurs extrémités et leurs ancrages étaient implantés dans les âmes.

Le principal avantage de cette disposition était la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles, particulièrement favorable à proximité des piles.

Cette disposition présentait par contre des inconvénients :

- la présence de câbles dans les âmes crée un obstacle vis-à-vis du bétonnage,
- l'encombrement des plaques d'ancrage impose une épaisseur minimale d'âme importante (classiquement de l'ordre de 45 cm),

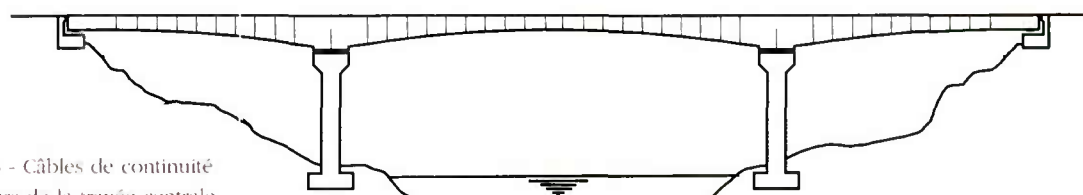


Fig. 3.3 - Câbles de continuité intérieurs de la travée centrale

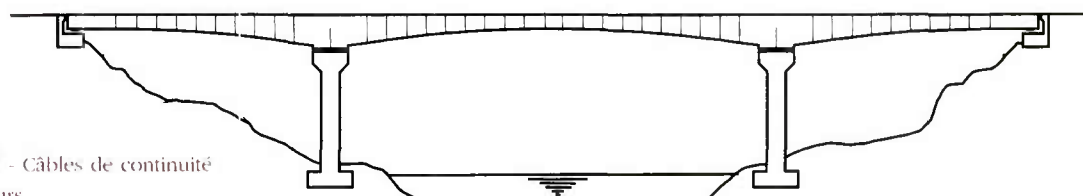


Fig. 3.4 - Câbles de continuité extérieurs

- conformément au règlement, l'épaisseur d'âme doit être diminuée pour le calcul des contraintes de cisaillement d'un diamètre de gaine ou d'un demi-diamètre de gaine selon les règles de calcul,
- les câbles de fléau subissent des déviations angulaires importantes, ce qui est pénalisant vis-à-vis des pertes par frottement.

### 3.1.1.2 - Principe du câblage de fléau des ouvrages modernes

Dans les conceptions actuelles classiques, la réduction d'effort tranchant est apportée par le câblage de continuité extérieur au béton. Il n'est donc plus nécessaire de descendre les câbles dans les âmes à leurs extrémités, et ils peuvent être ancrés directement dans les nœuds supérieurs. Les inconvénients des anciens câblages de fléau sont ainsi évités.

Pour des hourdis supérieurs de largeur courante (10 à 12 m), un câble est ancré par âme et par voussoir. Pour des hourdis supérieurs plus larges, il peut être nécessaire d'ancrer deux câbles par âme et par voussoir. De même, il est envisageable de ménager dans le gousset une réservation correspondant à l'encombrement des ancrages des câbles de la précontrainte complémentaire (cf. § 3.1.3.1). De ce fait, les dimensions des goussets supérieurs sont directement influencées par le nombre et par les dimensions des plaques d'ancrage des câbles et par la position des conduits des câbles de fléau.

### 3.1.1.3 - Tracé du câblage de fléau pour les ouvrages modernes

#### Tracé courant

Les câbles de fléau subissent des déviations verticales et des déviations en plan dans le nœud supérieur. Dans la mesure du possible, les déviations verticales sont dissociées des déviations horizontales (Fig. 3.5).

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments de conduits, le tracé des câbles au passage des joints est le plus souvent perpendiculaire à la surface coffrée du masque.

#### Tracé peigné

Le tracé de câblage dit "peigné" permet de systématiser les tracés des câbles, ce qui simplifie l'exécution (Fig. 3.6). En effet, un tel tracé :

- utilise toujours les mêmes points de passage au niveau des joints afin d'utiliser un masque unique,
- limite les déviations en plan et donc les pertes par frottement,
- évite les tronçons courbes au droit des joints,
- réalise les déviations en plan sur la longueur exacte du voussoir.

On remarque aussi que la plaque d'ancrage se trouve automatiquement inclinée, dans un sens puis dans l'autre, sur l'axe de l'âme.

On trouvera de plus amples informations sur les câblages "peignés" dans l'article intitulé "Practical design of cantilever tendons in bridges built by the balanced cantilever method (FIP Symposium - Londres - septembre 1996)".

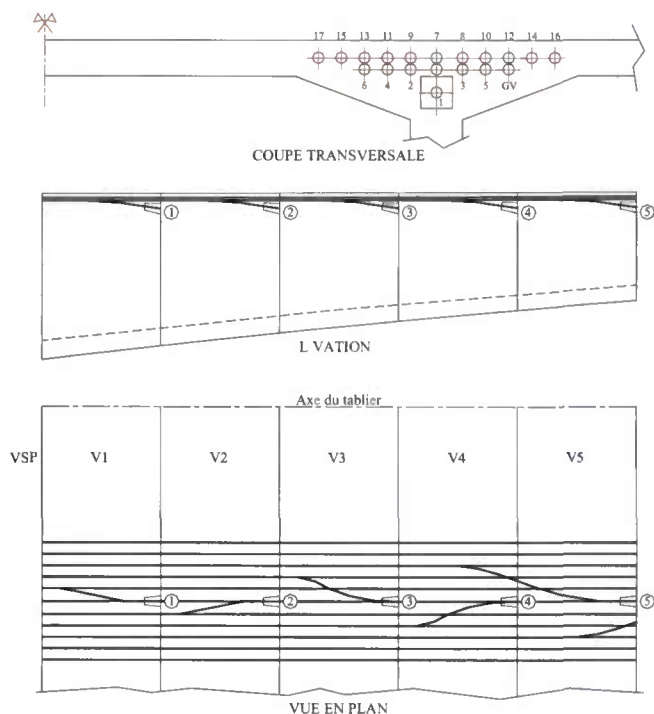


Fig. 3.5 - Câblage de fléau classique



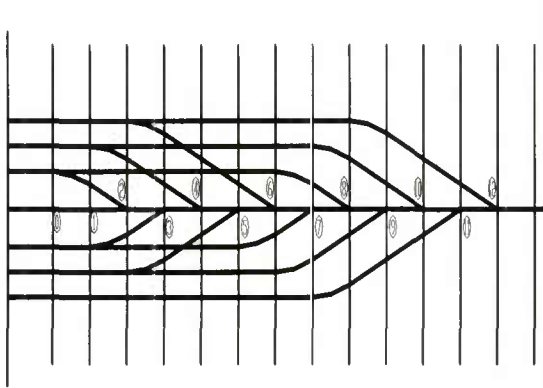


Fig. 3.6 - Câblage de fléau peigné :  
vue en plan et détails des goussets

Sur la figure ci-dessus, on note la contrainte liée à la présence de câbles de clouage sur appui. Il faut également citer les contraintes liées aux réservations pour l'accrochage des équipages mobiles (voussoirs coulés en place) et pour les dispositifs de levage (voussoirs préfabriqués).

Il est également possible de disposer les plaques d'ancrage au niveau des goussets, et à l'extérieur des ferrillages d'âmes, pour éviter de couper systématiquement les étriers verticaux à proximité de l'ancrage des câbles. Dans ce cas, seuls les premiers câbles sont ancrés dans l'axe de l'âme, les suivants sont ancrés alternativement de part et d'autre. Cette disposition permet en outre d'ancrer deux câbles par âme si nécessaire.

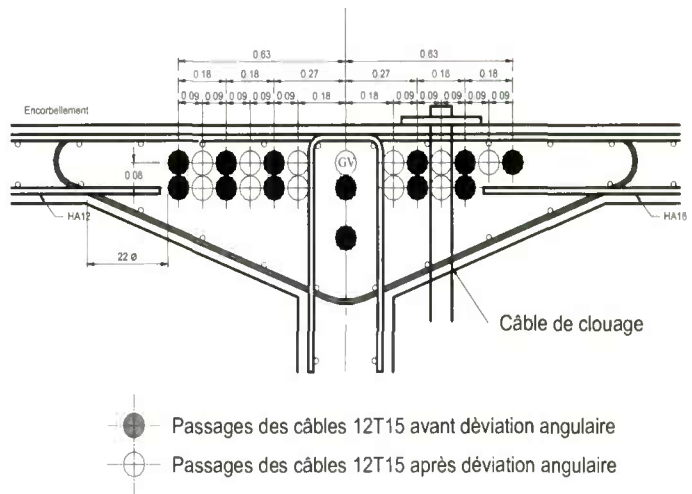
#### 3.1.1.4 - Quelques points particuliers de conception

##### Nombre de câbles de fléau

Deux ou quatre câbles peuvent être arrêtés par voussoir. Si pour les raisons évoquées précédemment, on souhaite ne pas ancrer de câbles dans les âmes sans pour autant augmenter la taille des goussets, le nombre optimal de câbles arrêtés en extrémité de chaque voussoir est égal à deux (un câble par âme). Cette disposition permet de standardiser le ferrillage des voussoirs.

##### Câblage de la dernière paire de voussoirs

Pendant la construction d'un fléau, la situation la plus défavorable est en général obtenue lors du bétonnage de la dernière paire de voussoirs. Les câbles de fléau ancrés dans cette dernière paire de voussoirs qui ne sont pas tendus dans



la phase dimensionnante, ne sont donc pas nécessaires vis-à-vis de la construction du fléau. D'autre part, l'expérience montre que du fait de la présence des câbles de continuité extérieurs qui règnent sur toute la longueur de l'ouvrage, les câbles de fléau sont surabondants en service. Il en résulte que les ouvrages peuvent être conçus sans ancrer de câbles de fléau dans la dernière paire de voussoirs. Cette dernière paire fonctionne alors provisoirement en béton armé. Cette disposition est d'ailleurs couramment adoptée pour les ouvrages à voussoirs préfabriqués, pour lesquels la faible longueur du voussoir de clavage (20 à 30 cm) empêche la mise en tension de ces câbles.

##### Câblage des ouvrages à voussoirs préfabriqués

Lors de la mise en œuvre de voussoirs préfabriqués, ceux-ci doivent être provisoirement maintenus jusqu'à la mise en tension de la précontrainte de fléau par des barres de brélage parallèles à l'extrados. Ces barres permettent de maintenir provisoirement le voussoir et d'exercer afin de maintenir une compression minimale dans la colle du joint de voussoir de l'ordre de 0,2 MPa. Celles-ci sont généralement ancrées en quinconce sur des nervures verticales réalisées en face intérieure des âmes, à mi-distance des joints de voussoir (Fig. 3.7).

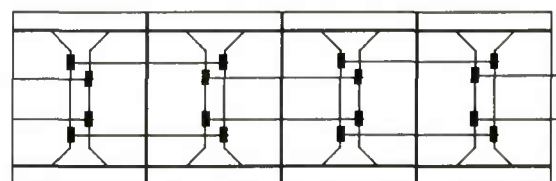


Fig. 3.7 - Principe de brélage  
des voussoirs préfabriqués

### Câbles de fléau extérieurs au béton

Pour les très grands ouvrages (portée > 120 m environ), une partie des câbles de fléau peut être extérieure au béton, afin de limiter la taille des goussets supérieurs et donc, les charges permanentes.

### Inclinaison des câbles

Afin de réduire les contraintes de cisaillement dans certains types d'ouvrages, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes (généralement ceux des premiers voussoirs), selon un schéma proche des dispositions des ouvrages anciens (Fig. 3.8).

Ces dispositions sont utilisées pour des ouvrages de hauteur variable dont on veut limiter la hauteur sur pile et pour des ouvrages à hauteur constante de portée supérieure à 60 m environ.

### Voussoirs en "sur-encorbellement"

Comme cela est écrit au chapitre 2, afin de réduire les parties coulées sur cintre près des culées, ou afin de réaliser des travées de longueurs différentes, il peut s'avérer nécessaire de réaliser à une seule extrémité d'un fléau, un ou plusieurs voussoirs dits "voussoirs en sur-encorbellement".

Le fléau est alors dissymétrique et les câbles de fléau ancrés dans ces voussoirs peuvent être dissymétriques par rapport à la pile. Cependant, ils doivent être ancrés à une distance suffisante de la section sur pile afin que l'effort de précontrainte soit diffusé dans cette section.

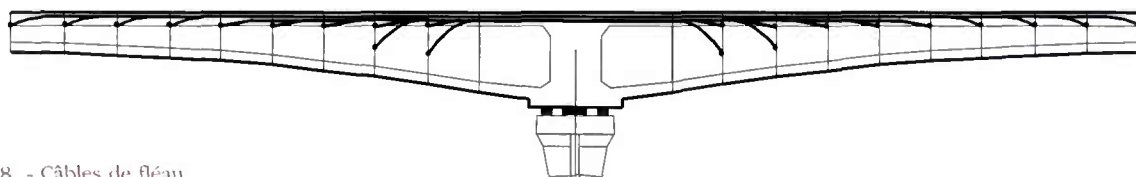


Fig. 3.8 - Câbles de fléau

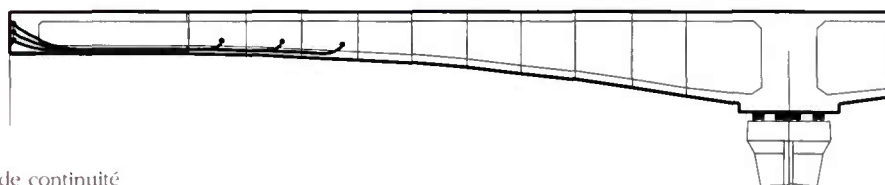


Fig. 3.9 - Câbles de continuité intérieurs en travée de rive

### 3.1.2 - PRÉCONTRAINTÉ DE CONTINUITÉ

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Dans les conceptions anciennes, ces câbles étaient tous intérieurs au béton. Ils régnaient en travée dans le hourdis inférieur et étaient ancrés dans des bossages faisant saillie au-dessus de celui-ci, ou relevés dans les âmes et ancrés dans des encoches ménagées dans l'extrados du tablier. Le nombre important de câbles conduisait à les répartir sur toute la largeur du hourdis inférieur, ce qui a occasionné d'importantes pathologies (voir chapitre 8).

Aujourd'hui, la précontrainte de continuité est en général mixte, c'est-à-dire composée à la fois de câbles intérieurs au béton et de câbles extérieurs au béton. Le présent paragraphe ne développe que le cas des câblages mixtes. Pour les câblages de continuité entièrement intérieurs au béton, le lecteur pourra se reporter au bulletin technique n° 7 du Setra publié en 1972.

#### 3.1.2.1 - Câbles de continuité intérieurs

Les câbles de continuité intérieurs au béton appelés souvent "câbles éclisses" règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive (Fig. 3.9 et 3.10).

Ces câbles s'opposant à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur (Fig. 3.11).



Fig. 3.10 - Câbles de continuité intérieurs en travée courante

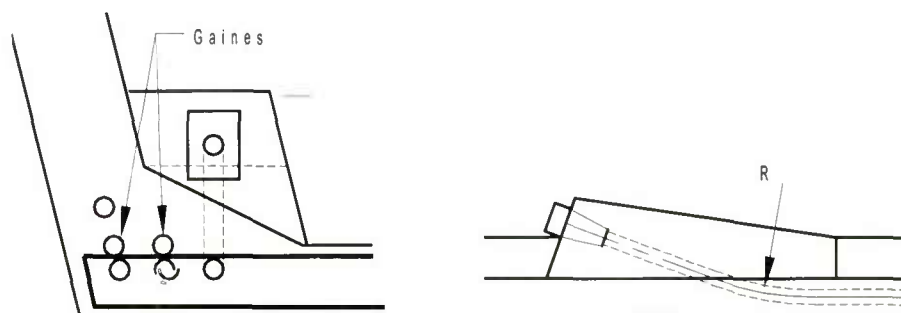


Fig. 3.11 - Bossages des câbles de continuité intérieurs

Ils sont souvent calés par rapport au dessus du hourdis inférieur afin de systématiser leur tracé dans le bossage.

La précontrainte intérieure de continuité est dimensionnée de façon à reprendre au moins le retrait après clavage, les effets thermiques - gradient thermique et variation uniforme de température - et les effets d'adaptation de la structure pendant les phases de construction, entre le coulage des bétons de clavage et la mise en tension de la précontrainte extérieure de continuité.

L'attention des projeteurs est attirée sur le fait que sous l'effet des variations de température, les liaisons provisoires des fléaux risquent de créer des efforts importants dans le tablier et dans les appuis, notamment si ces derniers sont rigides.

Pour les travées de rive, la précontrainte intérieure de continuité reprend également le poids de la partie coulée sur cintre.

### 3.1.2.2 - Câbles de continuité extérieurs

Les câbles de continuité extérieurs sont destinés à reprendre :

- en complément des câbles de continuité intérieurs, les moments positifs en travée dus aux charges permanentes (y compris retrait et redistribution d'effort due au fluage) et aux charges d'exploitation,
- en complément des câbles de fléau, les moments négatifs sur pile dus aux charges permanentes et d'exploitation.

En élévation, ils sont donc situés près du hourdis inférieur en travée et près du hourdis supérieur sur appuis. Pour tenir compte des tolérances d'exécution, une distance de l'ordre de 5 cm doit être ménagée entre l'extérieur de la gaine des câbles et le béton des hourdis des voussoirs. Cette distance minimale sera également respectée par rapport au dessus des bossages d'ancrage des câbles éclisses.

En plan, les câbles de continuité extérieurs sont situés près des âmes. Pour tenir compte des tolérances d'exécution, une distance de l'ordre de 5 cm doit également être ménagée entre l'extérieur de la gaine des câbles et le béton des âmes des voussoirs et/ou des bossages. Pour les ouvrages courbes, il est nécessaire de recentrer les câbles par des déviateurs complémentaires.

Les câbles sont déviés par les entretoises sur piles et par des entretoises intermédiaires (déviateurs) en travée, ce qui conduit à un tracé polygonal, rectiligne par tronçons. Les déviateurs en travée sont en général situés entre le tiers et le quart de la travée (Fig. 3.12).

Suivant la longueur de l'ouvrage et le nombre de travées, ils peuvent être filants d'un bout à l'autre du tablier, ou se recouvrir en régnant sur deux ou trois travées successives, voire plus. Compte tenu des difficultés liées à l'enfilage et à l'injection, lorsqu'ils sont ondulés, leur longueur doit être limitée à 200 m environ. Cette valeur peut être légèrement dépassée, notamment pour permettre à un câble de régner sur deux travées lorsque celles-ci ont une portée supérieure à 100 m. Des câbles ondulés plus longs (par exemple,

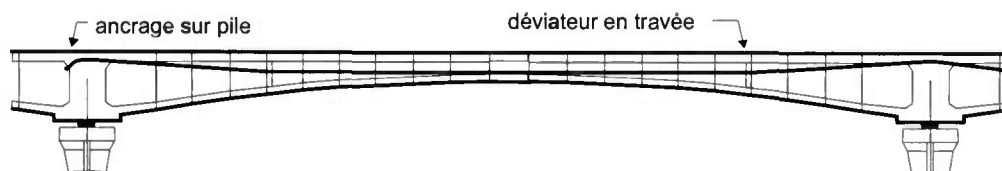


Fig. 3.12 - Câbles de continuité extérieurs en travée courante

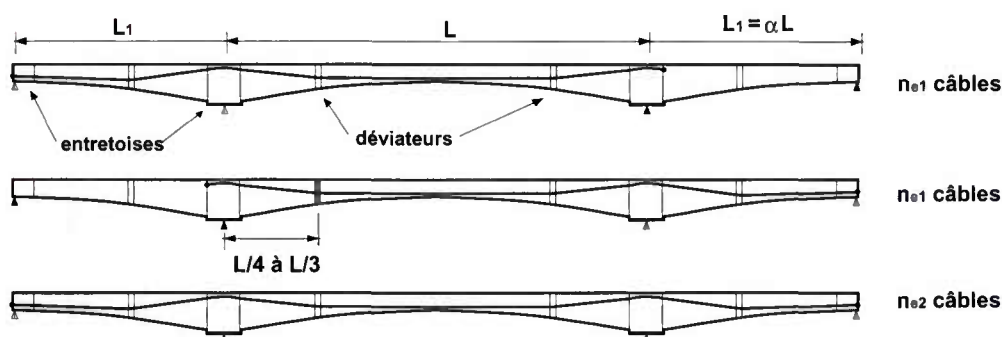


Fig. 3.13 - Différents types de câbles utilisés pour optimiser le câblage extérieur d'un pont à trois travées

3 travées de 120 mètres soit 360 mètres pour des câbles 19T 15 "super") ont déjà été tendus avec succès.

Les câbles peuvent également aller de travée à travée. Dans ce cas, ils peuvent être ancrés dans les entretoises déviateurs.

Par exemple, pour un ouvrage symétrique à trois travées, on peut s'inspirer du schéma suivant qui permet de bien moduler la précontrainte dans chaque travée en utilisant deux types de câbles (Fig. 3.13).

Dans cet exemple, les nombres de câbles sont les suivants :

$$\text{à la clef : } 2 n_{e1} + n_{e2} = n_c \text{ câbles}$$

$$\text{sur pile : } n_{e1} + n_{e2} = n_p \text{ câbles}$$

Le nombre de câbles extérieurs ne doit pas être trop réduit afin d'éviter toute insuffisance structurelle en cas de rupture ou de démontage d'un câble. Il ne doit pas non plus être trop élevé, sinon le caisson risque d'être encombré, ce qui générerait les opérations de maintenance. En pratique, le nombre de câbles de continuité intérieurs est souvent compris entre trois et cinq paires.

Il est intéressant de noter que dans un câblage mixte, les câbles extérieurs participent largement à la reprise des moments négatifs sur appuis. Il en résulte une nette diminution du câblage de fléau par rapport aux ouvrages anciens pour lesquels les câbles de fléau devaient reprendre la totalité des moments négatifs.

S'il n'y a pas de problème d'effort tranchant, il est également possible de réduire le nombre de câbles extérieurs et de les compenser dans les zones centrales par des câbles éclisses supplémentaires, plus économiques car plus courts.

### 3.1.3 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DIVERSES

#### 3.1.3.1 - Précontrainte intérieure (précontrainte complémentaire)

Afin de pallier à une insuffisance éventuelle de la précontrainte intérieure au béton en cours de construction (frottements excessifs, impossibilité d'enfiler un câble, etc.), des dispositions spécifiques doivent être prévues dès le projet. Ces dispositions doivent permettre de pallier à une insuffisance de précontrainte comprise entre 5 et 10 % de l'effort de précontrainte probable  $P_m$  de la famille considérée. Par exemple, il est envisageable de :



- ne pas utiliser à leur maximum les plaques d'ancrage, afin de laisser la possibilité de tendre des torons complémentaires,
- mettre en œuvre des gaines vides permettant de tendre une ou plusieurs paires de câbles complémentaires si nécessaire. Ces gaines vides, qui sont obligatoires pour les câbles de fléau, sont également conseillées pour les câbles de continuité intérieurs. Le tracé des gaines vides doit être conçu de façon à permettre une mise en tension éventuelle à tout moment du chantier, soit en réservant dans le gousset un emplacement pour mettre en œuvre une plaque d'ancrage, soit en positionnant la gaine de façon que le câble puisse être ancré dans un bossage additionnel. Cette dernière disposition ne s'applique pas dans le cas de voussoirs préfabriqués.

Les gaines vides non utilisées sont injectées en fin de chantier.

### 3.1.3.2 - Démontabilité de la précontrainte extérieure

La précontrainte extérieure au béton doit pouvoir être remplacée. Plus précisément, elle doit être démontable sans aucune détérioration de la structure, mais avec destruction éventuelle du câble et de son conduit (cf. circulaire du 28 février 2001 "Conception de la précontrainte extérieure au béton").

Les dispositions générales de la précontrainte extérieure, les produits et matériaux utilisés et leur mise en œuvre sont décrits au chapitre 7 de l'additif au fascicule 65A du CCTG.

### 3.1.3.3 - Réserve pour précontrainte additionnelle à la précontrainte extérieure

Des ancrages pour une précontrainte additionnelle et des réservations dans les déviateurs doivent être mis en œuvre dès l'origine, pour permettre de réparer ou de renforcer l'ouvrage facilement en cas de besoin.

L'effort de précontrainte additionnelle est au moins égal à 20 % de l'effort de précontrainte de continuité extérieure prévu lors de la construction du tablier. En pratique, on prévoit au moins une gaine par âme, ce qui permet de procéder à une substitution progressive de l'ensemble des câbles de continuité extérieurs.

### 3.1.3.4 - Dispositifs anti-vibratoires pour précontrainte extérieure

Pour éviter la mise en résonance des câbles extérieurs et les risques de fouettement en cas d'incident, le guide du SETRA de février 1990 sur la précontrainte extérieure conseillait de mettre en place des dispositifs intermédiaires de maintien des câbles dès que la longueur de la partie du tracé extérieure à la structure dépasse une quinzaine de mètres pour un ouvrage routier, et 10 à 12 mètres pour un ouvrage ferroviaire. L'expérience acquise dans ce domaine montre que des longueurs libres de l'ordre de 25 m sont acceptables. Ces dispositifs, qui servent de supports intermédiaires et peuvent servir au maintien des gaines lors du démontage, doivent être rigides (Fig. 3.14).

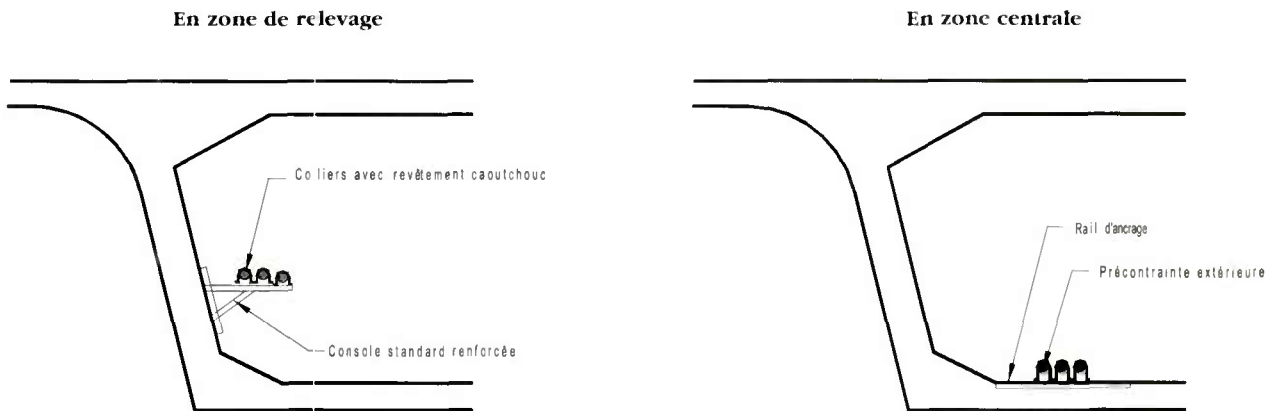


Fig. 3.14 - Dispositifs anti-vibratoires pour câbles extérieurs



Fig. 3.15 - Exemple de croisement  
câbles transversaux / câbles de flèches

### 3.1.3.5 - Conflits géométriques possibles entre câbles longitudinaux et autres câbles

Dans la majorité des ponts couverts par le présent guide, la stabilité de flèches est assurée par des câbles de précontrainte verticaux logés dans les voussoirs sur piles. Ces câbles risquant d'être en conflit géométrique avec la précontrainte longitudinale, il convient de tenir compte de cette contrainte dans le positionnement transversal des câbles extérieurs et des câbles de flèches.

Un conflit géométrique est également possible dans les caissons précontraints transversalement entre les câbles transversaux d'une part et les câbles de flèches et de continuité extérieure d'autre part (Fig. 3.15). Afin de prévenir ce type de conflit, il y a lieu de définir précisément la position de la précontrainte transversale puis d'en déduire la position des câbles longitudinaux. En général, il y a intérêt à positionner les câbles transversaux en premier lit et les câbles de flèche en second lit.

## 3.2 - CALCUL DES SOLLICITATIONS

### 3.2.1 - GÉNÉRALITÉS

Pour la plupart des justifications, les sollicitations sont calculées en utilisant pour le tablier un modèle élastique.

Le calcul doit être conduit en tenant compte des phases successives de chargement de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de procéder à une analyse précise des phases de construction et des phases de chargement ultérieures (opérations successives de bétonnage, de mise en tension, de décintrement et d'avancement des équipages mobiles, de transfert d'appuis, de réglage,...).

### 3.2.2 - POIDS PROPRE DU TABLIER

Les équipages mobiles de bétonnage étant constitués d'éléments métalliques suffisamment rigides, le poids propre peut être représenté par une valeur nominale unique calculée à partir des dessins du projet, comme le recommande le BPEL 91 révisé 99 et par dérogation aux Directives Communes de 1979.

Il ne faut cependant pas oublier de tenir compte des éléments complémentaires du caisson tels que bossages d'ancrage, diaphragmes et déviateurs. Le poids propre du tablier sera enfin complété par le poids des gaines, câbles et coulis d'injection de la précontrainte extérieure.

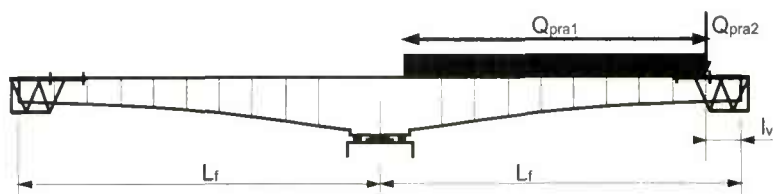
Sauf circonstances spéciales, la masse volumique du béton est fixée à 2,5 t/m<sup>3</sup>.

Dans le cas d'utilisation de granulats à forte ou faible densité, la masse volumique du béton  $\gamma_t$  du tablier (précontraint et armé) est évaluée à partir de la masse volumique du béton seul  $\gamma_b$  mesurée sur éprouvette de béton sans armatures à l'aide de la formule suivante :

$$\gamma_t = \gamma_b + \frac{\rho}{7,85} \times (7,85 - \gamma_b)$$

dans laquelle  $\rho$  est le ratio total d'armatures passives et actives en t/m<sup>3</sup> (on adopte en général  $\rho = 0,2$  t/m<sup>3</sup>).

Fig. 3.16 - Charges de chantier à considérer pour les justifications en construction



Les bétons courants à base de granulats basaltiques et les bétons à hautes performances ont des masses volumiques plus élevées (prévoir de l'ordre de 50 kg/m<sup>3</sup> en plus pour les BHP).

### 3.2.3 - EFFETS DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Vis-à-vis des justifications en flexion longitudinale, la précontrainte peut être représentée par sa seule valeur probable  $P_m$ .

S'agissant de grands ouvrages, des précautions particulières (gainages vides, mesures de coefficients de transmission, etc.) sont prises pour que la précontrainte probable  $P_m$  soit effectivement obtenue. Dans ce cas, pour les calculs à l'État Limite de Service et conformément à l'article 4.10.1 du BPEL 91 révisé 99, les calculs doivent être menés en retenant  $k = 0,02$  et  $k' = 0,95$ .

### 3.2.4 - CHARGES DE CHANTIER ALÉATOIRES

Des charges de chantier aléatoires sont à considérer dans les calculs de flexion longitudinale du tablier, pendant la construction des fléaux (Fig. 3.16). Ces charges sont les suivantes :

- une charge répartie  $Q_{pra1}$  de 200 N/m<sup>2</sup> sur un demi fléau dans les cas courants ;
- une charge concentrée  $Q_{pra2}$  de 100 kN appliquée en bout de fléau et représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

### 3.2.5 - EFFETS DIFFÉRIÉS

Le retrait et le fluage du béton entraînent dans les structures hyperstatiques construites selon des schémas statiques évolutifs, une modification progressive dans le temps des sollicitations et des contraintes calculées.

L'évaluation quantitative de cette redistribution est complexe. Elle nécessite le recours à un calcul informatique prenant en compte les phases de construction et les lois de comportement des matériaux (fluage scientifique pour le béton).

Un calcul de ce type sera effectué au stade du projet, en regroupant éventuellement certaines phases de construction.

Dans le cadre des études d'exécution, il sera réalisé obligatoirement deux calculs :

- un premier calcul de flexion longitudinale (A), effectué selon le planning prévisionnel de réalisation des travaux de l'entreprise, avec les coefficients de frottement, fonction du type de précontrainte ;
- après réalisation complète du tablier, et afin de connaître l'état de contraintes effectif de l'ouvrage en exploitation, un calcul de récolement (B) effectué selon le calendrier réel d'exécution, à partir des coefficients de frottement moyens mesurés, et de la masse réelle des voussoirs pour les ouvrages préfabriqués.

En cas de modification significative du planning d'exécution, il est également nécessaire de réaliser un troisième calcul prenant en compte le planning d'exécution recalé. Tout changement de cinématique de construction sera validé par un calcul.

Enfin, en attendant les Eurocodes dont les lois des matériaux sont jugées plus réalistes, un autre calcul, utilisant une loi de fluage plus proche de la réalité que celle du BPEL (plus rapide), peut également être effectué pour la détermination des contre-flèches en construction. Il est de toute façon conseillé de s'assurer par un essai de fluage, que la loi de fluage du béton ne s'écarte pas du modèle de comportement théorique retenu.



### 3.2.6 - PROGRAMMES DE CALCULS

Il existe plusieurs logiciels mis au point par des bureaux d'études privés ou publics, orientés vers le calcul des ponts et parfaitement adaptés aux ponts construits par encorbellements successifs.

Le Setra a développé deux programmes conçus, entre autres, pour effectuer ces calculs :

- le logiciel ST1,
- le système PCP (Ponts Construits par Phases).

Ces programmes permettent le calcul de structures tridimensionnelles ou planes constituées d'éléments de barres et sont orientés vers le calcul d'ouvrages d'art. Ils permettent de tenir compte de l'effet des armatures de précontrainte, des phases de construction de la structure et des charges d'exploitation routières. Les calculs sont menés suivant la théorie de la RDM appliquée aux poutres élastiques, chaque voussoir étant en général représenté par un élément de poutre.

Le calcul doit suivre le phasage complet et précis de la construction, pour tenir compte des dates d'application des charges et du vieillissement des matériaux (retrait, fluage, relaxation) entre ces différentes phases.

---

## 3.3 - JUSTIFICATIONS À APPORTER VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES

### 3.3.1 - PRÉAMBULE

Le paragraphe 3.3 présente les justifications à apporter vis-à-vis des contraintes normales dues à l'effort normal.

Elles doivent être effectuées à l'État Limite de Service et à l'État Limite Ultime, en exécution et en exploitation.

Les justifications à apporter vis-à-vis des contraintes de cisaillement sont traitées au ch. 4.

### 3.3.2 - CLASSES DE VÉRIFICATION

Les ouvrages coulés en place sont généralement justifiés selon la classe II du BPEL 91 révisé 99.

Compte tenu de l'absence d'aciers longitudinaux traversant les joints, les ouvrages à voussoirs préfabriqués sont généralement justifiés longitudinalement selon la classe I du BPEL 91 révisé 99. L'article 3.1.43 du BPEL 91 révisé 99 évoque également la possibilité d'une justification en classe II sous réserve que les joints restent entièrement comprimés sous Pm. Dans ce cas, il convient également, conformément à l'article 6.1.32, que la zone tendue présente une hauteur inférieure à 5 cm.

Le choix de la classe de vérification doit figurer explicitement dans le CCTP.

### 3.3.3 - JUSTIFICATIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION

De façon générale, les justifications doivent être menées à toutes les phases de la construction.

#### 3.3.3.1 - Justification de la précontrainte de fléau

En plus des justifications propres à l'équilibre statique du fléau qui font l'objet du chapitre 5 du présent guide, des justifications à l'ELS doivent être conduites à toutes les phases de la construction du fléau afin de vérifier la précontrainte du tablier.

Les charges à retenir comprennent les charges de chantier connues (équipages mobiles, etc.) et les charges de chantier aléatoires définies au paragraphe 3.2.4.

Pour les ouvrages justifiés en classe II, le commentaire de l'article 6.1.23 du BPEL 91 révisé 99 peut être appliqué et on peut donc considérer une contrainte limite de traction dans la section d'enrobage égale à  $f_{tj}$  au lieu de  $0,7f_{tj}$ .

#### 3.3.3.2 - Justification de la précontrainte de continuité intérieure

La précontrainte de continuité intérieure au béton est dimensionnée de façon à reprendre le retrait, le fluage et les effets thermiques - gradient thermique et variation uniforme de température - pendant la phase de construction comprise entre le coulage des bétons de clavage et la mise en tension de la précontrainte extérieure de continuité.

La variation uniforme de température peut être prise égale à  $\pm 10^\circ \text{C}$ .



Le gradient thermique positif peut être pris égal à 8° C. Un gradient thermique négatif de 5° C doit également être pris en compte.

Dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués, il convient également de prendre en compte la poutre de lancement et le fardier.

Pour les ouvrages justifiés en classe II et compte tenu de la durée très courte de la phase de chantier dimensionnante, le commentaire de l'article 6.1.23 du BPEL 91 révisé 99 peut être appliqué et on peut considérer une contrainte limite de traction dans la section d'enrobage égale à  $f_{tj}$  au lieu de  $0,7f_{tj}$ .

### 3.3.4 - JUSTIFICATIONS À L'ELS EN EXPLOITATION

Les justifications doivent être menées :

- à la mise en service,
- après totalité des pertes et redistributions différées (à 50 000 jours par exemple, cette durée pouvant être considérée comme "temps infini", même si la totalité des pertes et redistributions différées ne sont pas réalisées selon les lois du BPEL),
- avec et sans les effets du gradient thermique.

### 3.3.5 - JUSTIFICATIONS À L'ELU EN EXPLOITATION

L'application des coefficients de l'ELU à une structure réalisée par phase est délicate. Pour la justification de la flexion longitudinale en exploitation, la méthode simplifiée suivante est proposée :

soient :

- ① enveloppe des états à vide (état à la mise en circulation, état après totalité des pertes) sans pondération (enveloppe ayant servi aux justifications ELS),
- ② état selon un nouveau calcul fait en appliquant la totalité des charges permanentes (sauf précontrainte) en une seule fois,
- ③ effet des charges d'exploitation.

Les combinaisons ELU à considérer sont les suivantes :

$$[ ① ] + [ 0,35 ② ] + [ 1,5 ③ ]$$

$$[ ① ] + [ 1,5 ③ ]$$

Par cette méthode, les efforts dus aux câbles de précontrainte n'ont pas été majorés. En effet, si on désigne par :

P : la précontrainte

G : les charges permanentes autres que la précontrainte  
[ béton (enveloppe avant et après fluage), équipements et enrobés ]

Q : les charges d'exploitation

On a ainsi calculé :

$$P + 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{et} \quad P + G + 1,5 Q$$

Avec cette méthode de calcul, qui peut être considérée comme défavorable, l'État Limite Ultime n'est en général pas dimensionnant vis-à-vis de la flexion longitudinale.

### 3.3.6 - DÉMARCHÉ DU DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement d'un ouvrage en béton précontraint à câblage mixte et construit par encorbellements successifs se fait à l'État Limite de Service. L'ouvrage ainsi dimensionné est vérifié ensuite à l'État Limite Ultime.

Le dimensionnement peut être effectué en respectant les étapes suivantes :

#### 1° étape : détermination du câblage du fléau

Le câblage de fléau est dimensionné en phase de construction. Il doit reprendre le poids propre du béton en encorbellement et les charges de chantier définies ci-avant au paragraphe 3.2.

Si on a le choix pour la longueur des voussoirs courants, c'est-à-dire si la longueur de l'équipage mobile n'est pas imposée, il peut être intéressant de retenir une longueur de voussoir et une unité de précontrainte telles qu'on ancre deux câbles par voussoir. Dans ce cas, la démarche consiste à tester les unités de précontrainte les

plus courantes et à conserver celle qui donne une longueur de voussoir courant classique, c'est-à-dire comprise entre trois et quatre mètres.

Dans la majorité des cas, les câbles de fléaux sont dimensionnés en considérant la contrainte normale en fibre supérieure de la section située au droit des cales provisoires, au moment du bétonnage de la dernière paire de voussoirs, c'est-à-dire avant la mise en tension des câbles de fléau éventuels ancrés dans ce voussoir.

Dans le cas d'une dernière paire de voussoirs sans câble de fléau, la phase de bétonnage du voussoir de clavage peut être dimensionnante.

### *2° étape : détermination du câblage de continuité intérieur au béton (ou câbles éclisses)*

Le câblage de continuité intérieur au béton est dimensionné en phase de construction. Il doit reprendre l'effet du gradient thermique en phase de construction avant mise en tension des câbles de continuité extérieurs au béton et l'effet du poids propre pour les travées de rive. Il doit également reprendre une partie des redistributions d'efforts différées.

Généralement, l'unité de précontrainte retenue est la même que celle des câbles de fléau.

### *3° étape : détermination du câblage de continuité extérieur au béton*

Ces câbles sont dimensionnés pour reprendre les efforts en exploitation qui ne sont pas repris par les deux précédentes familles de câbles.

Le câblage doit vérifier deux conditions :

- rendre les contraintes de cisaillement admissibles en réduisant l'effort tranchant,
- rendre les contraintes normales admissibles.

Dans un premier temps, on peut ne s'intéresser qu'aux contraintes de cisaillement et rechercher à partir de quel voussoir elles sont admissibles sans la réduction apportée par les câbles extérieurs. On détermine ainsi un emplacement du déviateur de la précontrainte extérieure, qui est acceptable s'il est situé entre le tiers et le quart de la travée (tiers de travée pour épaisseur variable et quart de travée pour épaisseur constante). Il est à noter que cette méthode ne permet que de dégrossir le tracé puisque le cisaillement admissible dépend de la contrainte normale qui dépend elle-même de la précontrainte mise en œuvre.

Un premier tracé étant ainsi obtenu, on peut dans un second temps s'intéresser aux contraintes normales pour déterminer l'intensité de la précontrainte. Le nombre de câbles extérieurs étant toujours surabondant sur pile, le câblage peut être prédimensionné en s'intéressant à la fibre inférieure de la section de clef et en considérant que les redistributions d'efforts dues au fluage du béton créent dans cette section une contrainte de traction de l'ordre de 2 MPa.

Le tracé final peut être obtenu à partir de ces dégrossissements en effectuant quelques retouches comme :

- jouer sur la longueur des différents câbles (les câbles peuvent régner sur une, deux ou trois travées),
- déplacer les déviateurs d'un ou deux voussoirs.

S'il n'y a pas de problème d'effort tranchant, il est également possible de réduire le nombre de câbles extérieurs et de les compenser dans les zones centrales par des câbles éclisses supplémentaires, plus économiques car beaucoup plus courts.

**Page laissée blanche intentionnellement**

# COMPORTEMENT TRANSVERSAL ET LOCAL

*Le présent chapitre traite du comportement du tablier vis-à-vis :*

- des sollicitations (flexion et cisaillement) nées du comportement transversal du caisson,
- des sollicitations tangentes provenant de la flexion générale longitudinale traitées dans ce chapitre car il est indispensable de les combiner avec les effets locaux pour les justifications de détail et pour la définition du ferrailage,
- de la diffusion des efforts localisés,
- ainsi que des efforts dans les éléments spécifiques (voussoirs sur pile, déviateurs).

*Bien que la plupart des points présentés ne soient pas spécifiques aux ponts en encorbellement, il a été choisi de les détailler car aucun autre guide ne les aborde. Par ailleurs, il est important d'avoir une bonne conception des ouvrages en section transversale plutôt que de compter sur des calculs sophistiqués pour y remédier. Enfin, ce chapitre tente de montrer comment prendre correctement en compte les efforts dans les éléments particuliers tels que voussoirs sur pile, voussoirs déviateurs, bossages d'ancrages, etc.*

## 4.1 - PRINCIPES DE JUSTIFICATION

Les principaux points à examiner lors du dimensionnement des ouvrages - en dehors de la flexion générale - sont :

- la flexion transversale ;
- les sollicitations tangentes ;
- les éléments particuliers tels que les voussoirs sur pile et sur culée ;
- les efforts locaux, dus principalement à la diffusion des efforts d'ancrages.

On peut alors déterminer les armatures dans la section transversale en fonction du cumul des différentes actions dans la mesure de leur concomitance.

Dans un ouvrage de hauteur constante, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante. Dans un ouvrage de hauteur variable, ils sont menés généralement dans une section près de la pile et dans la section de clef. Ceci permet de prendre en compte les différences de comportement entre deux sections de hauteurs extrêmes, la section proche de la pile, de hauteur plus importante, étant plus souple que celle de clef.

Pour les ouvrages de hauteur constante présentant un épaississement du hourdis inférieur sur appui, cette variation est suffisamment localisée pour ne pas nécessiter, généralement, de calcul spécifique par rapport à la section courante.



Dans une section du tablier, les principales sections à justifier sont en général les suivantes :

- hourdis supérieur : à la racine de l'encorbellement, au droit du gousset côté intérieur, et au centre de la dalle ;
- dans les âmes : au niveau du centre de gravité et aux extrémités supérieure et inférieure ;
- hourdis inférieur : à la racine du gousset principalement.

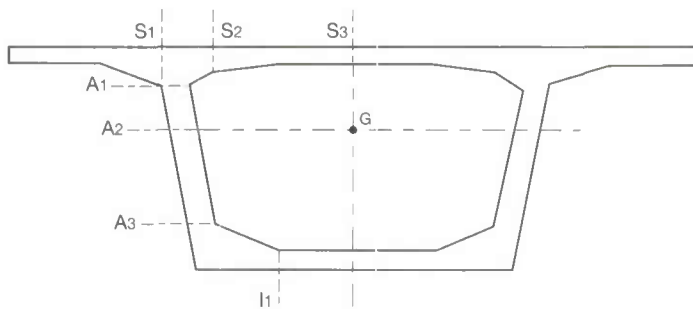


Fig. 4.1 - Sections à justifier

## 4.2 - FLEXION TRANSVERSALE

### 4.2.1 - ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE

En service, les actions à prendre en compte sont les actions habituelles : poids propre de la structure, poids des superstructures, poids des surcharges routières, précontrainte transversale éventuelle, charges sur le hourdis inférieur, etc...

En construction, des actions additionnelles doivent être introduites pour tenir compte des efforts développés dans certaines situations de chantier. Parmi ces actions, on peut citer :

- les efforts développés par certaines barres d'attache des équipages mobiles,
- le poids d'une poutre de lancement roulant sur la partie déjà construite du tablier,
- le poids d'un voussoir stocké sur le voussoir à calculer, situation rencontrée sur certaines aires de préfabrication sous dimensionnées.

### 4.2.2 - DÉTERMINATION DES SOLlicitATIONS TRANSVERSALES

Il faut rappeler que les caissons monocellulaires représentent la très grande majorité des ouvrages construits en encorbellement. Les méthodes décrites ci-après, et notamment les méthodes "simplifiées", s'appliqueront donc à ce type de structure. Dans le cas d'ouvrages plus complexes, seules les méthodes comportant une modélisation sophistiquée pourront répondre au problème posé.

En fonction du type de tablier à traiter, on peut déterminer les efforts transversaux de différentes manières :

- avec un modèle 2 D ;
- avec un modèle 3 D ;
- à l'aide d'un modèle aux éléments finis.

#### 4.2.2.1 - Calcul avec modèle 2 D (abaques + calcul en cadre)

Pour le hourdis supérieur, il est possible de déterminer les efforts à partir d'abaques, soit intégrant directement les charges réglementaires françaises (abaques de Thénos avec les charges du fascicule 61 titre II, du BT1 du SETRA et de son complément), soit plus générales (Pücher ou Homberg), c'est-à-dire sur lesquelles on peut appliquer les charges d'un règlement quelconque (par exemple, l'Eurocode 1) ou même des charges non définies par un règlement. Les abaques de Thénos et de Pücher ne concernent que les dalles d'épaisseur constante, alors que celles de Homberg prennent en compte une variation d'épaisseur.

Pour les ouvrages classiques (caisson monocellulaire), on détermine les efforts à l'aide des abaques de dalle bi-encastree pour les charges situées entre les âmes et des abaques de dalle encastree pour les charges situées sur les encorbellements. On injecte ensuite les moments obtenus à l'encastrement aux nœuds supérieurs d'un modèle 2 D représentant une tranche de caisson de longueur unitaire (Fig. 4.2).

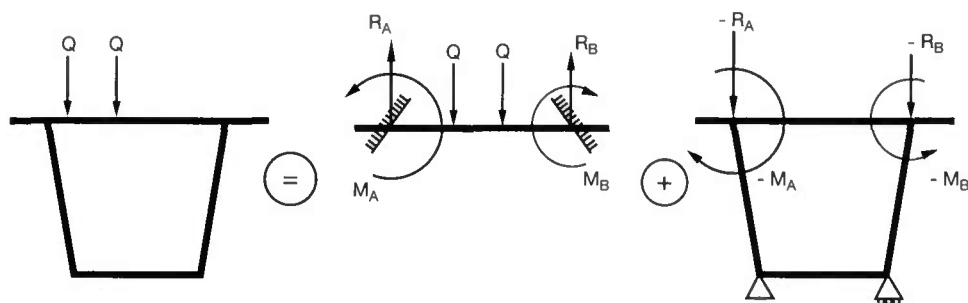


Fig. 4.2 - Principe de la méthode de calcul avec abaques

Ce principe de calcul plan suppose que :

- le tablier est de section constante localement,
- toutes les sections sont chargées de la même façon.

Ce calcul est donc tout à fait valable pour les charges réparties telles que le poids propre ou les équipements. Pour les charges concentrées (charges routières), il s'agit d'une approximation puisque d'une part, l'effort n'est pas réparti uniformément le long de l'encastrement, et d'autre part, on ne représente pas la diffusion des efforts depuis le hourdis supérieur vers les âmes et le hourdis inférieur. Des calculs à l'aide d'éléments finis ont montré cependant une assez bonne précision de ce type de calcul pour le hourdis supérieur lorsque les âmes sont suffisamment rigides. Cela reste valable pour la partie supérieure des âmes, la diffusion des efforts n'étant pas encore importante. Ce calcul est cependant beaucoup moins représentatif pour la partie inférieure du caisson.

[Pour plus de détails sur cette méthode, on se reportera au Bulletin Technique n° 1 du SETRA et au bulletin "Ouvrages d'art" du SETRA n° 13 de novembre 1992.]

Au terme de ces calculs, les moments transversaux s'exerçant dans le caisson sont :

- $M_{\text{abaque}} + M_{\text{cadre}}$  pour le hourdis supérieur central,
- $M_{\text{cadre}}$  dans les âmes et le hourdis inférieur,
- et bien sûr,  $M_{\text{abaque}}$  dans les encorbellements.

### Points particuliers de la modélisation

- la portée (pour le calcul par abaques) de la dalle centrale est obtenue en considérant le point de concours de l'intrados du hourdis et d'une ligne inclinée à  $45^\circ$  à partir de la naissance du gousset sur l'âme (Fig. 4.3) ;
- pour l'introduction des moments aux nœuds du cadre, il faut ajouter le moment dû à l'effort tranchant déterminé au bord théorique de la dalle, en le multipliant par la distance entre cet encastrement théorique et le nœud supérieur situé dans l'axe de l'âme (Fig. 4.3) ; cet effort tranchant n'est pas fourni par les abaques mais il peut être facilement évalué ;
- pour être stable, ce modèle doit comporter deux appuis. Pour éviter des efforts parasites résultant d'un blocage des nœuds du modèle, il est nécessaire de libérer un des appuis transversalement. Ces appuis ne doivent pas se situer sur la hauteur des âmes (dans le cas d'âmes inclinées) car les réactions verticales y développeraient une composante horizontale (de l'effort normal dans les âmes) qui n'existe pas ;
- si l'on se contente d'appliquer les réactions d'encastrement du hourdis bi-encasté aux nœuds supérieurs et que l'on place les appuis du cadre aux nœuds inférieurs, il apparaît une compression dans les barres représentant les âmes, compression qui n'existe pas en réalité. Pour effectuer un calcul soigné, il est indispensable d'appliquer sur l'ensemble des barres du modèle l'opposé de la charge appliquée (effort vertical et moment de torsion) sous forme de flux sur chaque barre. Cela suppose que l'on a auparavant déterminé les flux unitaires dus à une charge verticale ou à un couple de torsion par un programme de calcul des caractéristiques de section creuse (Fig. 4.4) du type CDS du SETRA ou équivalent. Bien

évidemment, ce type de calcul nécessite un équilibre des charges pour chaque cas de charge. On vérifie que les réactions d'appui sont alors nulles (ou faibles) ;

- cependant, dans les cas courants (tablier à deux âmes, de largeur modérée, de hauteur non exceptionnelle) on peut simplifier les calculs en n'appliquant pas ce flux équivalent et en négligeant l'effort normal dans l'âme. Cette approximation est justifiée par l'écart modéré avec le ferrailage obtenu par la méthode précédente.

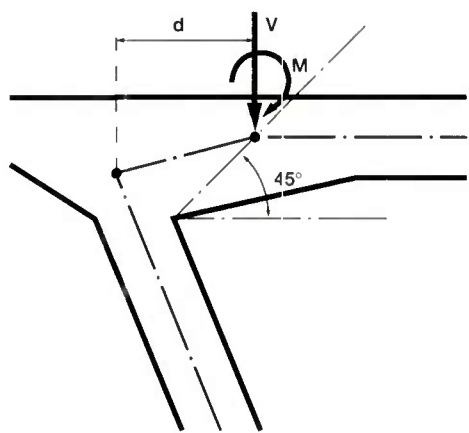


Fig. 4.3 - Positions relatives des efforts calculés à l'encastrement du hourdis (pour les abaques) et du nœud supérieur du cadre modélisé sur lequel on applique les efforts

Cette méthode peut être étendue à d'autres structures que le caisson monocellulaire, le principe restant évidemment valable. Cependant, le fait d'appliquer directement les moments d'encastrement (les abaques donnant une même valeur de chaque côté) suppose une symétrie de la structure et des efforts.

Pour des structures plus complexes (caissons multi-alvéolés), il est souvent choisi de déterminer des charges verticales équivalentes donnant les mêmes moments au milieu de la dalle et à l'encastrement (charges uniformément réparties et en lame de couteau) que l'on déplacera ensuite transversalement en diverses positions pour obtenir les effets maximaux dans la structure transversale.

L'effet de cadre étant fonction de la rigidité des âmes (fonction de la hauteur et de l'épaisseur) et dans une moindre mesure de l'épaisseur du hourdis inférieur, dans un ouvrage de hauteur variable, ces calculs sont presque toujours menés d'une part pour la section sur pile, d'autre part pour la section de clef comme indiqué en préambule.

[Pour plus de détail sur ces méthodes, on se reportera au livre de J.A. Calgaro, Analyse structurale des tabliers de ponts - Presse des Ponts et Chaussées 88].

#### 4.2.2.2 - Calcul avec modèle 3D

Pour les sections courantes classiques, le modèle 2 D est généralement suffisant en dépit de son imprécision dans les zones basses des âmes et dans le hourdis inférieur. Un modèle 3 D n'apporte pas de précision complémentaire intéressante en regard de sa complexité.

En revanche, pour les éléments de section non courante, un calcul en 2 D est souvent trop simpliste et très éloigné de la distribution réelle des efforts. Il s'agit, par exemple :

- des voussoirs sur pile (même pour les caissons classiques) ;
- des voussoirs déviateurs de câbles extérieurs (idem) ;

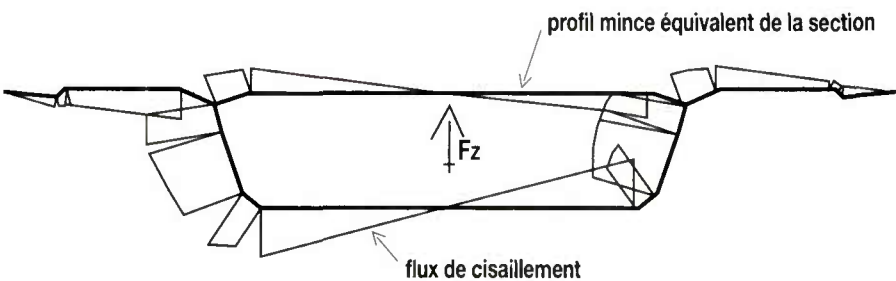


Fig. 4.4 - Flux de cisaillement dû à un effort vertical dans un caisson monocellulaire

- des caissons monocellulaires très larges ;
- des caissons à nervures transversales ;
- des caissons multicellulaires ;
- des caissons comportant des bracons.

Il est alors nécessaire d'opter pour une autre modélisation (à barres en 3 D ou en éléments finis de coques) permettant de traduire les variations locales de la structure (nervures, épaisissements d'âme, entretoises sur appui ou déviatrices, etc.) ou un fonctionnement non homogène. En ce qui concerne les tabliers multi-alvéolés, ils peuvent présenter un effet sensible de distorsion de la section sous les charges symétriques comme dissymétriques. L'analyse de ce phénomène tridimensionnel nécessite également une modélisation en 3 D sur une travée (Fig. 4.5).

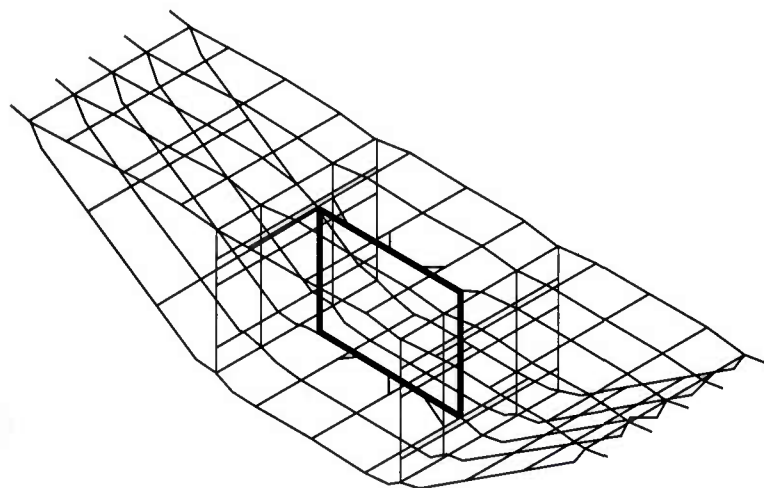


Fig. 4.5 - Modèle 3 D  
d'un caisson multicellulaire

Dans cette modélisation, les efforts issus du modèle sont directement exploitables.

### *Conseils de base pour la modélisation*

Un modèle 3 D est une grille de poutres.

- Selon les éléments à analyser (voussoirs sur appui ou section courante d'une structure complexe), le découpage dans le sens longitudinal peut être différent pour obtenir une précision acceptable vis-à-vis des efforts à calculer :

- pour étudier le comportement d'une section courante complexe, il est nécessaire de modéliser une longueur assez grande de tablier de manière à conserver un tronçon où les efforts ne sont pas perturbés par les conditions aux extrémités. Il est souhaitable de réaliser un découpage suffisamment fin avec des tranches de tablier d'une longueur égale à environ  $\frac{1}{4}$  de la hauteur pour obtenir les bons efforts locaux car un recouplement est nécessaire ;

- pour un voussoir sur pile, on peut tenir compte de la symétrie longitudinale pour diviser par deux la taille du modèle. Cependant, une attention particulière doit être portée sur les conditions aux limites (encastrement mais pas pour les six composantes par nœud) pour garantir la représentativité du modèle. Par ailleurs, comme d'une part on met en place les appuis réels du tablier, et que d'autre part on ne s'intéresse qu'aux efforts au voisinage de l'entretoise, on peut également limiter la longueur modélisée à quelques tranches (Fig. 4.6), les actions extérieures provenant principalement des flux sur la section extrême.

- Dans les autres directions, le découpage doit rester homogène avec celui du sens longitudinal, ce qui augmente rapidement la taille du modèle.
- Chaque barre possède ses caractéristiques propres (section, inertie de flexion) et l'inertie de torsion est prise égale à la moitié de celle de la section rectangulaire correspondante (éléments de plaque - hourdis, âmes - à l'exclusion de tous les raidisseurs ou autres) pour tenir compte de la distribution des efforts dans les deux directions de la grille de poutres.



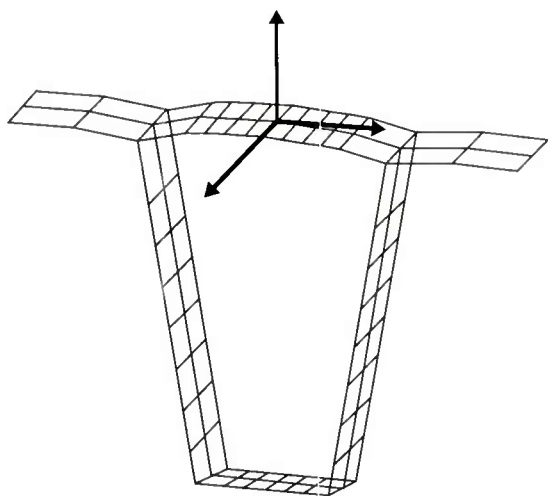


Fig. 4.6 - Modélisation d'un demi-voussoir sur pile par un modèle 3 D (extrait avec 3 plans seulement pour plus de lisibilité)

- Les renforts locaux (VSP, voussoirs déviateurs) créent des excentrement des barres. Pour la détermination des centres de gravité et les inerties des barres, il faut respecter au mieux les largeurs de hourdis participant.
- On applique les efforts extérieurs au tronçon sous forme de flux dans les sections d'extrémité du modèle, d'où l'intérêt de disposer d'une section courante en extrémité.
- On équilibre les charges appliquées sur le tronçon lui-même par des flux directement opposés (Cf. § 4.2.2.1).

Cette méthode est plus lourde que le calcul 2 D mais permet de mieux représenter le cheminement des efforts, notamment au voisinage des appuis ou au droit des déviateurs. En revanche, du fait de l'impossibilité d'une génération automatique des éléments, la modélisation 3 D est généralement réservée aux voussoirs sur appui ou aux déviateurs.

#### 4.2.2.3 - Calcul aux éléments finis avec coques

Comme précédemment, lorsque la structure s'écarte du caisson classique, ou pour toute autre raison (meilleure précision par exemple), on peut réaliser un calcul avec des éléments finis de type coque.

Ces programmes sont extrêmement puissants et permettent de résoudre des problèmes complexes, mais ils nécessitent de la part de

l'ingénieur une très bonne maîtrise des éléments finis ainsi qu'une réflexion approfondie aussi bien sur la structure elle-même que sur sa modélisation. Ils ne peuvent en aucun cas rattraper une mauvaise conception de départ.

[Pour le détail des méthodes de modélisation et de calcul, on se reportera en particulier aux documents de l'AFGC "Emploi des éléments finis en génie civil"].

#### Conseils de base pour la modélisation

Quelques règles élémentaires peuvent être indiquées pour réaliser cette modélisation :

- Les conditions aux limites ont une grande importance, et les extrémités du modèle présentent des efforts complètement perturbés. En conséquence, il faut modéliser une longueur assez grande pour disposer d'une zone "utile" non perturbée suffisante. Généralement, on peut considérer que la zone à annuler correspond à environ 2 à 3 fois la hauteur de la section. À titre d'exemple, si l'on modélise une travée entière, on la prolonge de chaque côté par un tronçon de trois hauteurs (Fig. 4.7).
- Pour appliquer les efforts généraux correctement, il convient également de prolonger le modèle en coques par des barres représentant le tablier lui-même avec ses caractéristiques de section.
- Bien entendu, le tronçon de coques et les barres sont reliés par un ensemble de barres rigides disposées en "araignée".
- La forme des éléments ne doit pas être trop dilatée aussi bien en "plan" qu'en épaisseur : il est ainsi souhaitable d'avoir un rapport maximum entre les dimensions en plan et l'épaisseur voisin de 2, une forme pas trop éloignée d'un rectangle (sinon, utiliser des éléments triangulaires) lui-même ayant un rapport de dimensions n'excédant pas 2. En conséquence, les hourdis ou les âmes peuvent être décomposés en éléments de 0,50 à 0,60 m environ en plan, les entretoises ou les déviateurs ayant des épaisseurs maximum de 0,50 à 0,60 m également.
- Il faut rappeler que les éléments finis donnent des résultats au centre de gravité de l'élément. Il faut donc découper la structure de telle manière que les cdg des éléments se

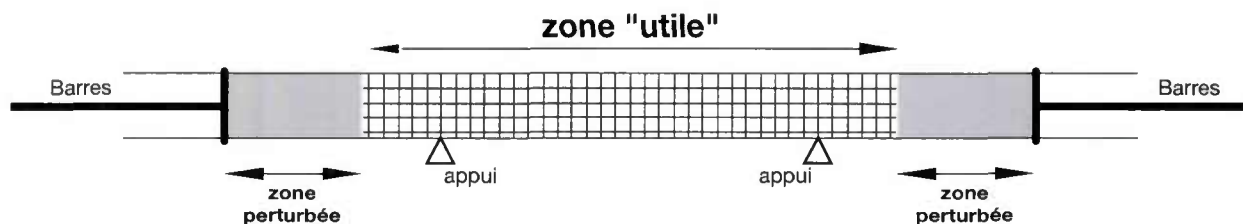


Fig. 4.7 - Découpage d'un tablier en éléments finis de coques

situent au droit des bonnes sections par exemple aux goussets. Sinon, on devra faire des interpolations, opération manuelle longue et source d'erreurs ou d'imprécisions.

- La précontrainte doit être entrée sous forme de forces extérieures sans en oublier aucune (forces à l'ancrage bien évidemment, mais aussi poussées au droit des déviations) car le système forme un ensemble autoéquilibré.
- Les charges permanentes sont entrées sur l'ensemble de la structure, y compris sur les barres extérieures au tronçon de coques.
- Pour effectuer un calcul propre des effets des charges d'exploitation, après avoir défini les sections de calcul (dans le sens transversal), on détermine les lignes (ou plutôt les surfaces) d'influence des efforts considérés dans ces sections, ce qui permet de choisir les positions des charges de manière à obtenir l'effet maximum cherché.

Par ailleurs, l'attention du projeteur est attirée sur le fait que cette méthode peut être très lourde en raison de la nécessité de déplacer "manuellement" les charges d'exploitation sur le hourdis supérieur pour certains programmes d'éléments finis ne comportant pas de fonction de déplacement automatique.

En général, les efforts issus du modèle sont directement exploitables ; cependant les éléments en béton armé, ou les sections en Té nécessitent une reconstitution des efforts sur la section à partir des contraintes de chaque élément.

Un des intérêts essentiels de cette méthode est qu'elle permet de représenter le comportement de la structure aussi bien en partie courante que dans les zones spécifiques comme les voussoirs sur pile ou les déviateurs, et tient compte de l'interaction entre effets généraux et effets locaux (diffusion générale). Ce genre

de modèle ne doit pas servir à déterminer les efforts de diffusion très locaux comme ceux dans le prisme de première régularisation ou les poussées au vide des câbles dans les déviateurs, que l'on peut continuer à déterminer manuellement.

### Remarque

Les éléments de "coques" ne sont en revanche pas du tout adaptés pour représenter correctement les parties massives d'un voussoir sur pile (entretoise et bossage par exemple) ; il est alors nécessaire d'ajouter des barres excentrées ou d'utiliser des éléments "volumiques", ce qui présente d'autres difficultés, notamment pour analyser les efforts et en tirer le ferrailage correspondant (voir aussi le § 4.4.1). Cette méthode doit donc être réservée à des cas particuliers et nécessite un haut niveau de compétence dans la modélisation à l'aide de tels éléments.

### 4.2.3 - POUSSÉES AU VIDE DANS LES ÉLÉMENTS COURBES OU DÉVIÉS, COMPRIMÉS OU TENDUS

#### 4.2.3.1 - Poussée au vide du béton dans les hourdis courbes

Dans les tabliers en caisson de *hauteur variable*, la compression longitudinale dans le hourdis inférieur crée une poussée au vide qui provoque une flexion transversale de ce hourdis.

Ce hourdis est encastré dans les âmes du caisson, de préférence par l'intermédiaire d'un gousset.

Il s'agit d'une coque cylindrique soumise à des contraintes longitudinales de compression que l'on peut considérer comme uniformes transversalement à l'ouvrage.

Ce champ de contraintes induit une poussée au vide vers le haut du hourdis. Elle est équilibrée par l'encastrement de ce dernier dans les âmes et provoque un moment de flexion transversale qui tend la fibre supérieure dans l'axe du hourdis et la fibre inférieure au droit de l'encastrement dans l'âme.

Ce moment varie tout au long de l'ouvrage du fait de la variation longitudinale d'épaisseur du hourdis et de l'état des contraintes dans la section. La distribution, dans une section transversale, des moments à l'encastrement sur les âmes et en travée varie également en fonction des raideurs relatives du hourdis et des âmes (le hourdis supérieur étant généralement constant).

La poussée au vide s'exprime par mètre (transversal) de hourdis, dans une tranche donnée d'ouvrage de longueur unitaire, par :

$$q = \sigma_{b\text{ moy}} \frac{e}{R_{\text{moy}}}$$

avec  $\sigma_{b\text{ moy}}$  = contrainte moyenne dans le hourdis inférieur dans la tranche considérée,

$e$  = épaisseur du hourdis inférieur dans cette tranche,

$R_{\text{moy}}$  = rayon moyen de la fibre moyenne du hourdis inférieur pour la tranche considérée.

**Nota**

Dans le cas d'un intrados très courbe (avec une variation de hauteur selon une cubique par exemple), il existe un risque d'instabilité de ce hourdis sous compression dans la zone de courbure maximale [voir article de P. Faessel - Journée de l'AFPC avril 1974 et M. Virlogeux - Annales de l'ITBTP février 1981].

**4.2.3.2 - Poussée au vide des câbles éclisses**

La présence de câbles de précontrainte dans le hourdis inférieur provoque un phénomène de même nature mais de sens opposé. Ces câbles, encore appelés "câbles éclisses", sont les câbles tendus en deuxième phase après achèvement des fléaux, lors des clavages de rive ou intermédiaires entre fléaux consécutifs.

Deux cas sont à distinguer :

- les câbles dans les hourdis courbes,
- les irrégularités d'exécution.

La présence de câbles dans les hourdis courbes génère des efforts analogues à ceux présentés ci-avant mais de sens opposé. Cependant, ces câbles sont proches du centre de la travée, zone de faible compression du hourdis : il y a donc forte prépondérance de l'action des câbles. En outre la présence de gâines réduit la section résistante et donc favorise le "découpage selon le pointillé".

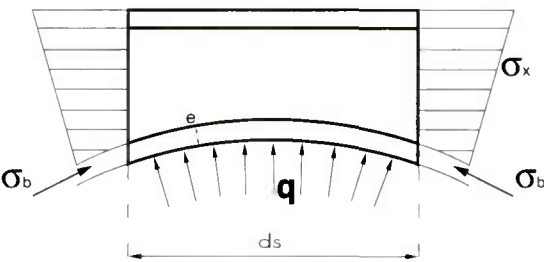


Fig. 4.8 - Poussée au vide d'un hourdis courbe - coupe longitudinale

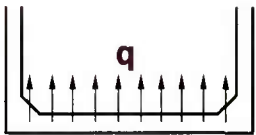


Fig. 4.9 - Poussée au vide d'un hourdis courbe - coupe transversale

En appelant  $f$  l'effort linéaire de poussée au vide du câble, cet effort vaut  $f = \frac{P}{R}$  avec :

- P l'effort de précontrainte du câble,
- R le rayon de courbure.

Les irrégularités du tracé des gaines lors de l'exécution, notamment au droit des joints de voussoirs, entraînent des efforts concentrés qui peuvent causer des désordres, voire des éclatements du hourdis inférieur. En effet, si le rayon de courbure devient très faible (point anguleux), l'effort augmente considérablement et peut entraîner la rupture du hourdis.

Il est donc fortement déconseillé de disposer des câbles dans le hourdis inférieur des tabliers de hauteur variable. Même pour les ouvrages de hauteur constante, cette disposition est également déconseillée, car les voussoirs sont de faible longueur et la multiplicité des joints augmente le risque d'imperfections. De plus, le retrait transversal provoque une fissuration au droit des conduits qui peut favoriser la corrosion des conduits puis des câbles.

#### Nota

La poussée au vide des câbles éclisses placés dans les goussets existe aussi lorsqu'elle n'est pas compensée par la compression du béton. Cependant, le phénomène est moins pénalisant en raison de l'épaisseur de béton disponible au droit de ce gousset, épaisseur qui permet de répartir les efforts.

#### 4.2.3.3 - Poussée au vide dans un hourdis inférieur au droit d'un point anguleux

Dans les tabliers de hauteur variable à gousset linéaire, des poussées au vide localisées naissent dans le hourdis inférieur au point de concours de deux portions rectilignes de hourdis inférieur soumis à des contraintes de compression longitudinales.

Il en est de même au droit des appuis lorsque le hourdis présente une discontinuité de pente.

La résultante est dirigée suivant la bissectrice des lignes moyennes du hourdis, donnant un effort concentré sollicitant fortement localement le hourdis inférieur.

C'est la raison pour laquelle il est indispensable de disposer à cet endroit un raidisseur ou une entretoise pour transférer l'effort vers les âmes et pour reprendre la flexion transversale du hourdis.

Sur appui, l'entretoise sert également à reprendre les efforts de torsion.

#### 4.2.3.4 - Poussée au droit d'un déviateur

Les câbles de précontrainte extérieure sont déviés dans les entretoises déviateurs selon un faible rayon de courbure. Ils développent donc des efforts localisés importants qui doivent être repris par ces déviateurs. Le principe est le même que ci-dessus, la poussée au vide étant dirigée suivant la bissectrice du tracé des câbles.

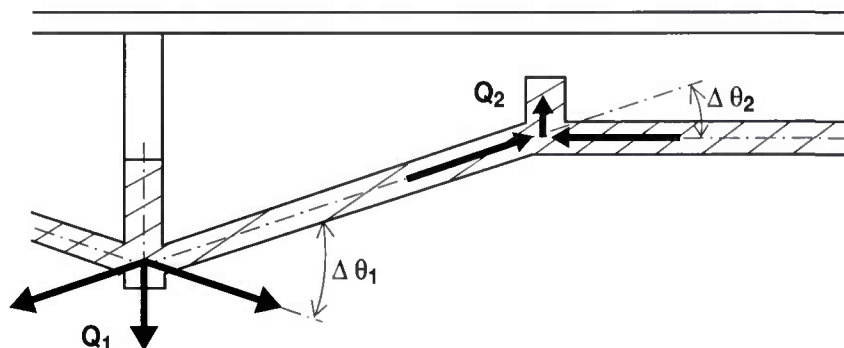


Fig. 4.10 - Efforts au droit des points anguleux - coupe longitudinale



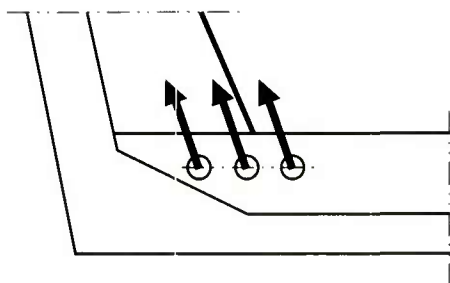
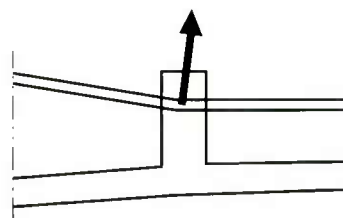


Fig. 4.11 - Efforts au droit d'un déviateur de précontrainte



Dans le cas de tabliers fortement courbes en plan, la composante horizontale de cet effort devient non négligeable.

#### 4.2.4 - EFFORTS DUS AUX PHÉNOMÈNES THERMIQUES

##### *Hourdis supérieur*

Outre les classiques efforts de flexion générale dus au gradient thermique, il est souhaitable, dans certains cas, de prendre en compte les effets locaux provoqués par un gradient régnant entre les deux faces du hourdis supérieur.

Ce gradient entraîne une flexion transversale venant se cumuler aux autres sollicitations. Dans les âmes, la section d'armature correspondante s'ajoute à celle déterminée par le cisaillement d'effort tranchant général.

La figure 4.12 représente l'allure du gradient thermique réel dans un caisson classique en béton selon l'Eurocode 1 - partie 1.5. Elle montre sans équivoque que le hourdis supérieur est bien le siège d'un gradient thermique dans son épaisseur.

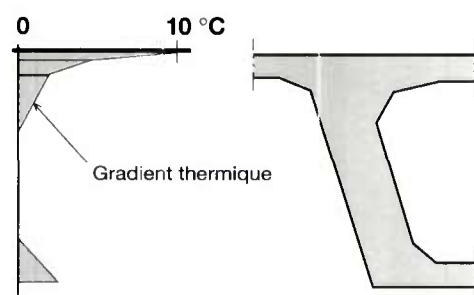


Fig. 4.12 - Gradient thermique dans un ouvrage en caisson

À titre indicatif, on propose de considérer un gradient de 10°C dans le hourdis supérieur, sous forme de gradient linéaire. La combinaison à considérer est analogue à celle utilisée pour la flexion générale :  $G + Q_r + 0,5 \Delta\theta$ .

##### *Nota*

Ce gradient n'amène réellement des contraintes que dans le cas des caissons à âmes multiples (3 ou plus). Il n'est généralement pas nécessaire de le considérer dans le cas des ouvrages à deux âmes.

##### *Hourdis inférieur*

Le hourdis inférieur nécessite généralement peu d'armatures transversales sauf s'il est très large. Lors du bétonnage, qui se fait au contact du voussoir précédent, il peut apparaître des efforts de retrait différentiel pouvant générer une fissuration longitudinale, retrait d'autant plus important que le béton est de haute résistance, obtenue généralement par un ciment à chaleur d'hydratation élevée, et que le caisson est large. En conséquence, nous conseillons de disposer un ferrailage minimum transversal égal à  $10^{-4}f_c$  de la section du hourdis (avec  $f_c$  en MPa). À titre d'exemple, cela donne 0,4 % pour un béton B40.

#### 4.2.5 - JUSTIFICATIONS DES SECTIONS

En l'absence de précontrainte transversale, la justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent selon les indications du BAEL 91 révisé 99 en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable.

Lorsque la section transversale est précontrainte (hourdis supérieur), la justification des pièces et la détermination des aciers de précontrainte et du ferrailage s'effectuent selon les indications du BPEL91 révisé 99, en considérant qu'elle relève de la classe III. Mais il est généralement souhaitable de placer une précontrainte sensiblement plus importante que la valeur minimale. En effet, cette dernière est déterminée par la condition de non-traction du béton sous charges permanentes. Or les moments de flexion transversale sous charges permanentes sont faibles par rapport à ceux provenant des charges d'exploitation. Dans ces conditions, le trafic provoquerait une fissuration systématique et répétitive. Des quantités importantes d'acier passif seraient nécessaires pour assurer le fonctionnement en section fissurée. Pour réduire les risques de corrosion de cette partie sensible de l'ouvrage, éviter la fatigue des aciers et limiter les sections d'armatures passives à des valeurs acceptables pour un bon bétonnage, les règles de la classe III doivent être complétées de la manière suivante :

À titre de bonne conception, pour éviter une fissuration excessive, le hourdis supérieur doit rester comprimé transversalement sous une partie des charges d'exploitation : par exemple, sous l'effet du camion de fatigue  $B_F$ , défini dans le guide "Ponts métalliques et mixtes - résistance à la fatigue" du SETRA/CTICM/SNCF (un seul camion placé dans l'axe de la voie lente). Un choix de ce type doit être inscrit dans la partie correspondante du CCTP. Le marché peut aussi fixer la quantité de précontrainte transversale.

## 4.3 - SOLLICITATIONS TANGENTES GÉNÉRALES

### 4.3.1 - PRINCIPES DE LA JUSTIFICATION

La justification du tablier sous les sollicitations tangentes consiste à vérifier :

- d'une part que les contraintes de cisaillement sont admissibles en tout point, de manière à réduire la probabilité de fissuration. Les fissures d'effort tranchant ne se referment pas comme celles de flexion lorsque la contrainte s'inverse. Par ailleurs, la rupture par effort tranchant est un phénomène fragile et non ductile. C'est la raison pour laquelle les méthodes de calcul sont toujours plus sécuritaires dans le cas du cisaillement.

- d'autre part que les armatures passives destinées à reprendre les efforts dus à la concomitance de la flexion et de l'effort tranchant, sont convenablement disposées et dimensionnées vis-à-vis des exigences réglementaires (vérification à l'ELS et à l'ELU) ; rappelons que la vérification à l'état limite de service a pour objet la maîtrise de la fissuration, et celle à l'état limite ultime la sécurité vis-à-vis de la rupture.

### 4.3.2 - HYPOTHÈSES GÉNÉRALES DE CALCUL

Le calcul de l'effort tranchant s'effectue sur les sections droites de la poutre, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne (Fig. 4.13 où  $G_1$  et  $G_2$  sont respectivement les centres de gravité des sections verticales et droites).

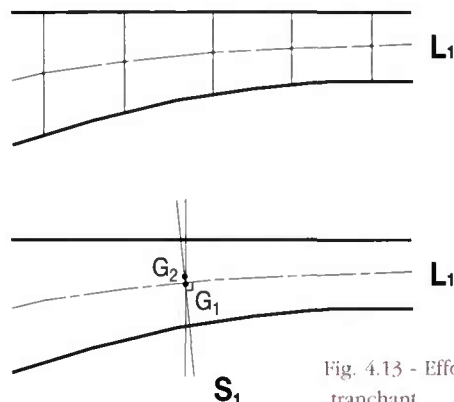


Fig. 4.13 - Effort tranchant sur sections droites

Par simplification, on effectue parfois les calculs d'effort tranchant sur les sections verticales ou plus exactement sur les sections normales à la fibre supérieure. Ce calcul est habituellement plus défavorable, sans que l'on puisse généraliser, la répartition des aires et des contraintes pouvant inverser le phénomène (Cf. § 4.3.3).

Les actions à prendre en compte sont les suivantes :

- les charges extérieures (poids propre, équipements, charges d'exploitation) ;
- le gradient thermique ;
- la redistribution des efforts due au fluage ;
- la précontrainte (Cf. § 4.3.2.2) ;

Par ailleurs, il faut également tenir compte de l'effort Résal.

4.3.2.1 - Influence de la cinématique de réalisation

Voussoir sur pile

Le voussoir sur pile est une structure aux dimensions importantes soumise à des sollicitations très variables au cours de la construction du tablier puis en exploitation. Il convient donc de ne pas se limiter à la seule situation définitive mais, au contraire, de vérifier toutes les phases importantes depuis la construction jusqu'au service.

Ces principales phases sont :

- la construction du fléau avec les déséquilibres, le voussoir sur pile étant encastré (dissymétrie de bétonnage, chute d'équipage mobile) ;
- le transfert d'appuis qui suit les clavages ;
- la mise en tension de la précontrainte extérieure dans le voussoir sur pile (efforts de diffusion maximum) ;
- l'état en service (flexion maximum).

Voussoirs courants

Pour les voussoirs courants, les principales phases sont :

- la mise en précontrainte du voussoir concerné (efforts de diffusion maximum) ;
- la fin de construction du fléau (précontrainte maximum dans la section) ;
- l'état en service (flexion maximum).

4.3.2.2 - Mode de prise en compte de la précontrainte

Les câbles ancrés à moins d'une longueur de régularisation de la section, d'étude créent des efforts de diffusion pure qui s'ajoutent aux efforts obtenus par la RdM (effort tranchant en particulier) et fournis par le programme de calcul. Certains programmes comptent ces câbles dès l'ancrage, d'autres ne les prennent en compte qu'à l'extrémité du voussoir.

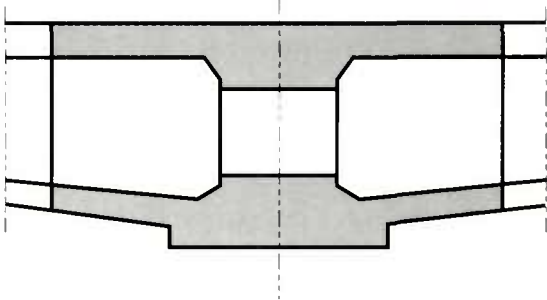


Fig. 4.14 - Voussoir sur pile classique

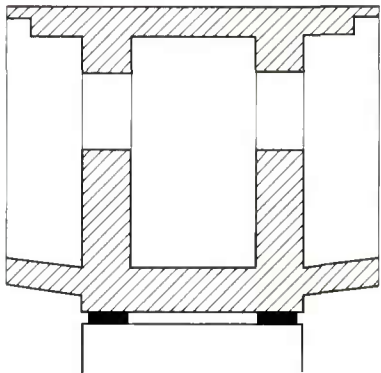


Fig. 4.15 - Voussoir sur pile avec appuis dédoublés

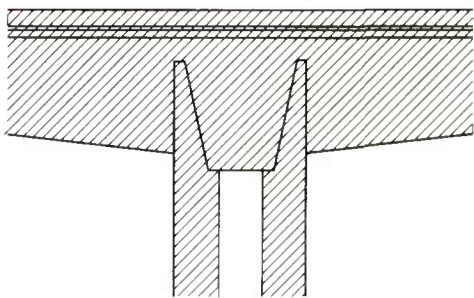


Fig. 4.16 - Voussoir sur pile encastré

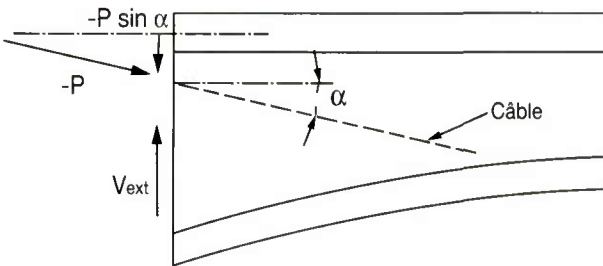


Fig. 4.17 - Schéma de la réduction d'effort tranchant due aux câbles

Par ailleurs, l'inclinaison des câbles par rapport à la fibre moyenne entraîne généralement une réduction de l'effort tranchant selon le schéma 4.17. Il convient donc d'être cohérent dans la prise en compte de la réduction d'effort tranchant due aux câbles avec le programme de calcul pour ne pas compter deux fois le même effort.

#### 4.3.2.3 - Tablier de hauteur variable

Pour les ouvrages de hauteur variable, la fibre moyenne présente un point anguleux au droit de l'appui. En conséquence, la réaction d'appui n'est pas égale à la somme des efforts tranchants à droite et à gauche de cet appui, mais il faut lui ajouter la composante verticale de l'effort normal dans la section.

#### 4.3.2.4 - Morphologie transversale

Le développement des autoroutes et des ouvrages urbains a conduit à la construction d'ouvrages de largeur très importante.

Bien que la majorité des structures soit désormais des caissons mono-cellulaires, on utilise parfois des structures multi-cellulaires. Ces dernières sont plus délicates à construire et présentent l'inconvénient d'un fonctionnement transversal complexe qui, mal appréhendé, peut conduire à des désordres dans les âmes (répartition non uniforme des cisaillements surtout pour les caissons à trois âmes, l'âme centrale reprenant plus d'effort). Ces structures sont en particulier sensibles à la distorsion (déformation de la section transversale) apparaissant sous charges, ce qui nécessite une modélisation en 3D pour tenir compte des rigidités transversales et longitudinales de la section.

Une autre solution pratiquement abandonnée en France a été la solution de structures à deux caissons réunis par le hourdis supérieur. Son inconvénient principal est le retrait différentiel apparaissant entre des bétons d'âge différent, entre le béton des caissons d'une part et celui du clavage transversal d'autre part. Le fluage conduit à une redistribution des efforts :

- verticalement les parties coulées en deuxième phase s'appuient sur le premier caisson,
- l'effort normal migre du béton de seconde phase vers le béton de première phase et le béton du clavage participe.

L'effet de ce report de charges sur les contraintes est cependant modéré.

Enfin, les ouvrages mono-caisson de grande largeur (avec ou sans bracons et/ou nervures) présentent une largeur participante du hourdis supérieur réduite par rapport à la largeur complète (phénomène de trainage de cisaillement). Il convient d'en tenir compte dans l'évaluation des contraintes de flexion. En première approximation, on peut prendre en compte ce phénomène selon les préceptes du BPEL - article 5.4, en limitant la largeur participante à  $1/10^{\text{ème}}$  de la portée de la travée considérée, de chaque côté de l'âme (pour un caisson à deux âmes, cela permet d'atteindre une largeur participante totale  $b = \text{épaisseur totale des âmes} + 0,4 \ell$ ). Cependant, la présence des nervures améliore sensiblement la diffusion des efforts dans le hourdis supérieur, en empêchant le voilement de ce hourdis ; il n'est alors généralement pas nécessaire de réduire la largeur participante du hourdis dans une telle structure.

Il est de plus conseillé de concentrer les câbles de précontrainte de fléau au droit des âmes pour reprendre directement les charges apportées par celles-ci (par cisaillement). Par ailleurs, il est souhaitable de disposer aux extrémités de chaque encorbellement un câble filant de manière à recomprimer les extrémités du hourdis supérieur (voir aussi § 4.5.3).

Enfin, la diffusion des efforts concentrés dans ce genre de section ne peut s'accommoder des règles simplifiées habituelles et nécessite une étude spécifique.

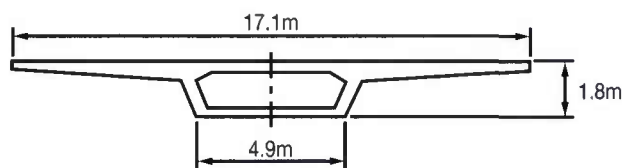


Fig. 4.18 - Exemple d'un caisson de grande largeur



4.3.3 - EFFET RÉSAL

4.3.3.1 - Principes de base

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparaît une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne par rapport aux hourdis : la compression dans les hourdis présente une composante dans la direction de l'effort tranchant.

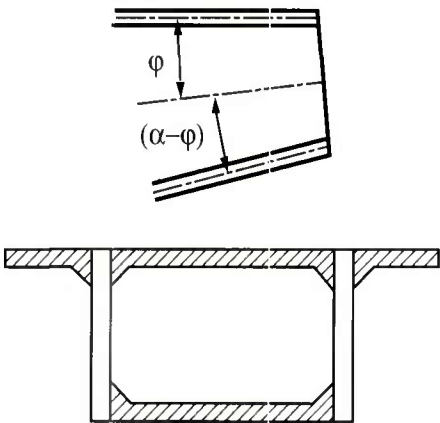


Fig. 4.19 - Effet Résal dans les hourdis supérieur et inférieur (d'après le BPEL)

Une partie de l'effort tranchant est donc équilibrée par l'effort normal dans les membrures.

L'effort tranchant équilibré par les cisaillements est égal à  $V + \Delta V$ .

$\Delta V$  est la correction d'effort tranchant par effet Résal :

$$\Delta V = -(\alpha - \varphi)N_{bi} + \varphi N_{bs} \quad \text{avec :}$$

$\varphi$  l'angle de la fibre moyenne avec la fibre supérieure,

$\alpha$  l'angle du hourdis inférieur par rapport au hourdis supérieur,

$N_{bi}$  effort (de compression) du hourdis inférieur,

$N_{bs}$  effort (de compression) du hourdis supérieur.

Selon le BPEL, les aires concernées pour le calcul de  $N_{bi}$  et de  $N_{bs}$  sont celles des hourdis et des goussets, à l'exclusion des âmes.

Comme on peut le constater dans la formule ci-dessus, le hourdis supérieur exerce un "contre-effet" Résal s'opposant à celui du hourdis inférieur. Il est cependant en général

faible au voisinage des appuis, la compression du hourdis supérieur étant réduite, alors que c'est dans cette zone que la variation de hauteur étant la plus importante, l'effet Résal dû au hourdis inférieur est le plus grand. [Pour plus de détails sur les méthodes théoriques, on se reportera à l'article de M. Virlogeux, Annales de l'I.T.B.T.P. n° 391 de février 1981].

4.3.3.2 - Calcul en section verticale

Avec les moyens de calculs actuels, on effectue systématiquement le calcul en section droite. Pour les calculs de prédimensionnement, il est possible d'effectuer le calcul sur les sections verticales à condition que :

- l'extrados puisse être considéré comme horizontal,
- les efforts tranchants soient dans la direction classique selon le fléau contrairement à ce qui peut se passer dans le cas de travées fortement dissymétriques où l'on observe une inversion de l'effort tranchant.

Dans ce cas, la formule se simplifie en :

$$\Delta V = - N_{bi} \sin \alpha \quad \alpha \text{ étant l'angle du hourdis inférieur avec l'horizontale}$$

Comme il a été dit plus haut, le calcul en section verticale est plus défavorable, en particulier près des appuis en raison de l'inclinaison plus forte de la ligne moyenne. L'écart sur les contraintes de cisaillement peut atteindre 1 MPa dans certaines configurations.

4.3.4 - CISAILLEMENT D'EFFORT TRANCHANT

Pour un ouvrage classique à deux âmes, le cisaillement d'effort tranchant peut s'écrire :

$$\tau_m = V_{red} \frac{S(y)}{b_n(y) I} \quad \text{avec}$$

$b_n(y)$  largeur totale nette à l'ordonnée y,

$S(y)$  moment statique à l'ordonnée y (cad de la partie située au-dessus de la coupure par rapport à l'axe passant par le centre de gravité),

$V_{red}$  effort tranchant réduit,

$I$  inertie de la section complète.

Lorsque les âmes sont inclinées, la largeur  $b$  est la largeur droite de l'âme considérée, et non sa largeur biaise au droit de la coupure.

Cette formulation suppose qu'il n'y a pas de couple concentré appliqué à proximité de la section considérée. Les sections d'acier supplémentaires nécessaires pour reprendre les actions apportées par les ancrages des câbles sont déterminées par les calculs liés à la diffusion.

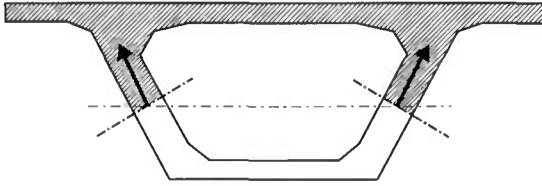


Fig. 4.20 - Cisaillement âmes inclinées

Quant à la valeur de la largeur nette, dans le cas où il existe un câble à proximité de la coupure (câblage dit "intérieur"), on rappelle qu'il faut déduire le diamètre de la gaine lorsque celle-ci n'est pas injectée ou est injectée avec un produit souple, et un demi-diamètre lorsqu'elle est injectée avec un coulis de ciment (Cf. BAEL article 7.4.1).

### 4.3.5 - CISAILLEMENT DE TORSION

Dans une section en caisson, le cisaillement de torsion pure de Saint-Venant vaut :

$$\tau_T = \frac{T}{2\Omega e} \quad \text{avec}$$

$T$  moment de torsion,

$\Omega$  aire du tube délimité par le feuillet moyen des parois du caisson,

$e$  épaisseur de la paroi.

La torsion résulte des charges dissymétriques (permanentes ou surtout d'exploitation) et de l'éventuelle courbure en plan du tablier.

Ce cisaillement s'ajoute algébriquement à celui d'effort tranchant calculé précédemment.

Ce calcul suppose évidemment que la section est indéformable, ce qui est généralement le cas, les ouvrages comportant des déviateurs faisant office de raidisseurs et les âmes ayant une épaisseur du même ordre de grandeur que les hourdis (pas de trop grandes différences de

rigidités). Cette hypothèse d'indéformabilité peut être considérée tant que l'espacement entre éléments raidisseurs (entretoises sur piles et déviateurs) n'excède pas 5 à 6 fois la largeur du caisson. Au-delà, la distorsion du caisson augmente la flexion longitudinale d'une âme par rapport à l'autre, et peut s'exprimer à la manière d'un coefficient d'excentrement appliqué aux charges.

Dans le cas d'un pont courbe dont la section est supposée indéformable comme indiqué ci-dessus, la torsion générée par la courbure intervient à plusieurs stades :

- lors de la construction du fléau, pour le poids propre, le centre de gravité de la portion d'arc se situe à l'intérieur et la torsion charge l'appui intérieur à la courbe ;
- le poids des superstructures agit sur la structure continue et engendre une torsion de signe opposé à celle du poids propre ;
- enfin, la précontrainte extérieure ayant un tracé polygonal génère une torsion chargeant le côté intérieur sur appui.

### 4.3.6 - JUSTIFICATION DES SECTIONS

Les sections sont justifiées selon l'article 7.2 du BPEL 91 révisé 99. Les contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_t$  et  $\tau$  calculées en tout point d'une section, doivent donc satisfaire les inégalités suivantes à l'ELS :

pour  $\sigma_x > 0$

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

(non rupture par fissuration)

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

(non rupture par compression cisaillement)

Dans le cas général où  $\sigma_t = 0$  (pas de précontrainte verticale), on obtient :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ti} \left[ f_{ti} + \frac{2}{3} \sigma_x \right]$$

et 
$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{ti}}{f_{ci}} \left( 0,6 f_{ci} - \sigma_x \right) \left[ f_{ti} + \frac{2}{3} \sigma_x \right]$$

la première formule étant presque toujours prépondérante.

Lorsque les calculs sont conduits avec la valeur probable de la précontrainte  $P_m$ , la contrainte limite  $\tau$  est à multiplier par un coefficient  $k'$ . Les ouvrages construits par encorbellement faisant l'objet de précautions particulières en raison de la haute technicité qu'ils requièrent, on adopte généralement 0,95 pour ce coefficient  $k'$  (article 4.10,1).

Les armatures sont déterminées à l'ELU (BPEL - article 7.3,2) :

$$\frac{A_t}{b_n s_t} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left( \tau_{red,u} - \frac{f_{ti}}{3} \right) kg \beta_u$$

pour des armatures perpendiculaires à la fibre moyenne.

L'Eurocode 2 (EN 1992-1.1 - article 6.2) n'impose pas de vérification à l'ELS. La détermination des armatures passives est semblable à celle du BPEL, la participation du béton étant prise en compte de manière analogue mais avec quelques raffinements complémentaires. Ce document étant encore en évolution, on s'y reportera lors de sa publication définitive.

### 4.3.7 - ÉTRIERS ACTIFS (POUR MÉMOIRE)

Cette technique a été utilisée quelquefois pour améliorer la résistance au cisaillement des âmes. Elle n'est citée ici que dans le but de rappeler les inconvénients qui ont conduit à l'abandonner :

- compte tenu de la très courte longueur des armatures de précontrainte, leur tension peut s'écarter nettement de la valeur attendue du fait du recul d'ancrage. Seules certaines armatures peuvent assurer une tension correcte (systèmes à boutons, barres de précontrainte) ;

- la diffusion des efforts n'est obtenue qu'à partir d'une certaine longueur, d'où un manque de compression entre les ancrages en bas de l'âme. On doit donc justifier le cisaillement à la jonction âme/hourdis inférieur sans tenir compte de cette compression ;
- pour assurer une bonne répartition de l'effort, il est nécessaire de rapprocher fortement les étriers actifs qui doivent s'insérer dans le ferrailage passif de l'âme, ce qui complique le bétonnage ;
- de par leur principe même, ces armatures débouchent dans le hourdis supérieur et sont donc extrêmement sensibles à la corrosion. Il est donc nécessaire d'employer des techniques de protection de type "offshore" rendant la solution particulièrement coûteuse (capots et gaines étanches notamment) ;
- enfin, une partie de l'effort vertical de précontrainte s'évanouit dans les accidents locaux de rigidités comme les déviateurs ou les entretoises (zones où l'on atteint généralement le cisaillement maximum).

### 4.3.8 - COUTURES DES HOURDIS SUR LES ÂMES

Afin d'éviter la rupture - par excès de cisaillement - des plans verticaux situés à la naissance des goussets (points S1, S2, I1, voir fig. 4.1 au § 4.1), il convient de couder le glissement par des aciers transversaux. Le dimensionnement de ces aciers s'effectue conformément aux indications de l'article 7.3,23 du BPEL 91 révisé 99. Il faut également vérifier les contraintes de cisaillement à l'ELS comme signalé plus haut (Cf. § 4.3.6).

Pour le hourdis inférieur, un ferrailage transversal minimum est nécessaire pour limiter les fissures dues au retrait thermique dans la zone centrale du hourdis. Une valeur de 0,5 % semble suffisante dans les cas les plus défavorables (grande largeur, BHP, etc. - voir aussi § 4.2.4).

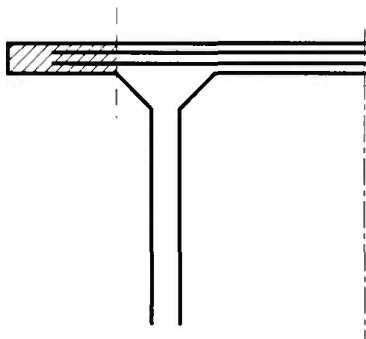


Fig. 4.21 - Couture du glissement hourdis / âme

## 4.4 - ÉLÉMENTS PARTICULIERS

### 4.4.1 - VOUSOIRS SUR PILE

#### 4.4.1.1 - Généralités

Rappelons que, bien souvent, le schéma statique initial de ces parties d'ouvrage n'autorise pas l'application en tout point des principes de la RdM pour les poutres filaires. Il convient donc de s'assurer de la pertinence de la morphologie du voussoir sur pile pour la circulation des efforts internes (ancrage ultérieur de la précontrainte extérieure de continuité, entretoise d'appui et de vérinage).

Les justifications à mener portent essentiellement sur :

- la transmission des réactions d'appui des appareils d'appui (provisoires comme définitifs) vers les âmes ;
- la reprise des efforts de torsion par l'entretoise d'appui ;
- la reprise de la poussée au vide du hourdis inférieur par cette même entretoise, pour un pont de hauteur variable ;
- la diffusion des efforts de précontrainte.

#### 4.4.1.2 - Modèle 3D

Comme déjà indiqué au § 4.2.2.2, on utilise assez souvent un modèle 3D pour modéliser le voussoir sur pile en raison de la présence d'éléments de renfort (entretoise, épaissements d'âme, etc.) qui modifient complètement son comportement par rapport à celui d'une section courante. Ce modèle sert au calcul des trois premiers points présentés ci-dessus.

#### 4.4.1.3 - Modèle bielle et tirant

On peut également utiliser une méthode de bielle-et-tirant [Cf. J. Schlaich - PCI Journal - may/june 1987] pour vérifier cette transmission d'efforts. Le principe de cette méthode est le suivant :

- construction d'un modèle composé de bielles et de tirants, ces éléments remplaçant les champs de contraintes réels par des éléments droits et concentrant les déviations des contraintes dans les nœuds,
- calcul des efforts statiquement équilibrés dans les barres du treillis,
- dimensionnement des bielles, des tirants et des nœuds.

La difficulté de cette méthode est la construction du modèle. Les barres du modèle doivent être implantées selon les directions des forces internes données par la théorie de l'élasticité. La méthode généralement utilisée est celle du *parcours de charge*. On équilibre le modèle par les forces appliquées et - la pièce se prolongeant par une zone dite de type B (pour Bernouilli, cf. J. Schlaich, c'est-à-dire selon une répartition linéaire) - par une distribution de contraintes répartie sur la frontière avec la zone B. Le diagramme de contraintes est divisé de telle manière que chaque charge concentrée soit équilibrée par la zone de contrainte répartie correspondante. Les parcours de charge doivent relier deux côtés opposés sans jamais se croiser.

Mais il est parfois difficile de déterminer les lignes de charge, ce qui peut nécessiter d'effectuer un modèle aux éléments finis pour définir ces lignes de charges. Cela peut donc s'avérer lourd d'utilisation.

En résumé, l'attention est attirée sur le fait que cette méthode, très intéressante pour toutes les pièces irrégulières de cette nature, nécessite une très bonne compréhension du fonctionnement des structures de la part de l'ingénieur : un mauvais choix des bielles et des tirants peut conduire à de mauvaises dispositions d'aciers et des sections soit excessives, ce qui serait un moindre mal, soit insuffisantes ce qui est beaucoup plus dangereux.



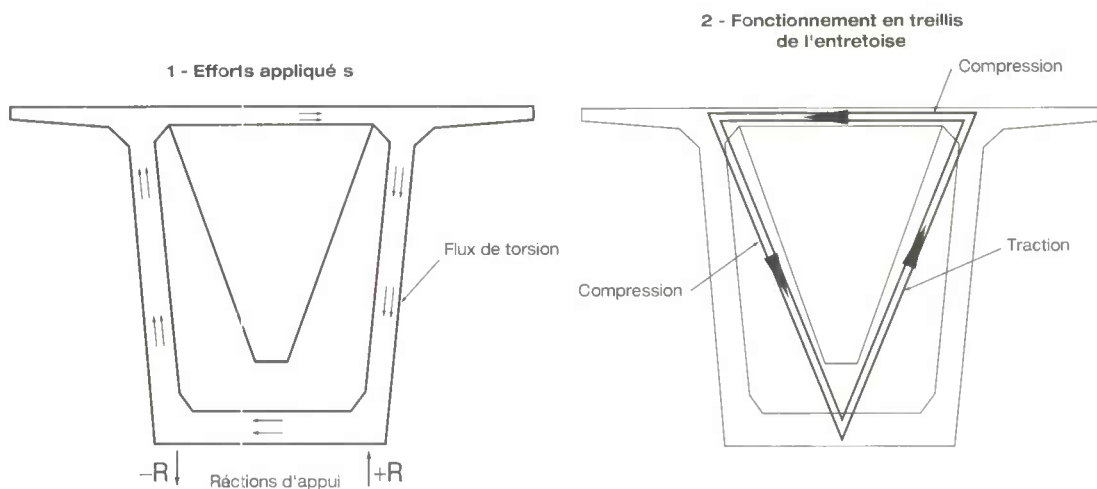


Fig. 4.22 - Entretoise d'appui en V – transmission de la torsion

À titre d'exemple (Fig. 4.22), est représenté ci-dessous le fonctionnement de l'entretoise d'appui sous l'effet de la torsion du caisson pour une disposition courante de la dite entretoise, c'est-à-dire en V. D'autres dispositions peuvent être envisagées : triangulation inversée de l'entretoise (en forme de A) ou simple cadre renforcé.

#### 4.4.1.4 - Points particuliers

Dans le cas des ouvrages particulièrement courbes, le tablier est soumis à des moments de torsion induits par la courbure, ce qui entraîne des cisaillements importants dans les âmes au voisinage des piles. Les entretoises sur pile doivent évidemment reprendre ces efforts supplémentaires (voir aussi § 4.3.5).

Le quatrième point (la diffusion) se fait selon les principes habituels (annexe 4 du BPEL). Cependant la section n'étant pas constante (bossages, épaissements d'âme), il faut faire un choix entre les sections sur lesquelles s'effectue la régularisation des contraintes. Compte tenu de la hauteur relativement importante du tablier dans cette zone (surtout dans le cas des ouvrages de hauteur variable), cette longueur de régularisation permet généralement d'atteindre la section "courante" du tablier. C'est sur cette section que l'on considérera les contraintes comme réparties. Au niveau des coupures, pour l'évaluation des contraintes de cisaillement, il est par contre raisonnable de prendre en compte la section réelle, c'est-à-dire avec l'épaississement des bossages. Cela ne change pratiquement pas le ferrailage qui dépend essentiellement de l'effort et non des contraintes.

#### Remarque

Pour étudier la diffusion des efforts dus aux ancrages de câbles dans les VSP (ou dans les VSC), il a été parfois envisagé de considérer le hourdis comme étant une poutre voilée appuyée sur les âmes et de calculer un ferrailage de flexion de cette poutre. Cette méthode n'est pas satisfaisante puisque cette "poutre" n'en est pas une du fait de l'existence du reste du hourdis derrière l'élément artificiellement isolé de longueur  $l_r$ . Dans cette hypothèse, les aciers de diffusion vont alors être disposés "à l'arrière" de la poutre, c'est-à-dire au plus loin des ancrages, alors que les phénomènes de fissuration surviennent toujours du côté de ces ancrages. Comme précédemment, cela peut conduire à de mauvaises dispositions du ferrailage pouvant entraîner les désordres que l'on voulait justement éviter. En tout état de cause, il est conseillé de disposer quelques aciers dans l'angle opposé du bossage pour le rendre non fragile (Fig. 4.23).

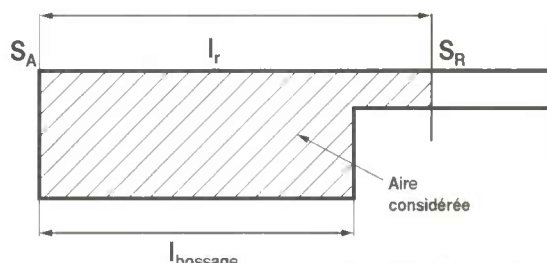


Fig. 4.23 - Section de coupure pour diffusion

#### 4.4.2 - VOUSOIRS SUR CULÉE

Les voussoirs sur culée ont à transmettre vers les appuis des efforts nettement plus faibles que les voussoirs sur piles. En revanche, les efforts de diffusion sont beaucoup plus importants du fait de l'ancrage de l'ensemble des

câbles extérieurs dans la même section. Pour cette raison, il est généralement préférable de disposer une précontrainte transversale (sous forme de monotorons) permettant de réduire sensiblement le ferrailage et donc facilitant le bétonnage de cette partie. Cette précontrainte permet également une maîtrise de la fissuration

Les principes de calcul sont les mêmes que pour les voussoirs sur piles. La hauteur étant constante, le phénomène de poussée au vide dû à la compression régnant dans le hourdis inférieur n'existe cependant pas.

On portera une grande attention à l'équilibre de la bielle d'about. En général, il suffit pour cela d'ancrer deux câbles longitudinaux dans l'angle inférieur au-dessus de l'appui.

D'autre part, lors de l'exécution de ces voussoirs, généralement réalisée à l'aide d'un coffrage bois pour le noyau intérieur, il convient de prendre la précaution de ne pas bloquer le retrait en attendant trop longtemps avant de décoffrer.

Enfin, il est nécessaire de rigidifier l'extrémité du hourdis supérieur sous le joint de chaussée pour reprendre les efforts de flexion locale de ce bord sous l'action des charges roulantes.

## 4.5 - EFFORTS LOCAUX

### 4.5.1 - DIFFUSION DES EFFORTS DE PRÉCONTRAINT

D'une manière générale, la diffusion de la précontrainte est justifiée en respectant les indications de l'annexe 4 du BPEL91 révisé 99. Cet article comportant cependant quelques ambiguïtés ou lacunes, les précisions suivantes sont à apporter - en attendant une évolution de cette annexe.

En l'état actuel, l'Eurocode 2 ne possède pas de chapitre concernant la diffusion des efforts concentrés.

#### 4.5.1.1 - Diffusion dans le plan horizontal

Il ne faut pas considérer, pour la longueur de régularisation, que l'on "tourne" simplement le tablier de 90°. Cela conduit à adopter dans les calculs une longueur beaucoup trop importante qui entraîne, d'une part des cisaillements très faibles et donc des armatures insuffisantes,

d'autre part une localisation de ces armatures trop loin du point d'application des forces. Il faut rappeler que les fissures observées dans les cas de diffusion d'efforts concentrés sont toujours apparues près de l'ancrage. Il faut prendre en compte les symétries et considérer au maximum la demi-largeur du tablier dans le cas d'un caisson.

#### 4.5.1.2 - Bossages des câbles

Les aciers des bossages sont déterminés conformément aux indications de l'annexe 4 § 2 du BPEL91 révisé 99.

Rappelons qu'il est fortement déconseillé d'implanter des bossages et surtout des câbles intérieurs au béton dans les hourdis inférieurs courbes (Cf. § 4.2.3.2) ou même droits, et qu'il est préférable de les disposer au droit des goussets de raccordement avec l'âme.

Les armatures transversales de ces bossages doivent couder ce bossage au reste de la section.

On doit disposer (Fig. 4.24) :

- des aciers en tête du bossage permettant de couder l'ancrage à la paroi proche du caisson (aciers  $A_1$ ) ;
- des aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation (aciers  $A_3$ ) ;
- des aciers de couture du reste du bossage (aciers  $A_2$ ).

L'objectif des calculs est de vérifier la sécurité à rupture, le béton étant fissuré. Mais pour faciliter ces calculs, on ramène le problème à un état non fissuré en considérant la force d'ancrage à l'ELS et en limitant la contrainte

dans les armatures à  $\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} f_e$

Pour les aciers  $A_1$ , il s'agit de l'ensemble des aciers de "surface" et "d'éclatement" du BPEL. La section vaut approximativement :

$$A_1 = 0,2 \frac{F}{\sigma_s} \quad F \text{ étant la force à l'ancrage.}$$

Pour les aciers  $A_3$ , on reprend simplement  $F \sin \alpha$  suivant le plan de déviation du câble ; généralement, cette valeur est proche de  $0,2F$ .

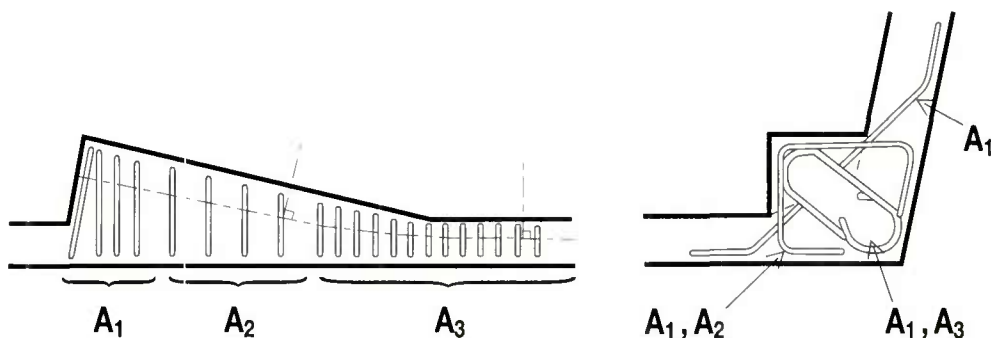


Fig. 4.24 - Ferrailage d'un bossage

Enfin pour les aciers  $A_2$ , on se limite à reprendre également au maximum  $0,2F$  du fait que l'effort de précontrainte est dirigé vers le béton et donc qu'il exerce une compression pure dans cette zone.

Les aires d'armatures considérées doivent être la somme des sections coupées dans les deux plans (horizontal et vertical). À titre d'exemple, on doit considérer ici pour  $A_1$  2 sections d'armatures, de même pour  $A_2$  et  $A_3$ .

La contrainte élastique des armatures doit être prise avec sa valeur réelle s'agissant d'une vérification à rupture, c'est-à-dire avec  $f_e = 500 \text{ MPa}$  pour les armatures classiques Fe E 500 (pas de limitation à  $400 \text{ MPa}$ ). L'objectif est de ne pas surdimensionner le ferrailage dans cette zone, l'excès conduisant à des difficultés de bétonnage. En revanche, il est important de respecter les enrobages - ni trop réduits, ni surtout trop importants - pour assurer la parfaite intégrité du béton de ces bossages.

[Pour plus de détails, on se reportera au Bulletin Ouvrages d'Art du Setra n° 11 de janvier 92, et aux commentaires et observations des n° 12 de juillet 92 et n° 14 de mars 93.]

#### 4.5.1.3 - Aciers d'entraînement

Des aciers d'entraînement peuvent être nécessaires pour reprendre les tractions dues au raccourcissement gêné du béton, à l'arrière des bossages. Ces aciers sont déterminés conformément aux indications de l'annexe 4 § 2.3 du BPEL91 révisé 99 en limitant leur longueur du côté du câble.

#### 4.5.1.4 - Câbles extérieurs

La particularité des câbles extérieurs réside dans leur grande puissance unitaire qui, ajoutée au fait que l'effort est évidemment extérieur au béton, entraîne la nécessité d'ancrer complètement de gros efforts. L'erreur en ce domaine a parfois conduit à des ruptures franches qui auraient pu être évitées avec un minimum de réflexion lors de la conception.

En premier lieu, une simple règle de bon sens consiste à positionner les ancrages des câbles extérieurs dans les entretoises au plus près des âmes et des hourdis de manière à transmettre le plus directement possible les efforts vers les parois du caisson. La transmission par bielles de béton comprimé est en effet toujours le mode le plus efficace.

D'autre part, il est indispensable de dimensionner les éléments d'ancrage avec une épaisseur suffisante (dans le sens longitudinal du tablier) pour qu'ils assurent la plus grande partie de la diffusion. Une trop faible épaisseur entraîne en effet un poinçonnement de l'élément par rapport au tube du caisson qui ne peut être repris seulement par des armatures.

Enfin, il est parfois plus judicieux de concevoir un phasage limitant la dissymétrie des efforts de mise en tension plutôt que d'épaissir fortement les blocs d'ancrage pour résister à des phases intermédiaires mal choisies.

#### 4.5.2 - CLEFS DES VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS

Dans les ouvrages préfabriqués, les voussoirs comportent des clefs multiples assurant la transmission de l'effort tranchant. On considère que le cisaillement est repris sur la section de la clef :

$$\overline{\tau}_b = 0,65 f_{tj} + \sigma \quad \text{avec}$$

$f_{tj}$  résistance caractéristique à la traction du béton

$\sigma$  contrainte normale au centre de gravité de la section

Les clefs, et elles seules, reprennent l'effort tranchant avant que la colle ne soit polymérisée.

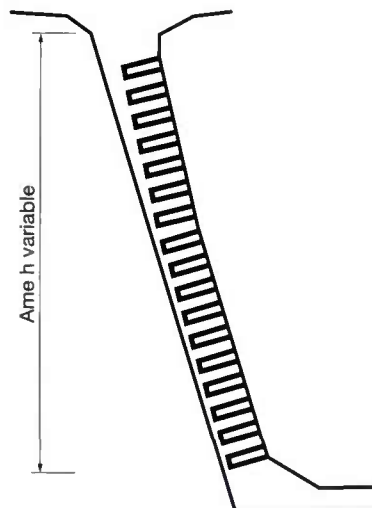
Une clef classique comme celle représentée ci-après (Fig. 4.25) peut reprendre :

$$V_{ad} = \overline{\tau}_b \cdot 0,10 \cdot b \quad \text{avec } b \text{ largeur de la clef et une section de cisaillement de } 0,10 \text{ m}$$

Dans certains cas de rythme de pose élevé, on peut brêler plusieurs voussoirs avant que le premier joint ait polymérisé (jusqu'à quatre voussoirs à l'Île de Ré, par exemple). Le calcul du nombre nécessaire de clefs en dépend donc : on considère que l'effort tranchant de  $n$  voussoirs est repris par les seules clefs dans la première section en fin de polymérisation. On doit ensuite prévoir des clés supplémentaires en cas de rupture de certaines d'entre elles au décoffrage.

Une fois la colle polymérisée, l'effort tranchant est repris par toute la hauteur de l'âme, comme pour les ouvrages coulés en place.

Il est indispensable que les clés débouchent sur une face de l'âme pour permettre l'évacuation de la colle lors de la mise en compression du voussoir ; pour des raisons évidentes d'esthétique, on s'arrange pour que ce débouché se fasse du côté intérieur du caisson. Par ailleurs, il faut également disposer des clés dans l'épaisseur des hourdis supérieur et inférieur de manière à éviter les risques de pianotage des hourdis. Enfin, dans le cas des tabliers de hauteur variable avec des voussoirs à joints verticaux, ces clés reprennent la composante verticale de la compression du hourdis inférieur qui s'incline progressivement vers les appuis.



Détails des clés

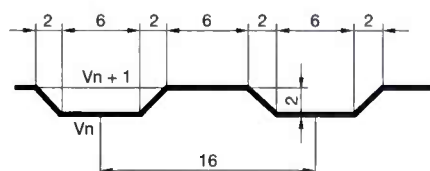


Fig. 4.25 - Clefs de voussoirs préfabriqués

Il est conseillé de mettre un minimum de compression de 0,2 MPa sur la section de manière à bien répartir la colle dans toute la section (cf. § 6.2.4).

#### 4.5.3 - DÉFORMATION DES VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS

Il a déjà été indiqué au paragraphe 4.3.2.4 que les ouvrages extrêmement larges, qui sont de plus en plus nombreux, présentent des comportements particuliers et notamment une largeur participante du hourdis réduite. Dans le cas des voussoirs préfabriqués, ils présentent également une difficulté à la mesure de leur largeur, bien que le phénomène soit propre à tous les ouvrages préfabriqués : il apparaît une déformation transversale en plan due au gradient thermique entre le voussoir en cours de prise et le voussoir déjà bétonné, déformation en "banane".

Les conséquences en sont une ouverture des joints lors de la reconjugaison des voussoirs et donc une répartition non uniforme (dans le sens transversal) des contraintes pouvant entraîner des fissurations des extrémités des joints. [Pour plus de précisions, on se reportera à l'article du journal of PCI - july-august 1995].



Pour certains projets extrêmes, on peut atteindre une déformation cumulée de 24 mm sur une travée d'environ 30 mètres de portée.

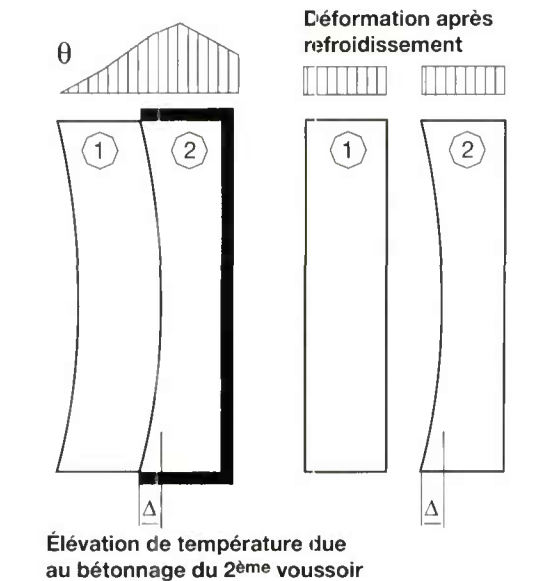


Fig. 4.26 - Déformation des voussoirs préfabriqués

## 4.6 - RÈGLES DE CUMUL DES ARMATURES PASSIVES

1) Les sollicitations à prendre en compte pour la détermination du ferrailage passif résultent :

- de la flexion transversale ;
- de l'effort tranchant général (y compris la torsion). Les sollicitations tangentes concomitantes avec les sollicitations de flexion générale transversale ou locale induisent des contraintes de cisaillement qui se cumulent avec les contraintes de cisaillement de diffusion évoquées ci-après ;
- des efforts localisés (réactions du système d'appuis, application de la précontrainte de fléau ou de continuité, efforts dus aux charges de chantier ou aux équipages mobiles). Ces efforts, en se diffusant dans la structure, donnent lieu à des contraintes qui se cumulent avec les contraintes de cisaillement évoquées ci-dessus.

2) Les armatures comportent :

- un ferrailage transversal courant reprenant le cisaillement général ;
- un ferrailage complémentaire placé au voisinage des efforts concentrés pour reprendre la diffusion de ces efforts.

Il est à noter que les efforts de diffusion ne sont élevés que pour les câbles extérieurs, du fait de leur forte puissance unitaire d'une part, et parce qu'on en arrête plusieurs dans la même section (généralement sur appui) d'autre part. Les câbles de fléau, comme les câbles éclisses, sont de plus faible puissance et il en est rarement arrêté plus d'une paire dans une même section, ce qui conduit à des efforts de diffusion modérés.

On doit respecter les règles suivantes :

- le cumul des armatures de tranchant et de torsion est fait selon les articles 7.6.54 du BPEL 91 révisé 99 et A.5.4.4 du BAEL 91 révisé 99.
- le cumul des armatures de cisaillement de diffusion d'une part et d'effort tranchant et de torsion d'autre part est réalisé selon l'article 4 de l'annexe 4 du BPEL 91 révisé 99 :

$$A_{\text{cis}} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_1 \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5 A_2 \\ A_1 + A_2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

avec  $A_1$  aciers de diffusion

$A_2$  aciers d'effort tranchant et de torsion

- dans les hourdis, il n'y a pas de cumul des armatures de couture avec les armatures de flexion transversale selon l'article A.5.3.2 du BAEL 91 révisé 99. Cependant, lorsque les cisaillements avoisinent les valeurs limites, ou dans le cas d'effort de diffusion très importants, on appliquera la règle de cumul explicitée ci-dessus pour les âmes (zones d'ancrage d'about par exemple).

### Cas particulier des âmes

Dans les âmes, on doit mettre en place des armatures de section totale  $A_e$  côté extérieur et  $A_i$  côté intérieur, de telle manière qu'en appelant les sections de calcul d'armatures de flexion :

$A_{fl\ ext}$  aciers de flexion, côté extérieur

$A_{fl\ int}$  aciers de flexion, côté intérieur

on respecte :

$$A_e = k \frac{A_{cis}}{2} + A_{fl\ ext}$$

et de même 
$$A_i = k \frac{A_{cis}}{2} + A_{fl\ int}$$

Bien entendu, il faut assurer au moins la reprise du cisaillement d'une part et de la flexion d'autre part, c'est-à-dire respecter un minimum

tel que  $A = A_i + A_e \geq A_{cis}$

### Principe

En effet, le cumul des armatures doit tout d'abord tenir compte de la non concomitance des efforts de flexion. Dans une même section horizontale d'une âme, le cas de charge donnant des armatures de flexion côté extérieur  $A_{fl\ ext}$  ne donne pas d'armatures côté intérieur  $A_{fl\ int} \approx 0$  (sauf cas de mauvais dimensionnement nécessitant des armatures de compression). En conséquence, les armatures du côté opposé peuvent reprendre l'effort tranchant puisque ce dernier n'impose pas une position particulière dans la section. On n'a donc pas à cumuler directement les aires de flexion et de cisaillement. [Pour plus de renseignements sur cette théorie, on se reportera à l'article de D. Le Faucheur sur ce sujet - bulletin Ouvrages d'art du Setra n° 41 octobre 2002].

### Remarques

Le coefficient  $k$  représente la part d'armatures complémentaires nécessaires pour reprendre

le cisaillement. Il est égal à  $k = \frac{\tau_u}{\frac{2}{3} f_{bu} \sin \beta_u \cos \beta_u}$

$\tau_u$  étant le cisaillement à l'ELU et  $\beta_u$  l'angle de la bielle associée à l'effort tranchant et limitée à  $30^\circ$  (en cas de reprise de bétonnage, la valeur de  $\beta_u$  est de  $45^\circ$ ). La contrainte ultime du béton

est égale à  $f_{bu} = \frac{0,85 f_c}{\theta \gamma_c}$

$f_c$  est la résistance caractéristique du béton en compression.

La théorie indiquée ci-dessus utilise bien évidemment des cas de charge concomitants. L'étude complète de tous les cas de charge entraînerait une complication inutile des calculs. Par souci de simplification, on peut considérer séparément la combinaison caractéristique pour le cisaillement et celle pour la flexion transversale. Il est alors justifié de prendre comme valeur de  $\theta$  la valeur de 0,85 (efforts dits instantanés). Dans cette hypothèse, le coefficient  $k$  vaut donc

$$k = \frac{\tau_u}{0,444 f_c \sin \beta_u \cos \beta_u}$$

On notera également que ce calcul s'effectue à l'ELU. En conséquence, la section d'armatures de flexion doit résulter du calcul à l'ELU, et non du dimensionnement à l'ELS comme dans le cas de la fissuration préjudiciable, sous peine d'être par trop défavorable puisque non cohérent avec la théorie de fonctionnement de la structure développée dans cet article.

Ce principe de cumul d'armatures n'est sensible que pour les âmes particulièrement minces pour lesquelles la flexion transversale consommant une grande part de sa capacité de résistance, il est nécessaire de renforcer le ferrailage pour assurer la reprise des efforts de cisaillement existants en même temps.

Par ailleurs, il convient de considérer des cas de charge cohérents pour le cumul des armatures avec la diffusion :

- du point de vue phasage, la flexion maximale est obtenue en service alors que la diffusion est plus faible du fait d'une certaine symétrie des efforts d'ancrage sur appui, ou des pertes de tension dans les câbles ;
- du point de vue géométrique, pour un câble de fléau ancré dans la hauteur de l'âme, la flexion transversale est maximale en partie haute de l'âme, alors que le cumul du cisaillement général avec l'effort de diffusion se

produit sous l'ancrage (car de même signe) tandis qu'au-dessus de l'ancrage, les signes de ces contraintes sont opposés.

On peut distinguer trois zones pour les armatures :

- ferrailage transversal du hourdis supérieur avec aciers de couture
- ferrailage transversal des âmes avec cadres d'effort tranchant et diffusion
- ferrailage transversal du hourdis inférieur avec les aciers de couture

### Hourdis supérieur

Comme indiqué plus haut, les armatures de couture ne sont pas à cumuler avec celles déterminées par la flexion transversale à l'ELS. Dans les deux cas, on obtient des sections relativement importantes.

### Âmes

On peut généralement limiter les cas de charge vis-à-vis de la flexion transversale, celui donnant la flexion maximum des âmes étant un cas de charge symétrique, alors que l'excentrement des camions qui conduit à la torsion maximum, donne un effort tranchant plus faible.

### Hourdis inférieur

Les efforts de flexion transversale y sont réduits du fait de la diffusion des charges d'exploitation depuis le hourdis supérieur à travers les âmes. Dans le cas d'ouvrage de grande largeur, on portera l'attention sur la couture assez importante de ce hourdis sur l'âme. C'est la raison des goussets de grande longueur que l'on dispose habituellement dans ce genre de structure.

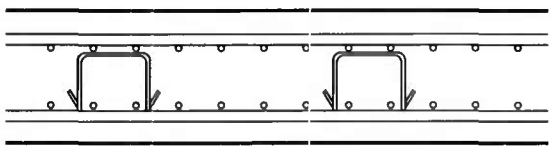


Fig. 4.27 - Ferrailage du hourdis supérieur

## 4.7 - DISPOSITIONS DE FERRAILAGE CONSEILLÉES

Il paraît souhaitable de présenter quelques dispositions et conseils pour aboutir à un ferrailage qui soit satisfaisant du point de vue du fonctionnement de la structure tout en restant réalisable. Les tabliers construits par encorbellements successifs sont des caissons dont les épaisseurs unitaires sont souvent faibles et donc sont fortement sollicités. Il importe que le ferrailage soit bien conçu avant d'être bien exécuté.

### Hourdis supérieur

De manière générale, il est préférable de disposer les aciers transversaux (aciers principaux de plus fort diamètre) en nappe extérieure et les aciers longitudinaux (aciers secondaires) en nappe intérieure.

Lorsque le hourdis est précontraint transversalement par des câbles, il est souhaitable de les disposer sous les deux nappes précédentes, en particulier pour leur permettre de descendre dans l'épaisseur du hourdis en fonction du moment de flexion sans couper le tracé des aciers longitudinaux.

Pour améliorer la qualité du bétonnage du hourdis comme des âmes, il faut éviter de disposer côte à côte plus de deux aciers transversaux et une épingle (soit trois armatures en vue en plan).

Compte tenu de la présence fréquente de gaines de précontrainte dans le hourdis supérieur, il est nécessaire de disposer des supports de gaines suffisamment rapprochés pour éviter un festonnage de ces gaines et le risque d'éclatement du hourdis à la mise en tension des câbles. Un espacement maximum d'environ 0,50 m à 0,75 m est recommandé. Par ailleurs, pour éviter des déformations des nappes d'armatures et donc un enrobage aléatoire préjudiciable à la durabilité du tablier, il est indispensable de disposer régulièrement soit des chaises entre les deux nappes, soit des cadres comme dans le hourdis inférieur (Fig. 4.27 et Fig. 4.29).

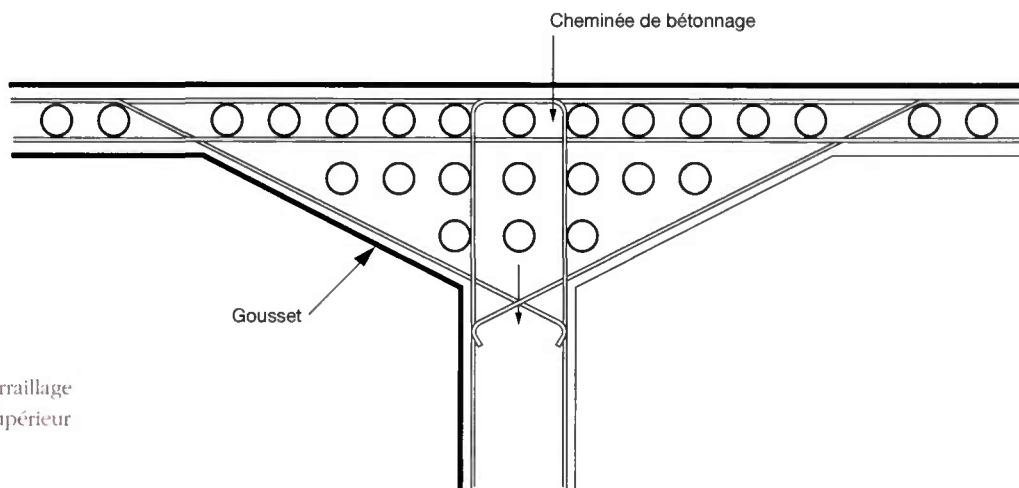


Fig. 4.28 - Ferrailage  
du gousset supérieur

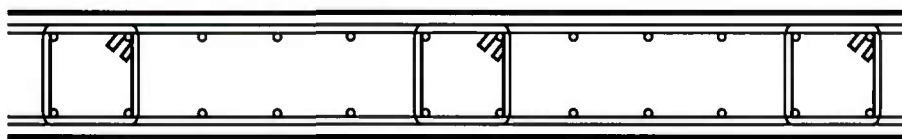


Fig. 4.29 - Ferrailage  
du hourdis inférieur

### Hourdis inférieur

Le hourdis inférieur au voisinage des piles est le siège d'une très forte compression. Il est déconseillé d'utiliser des armatures comprimées pour reprendre cet effort si l'épaisseur d'hourdis est trop faible. Il apparaît en effet un effort d'éclatement aux extrémités des barres comprimées qui affaiblit les zones de recouvrement et nécessite un renforcement des aciers de couture. On retrouve les précautions à prendre dans le cas des pièces comprimées (§ A.8 du BAEL 91 révisé 99).

Il est largement préférable :

- soit d'épaissir le hourdis, en remarquant que le supplément de poids est faible puisque la variation d'épaisseur est généralement parabolique et que cet épaississement ne règne que près des appuis ;
- soit d'augmenter la résistance à la compression du béton du tablier.

Dans tous les cas, le hourdis présente une tendance au feuilletage dû à la compression, d'où la nécessité de le coudre. En conséquence, il est fortement conseillé de disposer des cadres de ferrailage dans l'épaisseur du hourdis, plutôt que des chaises, pour supporter les nappes supérieures. Par ailleurs, les cadres

apportent une meilleure rigidité au ferrailage et donc un meilleur respect de l'enrobage des aciers.

### Gousset inférieur

Un exemple de ferrailage de gousset inférieur est donné ci-dessous. Les gaines des câbles doivent être supportées par une structure spécifique, elle-même soudée au ferrailage principal et non simplement pointée, ce qui provoque une réduction de la résistance des aciers. Cette rigidité est nécessaire pour éviter que lors du bétonnage, sous la poussée du béton arrivant par les âmes, les gaines ne se déplacent car on risque alors des poussées au vide destructrices lors de la mise en tension des câbles.

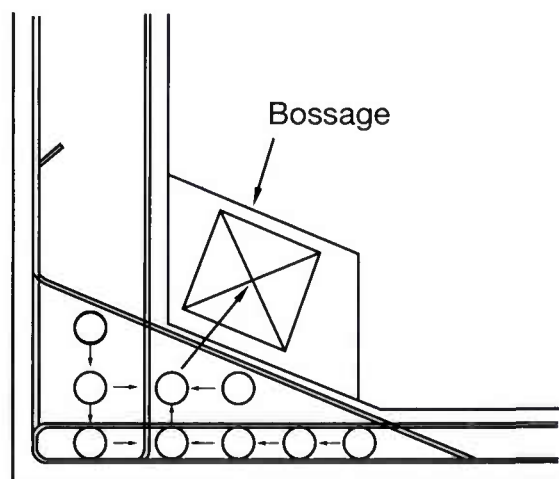


Fig. 4.30 - Ferrailage  
du gousset inférieur



## Âmes

De la même manière que pour les hourdis, les aciers transversaux sont disposés en nappes extérieures. Compte-tenu de la hauteur des tabliers de pont en encorbellement, il est très rare que les armatures d'âme soient façonnées en cadre complet. Généralement, elles sont formées de deux parties se recouvrant.

Il est impératif d'éviter les recouvrements le long des parois, c'est-à-dire dans la partie courante de l'âme. Pour résoudre ce problème deux solutions sont envisageables :

- soit deux espèces de L dont les recouvrements se font dans les goussets supérieur et inférieur, en pleine matière ;
- soit un grand U et un petit U en chapeau, les recouvrements se faisant alors uniquement dans le gousset supérieur (Fig. 4.31).

Les armatures transversales sont réunies par des aciers transversaux dans l'épaisseur de l'âme, généralement sous forme d'épingles terminées d'un côté par un crochet et de l'autre par un simple retour en équerre. Pour des raisons de durabilité, il est préférable de placer le crochet du côté extérieur du tablier. Pour l'équerre, il faut éviter le retour parallèle à la paroi et préférer le diriger vers la masse du caisson (Fig. 4.32). On disposera au moins 4 épingles au mètre carré ou 2 cadres si c'est cette option qui est retenue.

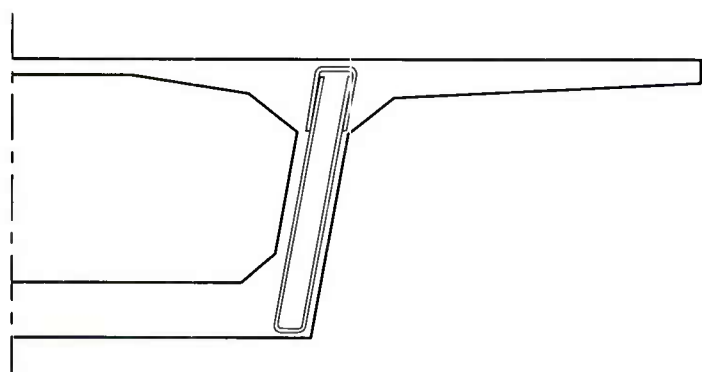
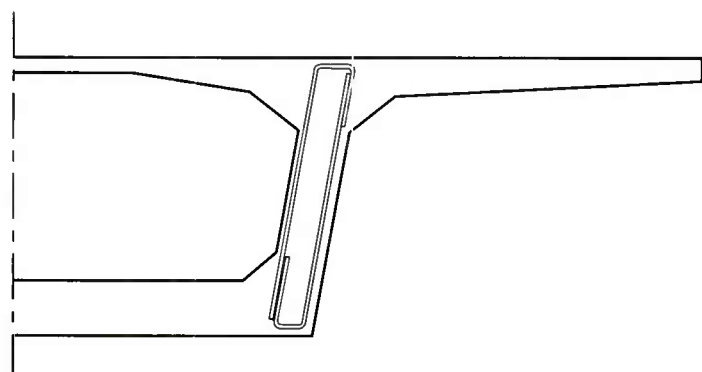
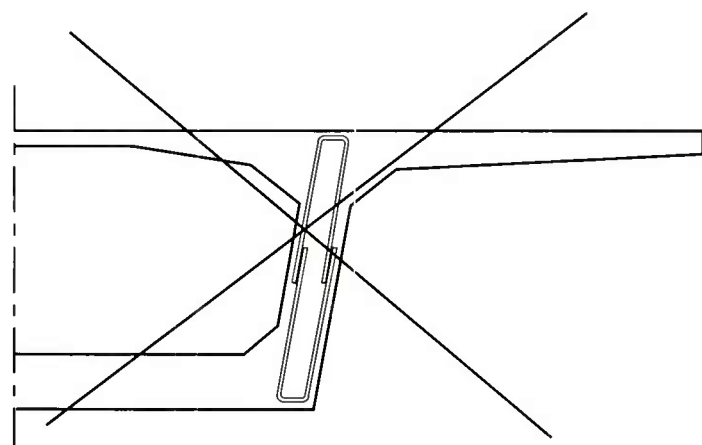


Fig. 4.31 - Ferrailage des âmes

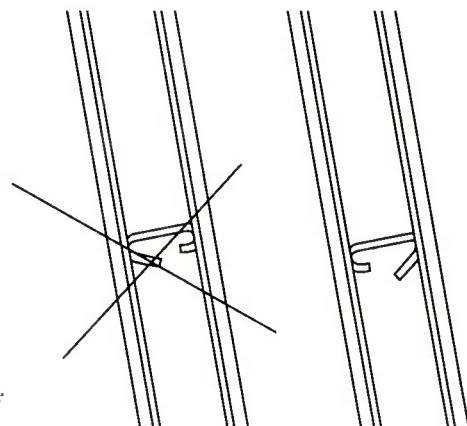


Fig. 4.32 - Ferrailage des âmes

### *Armatures longitudinales*

Dans le cas des voussoirs coulés en place, la continuité des armatures longitudinales ne peut - sauf exception - respecter la règle des recouvrements décalés selon l'article A.6.1,23 du BAEL en raison des problèmes d'encombrement par rapport aux dimensions du voussoir.

### *Phénomène spécifique aux pièces massives*

Les voussoirs sur pile, voire les voussoirs proches, sont des pièces massives pour lesquelles il est souhaitable de procéder à une étude spécifique pour évaluer les sollicitations dues au retrait thermique lors du refroidissement différentiel dans la masse du béton après l'hydratation du ciment. La température est d'autant plus élevée que le volume et l'épaisseur de béton coulé et la chaleur d'hydratation du béton sont plus importants. Cette étude peut conduire à mettre au point une cinématique de réalisation du voussoir sur pile optimisée tenant compte du type de ciment et des dispositifs éventuels mis en œuvre pour assurer un refroidissement régulier et homogène du béton. En tout état de cause, il est nécessaire de disposer un ferrailage de peau capable de maîtriser l'éventuelle fissuration périphérique de cette structure. Par ailleurs, cette élévation de température n'entraîne pas seulement des efforts, mais peut également conduire à des réactions internes du béton, encore appelées réactions sulfatiques qui peuvent conduire à des désordres graves dans la structure même de l'ouvrage.

Le risque d'apparition de ce phénomène n'existe que pour les fortes épaisseurs, de l'ordre du mètre par exemple.



Setra

Fig. 4.33 - VSP de grande taille

**Page laissée blanche intentionnellement**

# STABILITÉ DES FLÉAUX

*Le présent chapitre est entièrement consacré au problème de la stabilité des fléaux en construction. Il présente successivement les causes du phénomène d'instabilité, les différentes solutions de stabilisation et, enfin, les justifications à apporter.*

## 5.1 - PRINCIPE DE LA STABILITÉ DES FLÉAUX

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux ;
- une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.



Fig. 5.1 - Fléau préfabriqué en cours de construction

Setra



Dans les deux cas, les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état limite d'équilibre statique.

Deux familles de combinaisons sont à étudier : des combinaisons fondamentales correspondant à la première situation et des combinaisons accidentelles correspondant à la seconde. Dans le premier cas, on vérifie que le fléau ne décolle pas de ses appuis provisoires ; dans le second cas, un léger décollement est toléré avec une surtension limitée des armatures actives assurant le clouage du fléau sur sa pile.

Il faut également vérifier la résistance de l'ensemble des pièces mécaniques qui participent à la stabilité et celle de l'ensemble de la pile et de sa fondation. Cette deuxième vérification relève de l'état limite ultime de résistance. Par mesure de simplification, les coefficients de sécurité partiels des combinaisons utilisées pour cette vérification sont identiques à ceux employés dans le calcul de stabilité.

Ce chapitre ne donne que des recommandations générales applicables à des cas courants. Ainsi, les charges à utiliser et les combinaisons d'actions à étudier doivent être adaptées en fonction de la cinématique de construction et du matériel utilisé sur le chantier. Par ailleurs, pour des ouvrages comportant de grands fléaux, construits en hauteur dans des sites exposés, un calcul supplémentaire au vent décennal doit aussi être effectué. Il faut aussi noter que les règles figurant dans ce chapitre ne couvrent ni les erreurs d'exécution, ni le non respect des procédures d'exécution relatives au bétonnage ou à la pose des voussoirs ou aux déplacements des équipages ou engins de pose.

Avant la construction du premier fléau, l'entreprise doit fournir au chantier des plans précis et cotés, indiquant tous les systèmes mis en œuvre, leur qualité et leurs tolérances. Une procédure spécifique doit décrire toutes les phases de construction, définir l'ordre des phases à respecter impérativement et mettre en garde contre les opérations dangereuses dont la probabilité d'occurrence n'est pas négligeable. Cette procédure fait la synthèse des différentes notes de calculs et des méthodes de construction. Rédigée par le service "Méthodes" du chantier, elle doit être validée par le bureau d'études et le chantier et doit être connue de tous ceux qui participent à la construction du tablier, notamment les chefs de chantier et chefs d'équipe.

Les opérations prévues par cette note ne peuvent être modifiées sans l'accord préalable du rédacteur et du bureau d'études qui a fait les calculs de vérification de la stabilité.

## 5.2 - DISPOSITIFS DE STABILITÉ DES FLÉAUX

### 5.2.1 - DIFFÉRENTS PROCÉDÉS DE STABILISATION DES FLÉAUX

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie de la conception générale de l'ouvrage (voir chapitre 2). La travure, le système d'appui définitif et la conception des piles jouent évidemment un rôle déterminant au moment du choix de ce dispositif.

Il existe six procédés principaux permettant d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles. Nous allons maintenant les voir en détails.

#### 5.2.1.1 - Clouage par précontrainte

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire (Fig. 5.2). C'est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres et dont les piles, relativement massives, offrent une surface de chevêtre importante. Elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.



Fig. 5.2 - Clouage de stabilité par précontrainte

Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants et qu'un calage des appuis en fin de construction est de toute façon indispensable.

Les armatures de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur, parfois sur une poutre de répartition métallique (Fig. 5.3). Elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui.

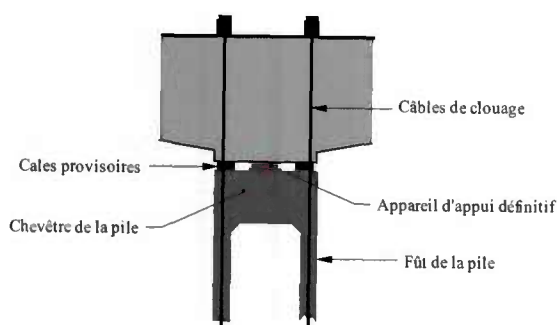


Fig. 5.3 - Coupe du VSP avec ses câbles de clouage

En partie inférieure, les câbles sont soit bouclés dans le fût de pile, soit ancrés de façon classique. Dans ce dernier cas, les ancrages peuvent se situer dans la face latérale de la semelle de fondation ou dans des bossages logés à l'intérieur des piles, si celles-ci sont évidées.

La précontrainte de clouage est généralement centrée sur l'axe de la pile. Dans quelques cas particuliers, il peut toutefois être intéressant d'excentrer longitudinalement les câbles pour en diminuer le nombre :

- lorsque le sens de pose ou l'ordre de coulage des voussoirs est imposé ;
- si les demi-fléaux sont dissymétriques ou composés de bétons différents.

Dans ces cas particuliers, il est toujours intéressant de vérifier ce qui se passerait en cas d'erreur dans la procédure d'exécution.

Pour les ouvrages préfabriqués, un excentrement longitudinal du pied du lanceur produit un effet similaire (par la réaction d'appui due à son poids et à ses câbles d'ancrage). Dans le cas de fléaux courbes, on peut également prévoir un excentrement transversal des câbles pour équilibrer le moment de torsion dû à la courbure du tablier.

Les câbles de précontrainte sont parfois remplacés par des barres. Cette solution n'est toutefois pas conseillée, car en cas de mauvais alignement entre les réservations prévues dans le voussoir sur pile et le chevêtre de la pile, la barre peut subir des flexions parasites susceptibles de provoquer sa rupture.

### 5.2.1.2 - Palées provisoires

La méthode consiste à augmenter l'entraxe des cales d'appui provisoires en les plaçant sur des palées provisoires métalliques ou en béton (Fig. 5.4). Elle n'est applicable que lorsque le tablier est situé à une hauteur modérée au-dessus du sol (moins de 15 mètres environ).

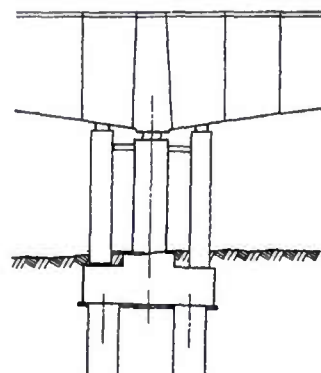


Fig. 5.4 - Stabilisation d'un fléau à l'aide de palées provisoires

Cette méthode est utilisée en site terrestre dans les cas suivants :

- pour des portées supérieures à 100 mètres ;
- lorsque les dimensions des têtes de pile sont réduites, souvent pour des raisons architecturales ;
- lorsque les fûts de pile présentent une résistance à la flexion insuffisante pour assurer seuls la stabilité du fléau.

En site aquatique, elle reste envisageable à condition d'appuyer les palées dans le batardeau, sur la semelle de la pile.

Le fléau est en général stabilisé par deux palées disposées symétriquement par rapport à la pile. On rencontre toutefois quelques cas où le fléau est stabilisé par une palée unique, notamment lorsque :

- un sens de pose ou un ordre de bétonnage est imposé au chantier,
- une différence de poids - due à la géométrie ou à l'emploi de béton léger - affecte les deux demi-fléaux,
- l'ouvrage est un pont à béquilles, celles-ci ne pouvant reprendre de charges verticales tant que les fléaux ne sont pas clavés.

Une précontrainte verticale sur palée complète généralement le dispositif (Fig. 5.5). Cette précontrainte est indispensable dans le cas d'une palée unique pour éviter un basculement du coté opposé à la palée.

Cette précontrainte peut aussi être remplacée par un contrepoids placé du coté de la palée (Fig. 5.6, [JAE 00]).

Pour les ouvrages à voussoirs préfabriqués, citons pour mémoire une variante consistant à solidariser par un tirant-bouton la poutre de lancement à l'un des deux demi-fléaux afin d'en assurer la sécurité au renversement.

### 5.2.1.3 - Câbles extérieurs ou haubannage provisoire

Les câbles de clouage peuvent être disposés à l'extérieur de la pile afin d'en augmenter l'efficacité. Ils sont alors ancrés dans les premiers voussoirs en encorbellement et passent à l'extérieur du fût de pile (Fig. 5.7). En partie basse, ils sont ancrés dans des massifs contre-poids à terre, ou bien rasserablés dans la semelle de la pile (notamment en site aquatique où les ancrages bas peuvent être logés dans le batardeau). Les câbles doivent être injectés pour les rendre adhérents dans la semelle. Ils doivent être protégés contre la corrosion et contre les chocs que pourraient subir leurs parties aériennes.

Cette méthode est surtout utilisée :

- pour des portées supérieures à 100 mètres ;

- lorsque les dimensions des têtes de pile sont réduites et ne permettent pas de donner un entraxe suffisant aux câbles de clouage (Fig. 5.8, [JAE 00]) ;

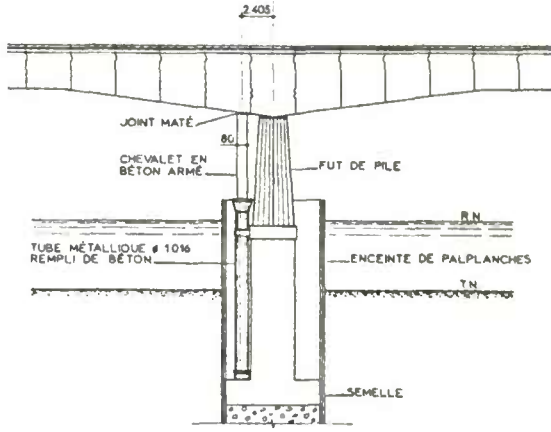


Fig. 5.5 - Stabilité assurée par une palée unique

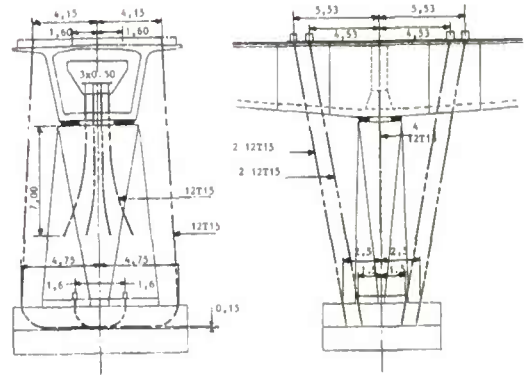


Fig. 5.7 - Stabilité du fléau par câbles extérieurs



Fig. 5.6 - Contrepoids de stabilité d'un fléau

Setra





Fig. 5.8 - Stabilité par câbles extérieurs d'une pile dont le chevêtre est de trop petite taille

Setra

Un véritable haubanage provisoire peut aussi être utilisé pour résister aux sollicitations dynamiques dues au vent pour les ouvrages de grande hauteur et de grande portée, ou pour des ouvrages plus modestes, mais dans des sites exposés Fig. 5.9, [BOU 94.3] et [GAC 98]). Dans ce cas, les haubans sont ancrés en partie haute dans un voussoir situé au quart ou au tiers du demi-fléau, et au sol sur un massif contrepoids équipé de tirants verticaux ou de pieux travaillant en traction. On peut également trouver un ancrage efficace et économique en s'accrochant sur les semelles des piles voisines.

Ce haubanage amortit de façon très efficace le balancement autour d'un axe horizontal perpendiculaire à l'axe du tablier. Il vient en complément d'un encastrement ou du clouage vertical produit par des câbles sur pile. Les haubans sont généralement constitués de câbles de précontrainte extérieurs tendus à des valeurs modérées (30 % de la tension maximum du câble).



Fig. 5.9 - Haubanage d'un fléau du pont de Tanus

Setra

Certains haubans inclinés peuvent aussi servir à limiter la torsion de la pile sous les efforts horizontaux dissymétriques dus à l'action du vent sur chaque demi-fléau (ou sous les effets dynamiques du vent).

Signalons en outre qu'il est parfois plus efficace de hauber la pile plutôt que le fléau notamment pour des ouvrages de grande hauteur mais de faible portée (ce qui est toutefois assez rare).

#### 5.1.2.4 - Clavage de la travée arrière

Dans le cas où l'ouvrage comporte des travées de longueurs très inégales ou des travées de rive très courtes, on peut profiter des clavages sur les petites travées pour assurer la stabilité des demi-fléaux adjacents (Fig. 5.10). Au début de la construction du fléau, la stabilité doit être assurée par des moyens classiques. Lorsque le fléau atteint le milieu de la travée la plus courte, on réalise le voussoir de clavage. Le demi-fléau le plus long est alors construit en surencoirbellement en profitant du poids de la travée arrière pour compenser le déséquilibre.

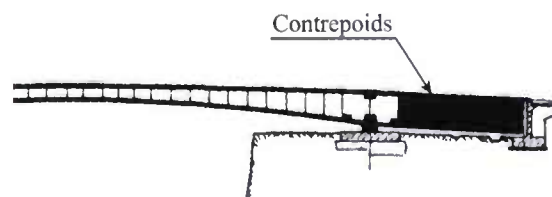


Fig. 5.10 - Clavage d'une travée arrière avec contrepoids et surencoirbellement

#### 5.2.1.5 - Encastrement sur pile

Lorsque le fléau est encastré de façon définitive sur sa pile, le calcul de stabilité se réduit aux calculs de résistance du fût et des fondations de la pile (Fig. 5.11).



Fig. 5.11 - Encastrement du fléau sur pile

Setra





Setra

Fig. 5.12 - Pile  
à fûts dédoublés

Pour des ouvrages soumis à des vents très importants, des haubans complémentaires doivent souvent être tendus, ce qui impose des justifications supplémentaires sous l'effet dynamique du vent (voir paragraphe 5.2.1.3).

Cette solution s'impose également dans le cas de fûts de pile dédoublés (Fig. 5.12).

### 5.2.2 - AMÉNAGEMENT DES TÊTES DE PILE

Dans les cas les plus fréquents, les têtes de pile doivent être conçues pour recevoir (Fig. 5.13) :

- les appuis définitifs constitués en général de pots d'élastomère ;
- les cales de stabilité ou d'appui provisoires ;
- les câbles de clouage ;
- les zones de vérinage pour le réglage des fléaux en fin ou en cours de construction, ou le changement des appareils d'appui ;
- les dispositifs de visite et de contrôle des appareils d'appui en service ;
- les butées anti-sismiques ou en cas de risque de choc de bateaux.

La taille des appareils d'appui définitifs varie énormément selon les ouvrages : de 0,50 x 0,50 mètre pour les ouvrages de petites portées à 1,10 x 1,10 mètre voire plus pour les ouvrages de grande portée.

Pour évaluer la surface nécessaire aux appareils d'appui à pot d'élastomère, on peut consulter les catalogues des fournisseurs. Ces derniers donnent les dimensions en plan en fonction de la réaction maximum sous combinaisons rares à l'état limite de service. En l'absence de tels catalogues, on peut approcher le diamètre du pot en considérant que l'élastomère travaille à 30 MPa, sous ces mêmes combinaisons et les dimensions de la platine en considérant que la contrainte sur le béton de la pile est limitée à  $0,6 f_{cj}$ .

Pour les ouvrages modestes dont le tablier est posé sur des appareils d'appui en caoutchouc fretté, cette surface se calcule avec une pression de 13 à 15 MPa à l'ELS dans les mêmes conditions que précédemment.

Dans les deux cas, le débord minimum par rapport au nu de la pile est de 15 centimètres.

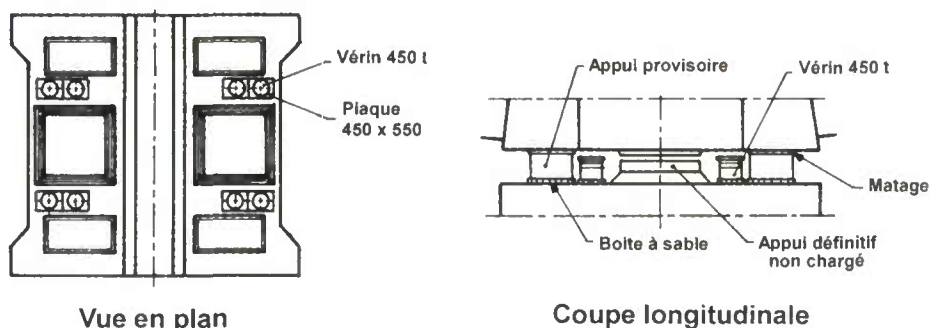


Fig. 5.13 - Schéma d'aménagement  
d'une tête de pile



Fig. 5.14 - Vérins de calage et de réglage et appareil d'appui définitif

Setra

La surface des cales provisoires est déterminée par le calcul de stabilité du fléau (voir paragraphe 5.5.2). Les cales pleines peuvent aussi être remplacées par des boîtes à sable qui présentent l'intérêt de pouvoir être retirées sans soulever le tablier.

Les vérins doivent pouvoir soulever le fléau complet avant son clavage pour passer sur appuis définitifs et aussi permettre le changement des appareils d'appui en service. Toutefois, pour cette dernière opération, la surface de chevêtre réservée aux cales provisoires peut être récupérée. On ne doit donc tenir compte que du soulèvement en phase de construction. À titre indicatif, des vérins de 500 tonnes ont un diamètre de 40 centimètres. Ils doivent être posés sur des cales métalliques (par exemple de 0,50 x 0,50 m) pour limiter la contrainte sur le béton à environ 20 MPa. Les valeurs des contraintes limites dépendent évidemment de la résistance à la compression du béton des têtes de pile. Elles sont données au paragraphe 5.5.2. Notons également que la hauteur libre à réserver entre la sous-face du tablier et le sommier d'appui est de cinquante centimètres environ pour des vérins de 500 tonnes de capacité

### 5.2.3 - AMÉNAGEMENT DU VOUSSOIR SUR PILE

La conception des voussoirs sur piles et des têtes de piles doit intégrer le plus tôt possible les contraintes inhérentes aux dispositifs de stabilité du fléau. En effet, les dispositifs de stabilité qui traversent verticalement le voussoir sur pile (câbles ou barres de précontrainte) interfèrent avec les câbles de fléau situés dans les goussets supérieurs, les tubes déviateurs

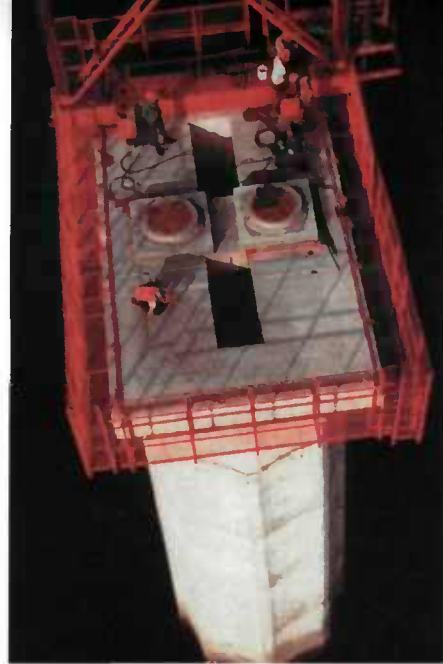


Fig. 5.15 - Tête d'une pile du pont de l'île de Ré

Setra



Fig. 5.16 - Clouage d'un voussoir sur pile coulé en place

Setra

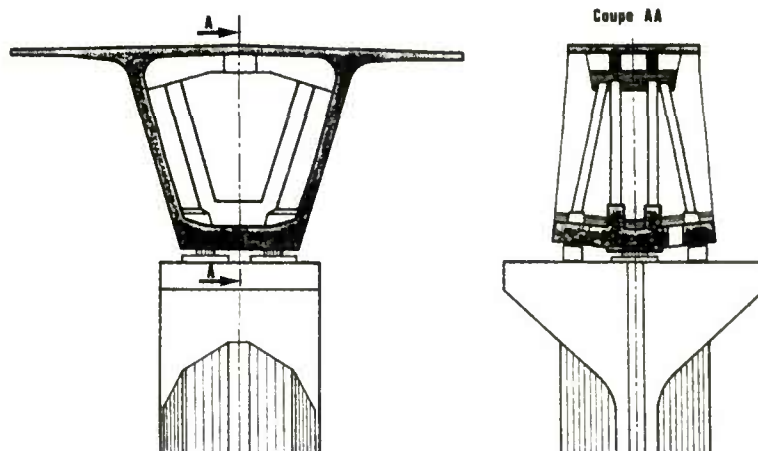
qui laissent passer les câbles extérieurs filants et le ferrailage de diffusion des ancrages de câbles extérieurs arrêtés sur pile (Fig. 5.16).

Il faut aussi traverser des zones fortement ferrillées du hourdis inférieur compte tenu des problèmes de transmission des réactions d'appui provisoires et définitives vers les âmes du caisson.

Dans tous les cas, le dispositif de clouage sera conçu de façon à ce que la transmission des efforts vers les cales d'appui soit la plus directe possible. En partie supérieure, les câbles doivent être ancrés dans des zones épaisses.

Les câbles de clouage passent dans l'entretoise sur pile si elle est très épaisse, ou à proximité et près des âmes si elle est plus mince (Fig. 5.17). Un système de bossages, de poutre de répartition et de montants verticaux doit également être prévu pour transmettre l'effort de vérinage en fin de construction du fléau.

Fig. 5.17 - Calage d'un voussoir préfabriqué sur pile



### 5.3 - ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution. Le BPEL91 distingue, pour cette situation, les charges permanentes (G), les charges d'exécution connues  $Q_{PRC}$  (en grandeur et en position) ou aléatoires ( $Q_{PRA}$ ) et, enfin, des actions variables comme le vent (W) ou un gradient thermique ( $\Delta\theta$ ). Des situations accidentelles sont aussi envisagées ; elles comportent des charges permanentes, des charges de chantier et une action accidentelle (FA).

On notera que :

- les charges définies ci-après ne sont décrites dans aucun document réglementaire ; elles constituent cependant les règles de l'art en la matière et sont utilisées avec succès depuis 1975 ; il est donc indispensable de les rendre contractuelles dans le marché ;
- les méthodes de calcul proposées dérogent aux règles de formation des combinaisons des Directives Communes sur le Calcul des Constructions de 1979 (DC 79), ce qui doit être précisé dans le CCTP.

#### 5.3.1 - CHARGES PERMANENTES

L'évaluation des charges permanentes, pour cette phase particulière de construction du fléau comme pour toutes les phases de construction et de service de l'ouvrage, doit être effectuée avec la plus grande précision, en tenant compte de la géométrie précise du

tablier et notamment des entretoises, déviateurs, bossages et autres singularités morphologiques de la structure.

Le poids G du fléau est calculé avec un poids volumique  $\gamma$  de 24,5 KN/m<sup>3</sup>, d'après les plans de coffrage (en toute rigueur, le BPEL91 fixe la masse volumique du béton à 2,5 t/m<sup>3</sup>).

Dans le cas d'utilisation de granulats à forte ou faible densité, la masse volumique du béton  $\gamma_t$  du tablier (précontraint et armé) est évaluée à partir de la masse volumique du béton seul  $\gamma_b$  mesurée sur éprouvette de béton sans armatures à l'aide de la formule suivante :

$$\gamma_t = \gamma_b + \frac{p}{7,85} \times (7,85 - \gamma_b)$$

avec  $p$  = ratio total d'armatures passives et actives (en t/m<sup>3</sup>).

On prend en général  $p = 0,18$  à  $0,22$  t/m<sup>3</sup> pour des ponts construits par encorbellement classiques. On notera que les BHP présentent des densités plus importantes que celles des bétons traditionnels. Pour ces bétons, il faut ainsi ajouter environ 50 Kg/m<sup>3</sup> aux valeurs précédentes.

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2 % ( $G_{max}$ ), alors que le poids de son symétrique est minoré de 2 % ( $G_{min}$ ).

Pour les calculs de dégrossissage, il existe des formules simplifiées pour appréhender le poids d'un fléau. Par exemple, si  $B_1$  désigne la section sur pile et  $B_0$  la section de clef, si la hauteur du caisson varie paraboliquement et l'épaisseur du hourdis inférieurement,



on peut approcher le poids du demi-fléau et la position de son centre de gravité par les formules suivantes (formules de Krawsky) :

$$P = \frac{(B_1 + 2B_0) \gamma l_f}{3}$$

$$d = \frac{(B_1 + 5B_0) l_f}{4 \times (B_1 + 2B_0)}$$

avec  $l_f$  longueur du demi-fléau.

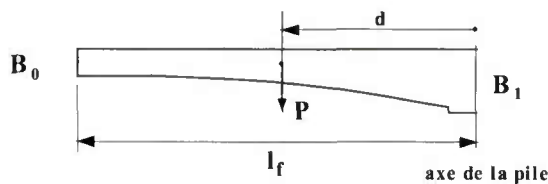


Fig. 5.18 - Évaluation du poids d'un demi-fléau

(Attention, le poids propre du demi-fléau calculé par cette formule ne comprend ni le poids de l'entretoise sur pile, ni celui des bossages, déviateurs et pièces annexes situés en travée).

Cette méthode simplifiée permet une approche manuelle, destinée aux calculs de dégrossissage de l'ouvrage. Elle est ici proposée à titre d'illustration et ne saurait se substituer au calcul rigoureux qui reste indispensable.

Pour les ponts courbes, il faut évidemment prendre en compte l'excentrement du poids du fléau qui crée un moment transversal dans la pile.

### 5.3.2 - CHARGES VARIABLES D'EXÉCUTION

Le BPEL distingue les charges de chantier connues en grandeur et en position des charges aléatoires que le projeteur doit prendre en compte de façon forfaitaire.

#### 5.3.2.1 - Charges de chantier connues

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, par exemple poutres de lancement, grues servant à la mise en place des voussoirs, équipages mobiles, ... (Fig. 5.19). En cas d'incertitude importante sur les poids



Fig. 5.19 - Exemple de charges de chantier connues

ou positions, on fixe des valeurs caractéristiques maximale et minimale introduites de la façon la plus défavorable.

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté  $Q_{PRC1}$ , dont la valeur courante varie de 0,30 à 0,90 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier. Au stade du dégrossissage, on considère parfois que le poids de l'équipage peut être égal à la moitié du voussoir le plus lourd. En réalité, ce poids dépend fortement du système retenu pour rigidifier l'équipage mobile sous le poids du béton frais. Avec des systèmes complexes comportant des barres de précontrainte, le poids d'acier de charpente peut être fortement réduit.

Pour les ouvrages préfabriqués, il s'agit surtout des réactions des pieds de la poutre de lancement en cours de pose des voussoirs.

Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de + 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorée de 4 % du côté opposé ( $Q_{PRC1 \text{ max}}$  ou  $Q_{PRC1 \text{ min}}$ ) selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

#### 5.3.2.2 - Charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires (Fig. 5.20) correspondent aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques diverses et négligées par ailleurs (pression ascendante du vent sous un demi-fléau).





Fig. 5.20 - Les charges de chantier aléatoires

Setra

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise :

- une charge répartie ( $Q_{pra1}$ ) de  $200 \text{ N/m}^2$  sur un demi-fléau dans les cas courants (portée  $< 120 \text{ m}$ ) ; cette charge, qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé, s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile ;
- une charge concentrée ( $Q_{pra2}$ ) de  $(50 + 5 b) \text{ kN}$  appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé ( $b$  désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètres) ; cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc.

Ces charges sont disposées de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Pour les ouvrages de plus de 120 mètres de portée, les intensités des charges  $Q_{pra1}$  et  $Q_{pra2}$  doivent être calculées en fonction du matériel effectivement utilisé sur le chantier.

### 5.3.2.3 - Effet vertical du vent

La charge  $Q_{pra1}$  du paragraphe précédent n'inclut l'effet vertical du vent que pour des ouvrages de portée inférieure à 120 mètres.

Pour les autres ouvrages, y compris pour des ouvrages de portées plus modestes mais exposés à des vents forts et fréquents, par exemple dans des vallées encaissées ou dans des zones instables où de fortes rafales de vent sont courantes, il convient de prendre en compte une charge complémentaire.

L'effet complémentaire du vent ( $Q_w$ ) est alors équivalent à une charge uniforme d'une intensité de  $100$  à  $200 \text{ N/m}^2$  suivant les caractéristiques du site. Si l'on souhaite réduire cette charge pour les très grandes portées (au-delà de 200 mètres), une étude spécifique prenant en compte la nature du site et les conditions climatiques locales est indispensable.

Cette charge répartie s'applique verticalement de bas en haut sur le maître couple horizontal d'un demi-fléau. Longitudinalement, cet effort s'applique depuis l'extrémité de l'équipage mobile jusqu'à la file de cales provisoires située du même côté (ou, par simplification, jusqu'à l'axe de la pile). Transversalement, la largeur d'application est celle du hourdis supérieur du caisson.

D'autre part, dans les cas exceptionnels (ouvrages de grande portée, de grande hauteur, avec des piles relativement souples), une étude dynamique est indispensable pour déterminer le comportement du fléau sur sa pile et les mesures nécessaires à la stabilisation du fléau avant son clavage (haubanage, tirant-buton, ...). On se reportera au paragraphe 5.4.3 du présent chapitre.

### 5.3.2.4 - Effet horizontal du vent

L'effet horizontal du vent n'est à prendre en compte que dans des cas particuliers, pour des ouvrages de grande hauteur dans des sites exposés à des vents importants et irréguliers du fait de la morphologie des lieux. Ces sites sont souvent des vallées en bord de mer ou en montagne, ou des sites exposés à des vents connus pour leur forte intensité (mistral par exemple).

Dans ce cas, on considère que l'un des deux demi-fléaux est soumis à une charge uniforme  $Q_w$ . Cette charge est à apprécier au cas par cas pour chaque projet. En général, la charge prise en compte est issue des règles CECM. L'intensité de cette charge dépend en particulier de l'altitude du tablier et de la rugosité du site.

On notera que :

- pour le calcul des piles et des fondations, c'est l'ensemble du fléau et de sa pile qui doit être chargé ;
- pour les ouvrages de grande hauteur, l'étude dynamique prescrite dans le paragraphe précédent devra prendre en compte cet effet horizontal du vent.

### 5.3.3 - ACTIONS ACCIDENTELLES

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose ( $F_A$ ) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage  $Q_{prel\ max}$  ou du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi-fléaux (Fig. 5.21).



Fig. 5.21 - Équipage mobile en cours de déplacement

Setra

Pour un ouvrage coulé en place, toute charge mobile pendant une ou plusieurs phases de déplacement de l'équipage est susceptible de chuter. Dans la plupart des cas, les calculs sont menés en considérant que l'intégralité de l'équipage mobile peut tomber. Une valeur plus faible peut toutefois être adoptée moyennant une étude particulière de la sécurité de l'équipage établie par les concepteurs de cet équipage au début des études d'exécution (cf. fasc. 65A).

Pour les ouvrages préfabriqués, toute pièce non brélée par précontrainte pendant une ou plusieurs phases de la cinématique de pose est susceptible de chuter.

## 5.4 - COMBINAISONS D'ACTIONS EN CONSTRUCTION

La justification des fléaux doit être effectuée vis-à-vis de :

- l'état limite ultime d'équilibre statique, où l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile ;
- l'état limite ultime de résistance, pour les différents organes mis en place spécifiquement pour assurer la stabilité ainsi que pour les éléments sollicités au cours de ces phases, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

Pour chaque état limite, compte tenu de la nature des actions, on distingue la situation temporaire de construction, qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale, et la situation accidentelle, qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle.

Pendant les études d'exécution, ces vérifications doivent être effectuées de façon systématique pour le coulage ou la pose de toutes les paires de voussoirs.

Comme déjà signalé plus haut, les règles présentées ci-après sont moins sévères que celles des Directives Communes sur le Calcul des Constructions de 1979, pour lesquelles il conviendrait de pondérer le poids propre d'un coté par 1,1 et le poids propre de l'autre par 0,9. Il faut donc les viser dans les CCTP en dérogation des DC79, car elles ne sont pas des règlements au sens juridique du terme.

### 5.4.1 - COMBINAISONS EN SITUATION TEMPORAIRE DE CONSTRUCTION (TYPE A)

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires. Si le fléau est encastré sur pile, aucune vérification d'équilibre statique n'est requise, mais il faut vérifier la résistance de la pile.

Pour la vérification aux états limites ultimes de résistance, les différents organes (cales, câbles, palées, haubans provisoires, ...) ainsi que les appuis et fondations les supportant sont vérifiés avec les coefficients de sécurité sur les matériaux correspondant à la combinaison fondamentale.

Pour les ouvrages coulés en place, au niveau du prédimensionnement, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire ou a donné lieu à une vidange de l'équipage provoqué par un défaut du béton.

De même, pour les ouvrages préfabriqués, en cours de dégrossissage, on étudie le fléau lors de la pose de la dernière paire de voussoirs. L'un des deux voussoirs est supposé brélé à l'extrémité du fléau et libéré de l'engin de pose. L'autre voussoir n'est pas encore posé.

Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Il est indispensable de prendre en compte systématiquement ce déséquilibre, même si la cinématique de pose ou de bétonnage prévoit des opérations simultanées. En effet :

- pour un ouvrage préfabriqué, la synchronisation totale des opérations ne peut être garantie ;

- pour un ouvrage coulé en place, un incident de bétonnage peut conduire à vider le béton frais de l'un des équipages, même s'ils sont réalisés simultanément.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

Cas des ouvrages coulés en place (Fig. 5.22)

Combinaison A<sub>1</sub> : 1,1 (G<sub>max</sub> + G<sub>min</sub>) + 1,25 (Q<sub>PRC1 max</sub> + Q<sub>PRC1 min</sub> + Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub> [+ Q<sub>w</sub>])

Combinaison A<sub>2</sub> : 0,9 (G<sub>max</sub> + G<sub>min</sub>) + 1,25 (Q<sub>PRC1 max</sub> + Q<sub>PRC1 min</sub> + Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub> [+ Q<sub>w</sub>])

Dans ces formules, Q<sub>w</sub> désigne l'action supplémentaire du vent à prendre en compte pour les ouvrages de plus de 120 mètres de portée ou exposés à des vents forts et fréquents (voir 5.3.2.3)

Cas des ouvrages préfabriqués (Fig. 5.23)

Combinaison A<sub>1</sub> : 1,1 (G<sub>max</sub> + G<sub>min</sub>) + 1,25 (Q<sub>PRC1 max</sub> + Q<sub>PRC1 min</sub> + Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub> [+ Q<sub>w</sub>])

Combinaison A<sub>2</sub> : 0,9 (G<sub>max</sub> + G<sub>min</sub>) + 1,25 (Q<sub>PRC1 max</sub> + Q<sub>PRC1 min</sub> + Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub> [+ Q<sub>w</sub>])

Fig. 5.22 - Situation temporaire de construction à considérer pour les ouvrages coulés en place

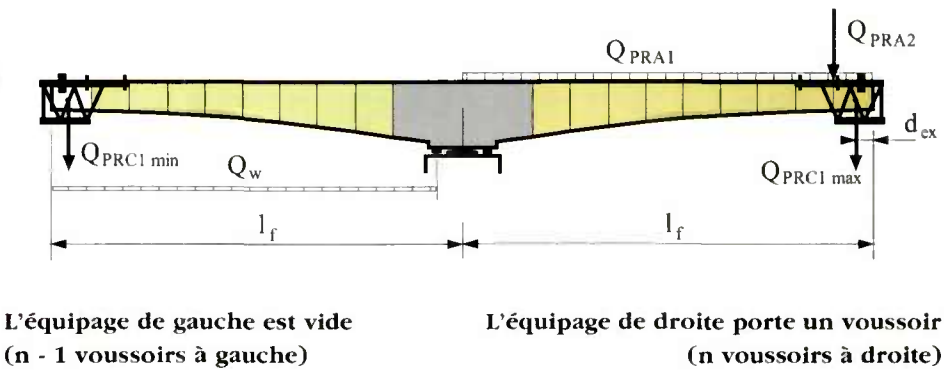
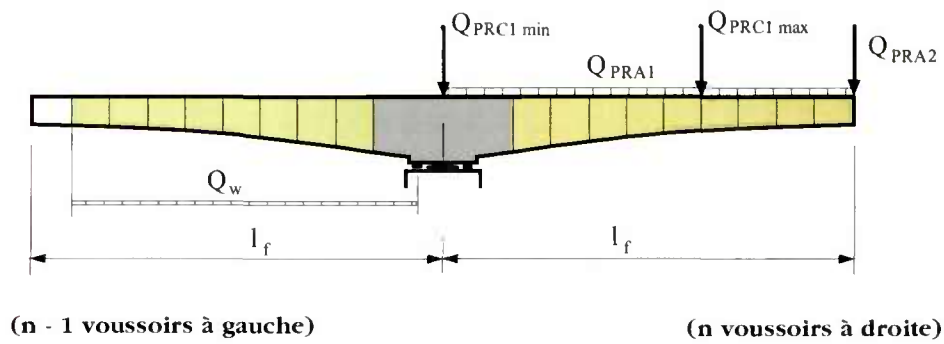


Fig. 5.23 - Situation temporaire de construction à considérer pour les ouvrages préfabriqués





### 5.4.2 - COMBINAISONS ACCIDENTELLES DE CONSTRUCTION (TYPE B)

Ces combinaisons sont utilisées pour la justification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sous combinaison accidentelle des organes destinés à assurer l'encastrement provisoire ainsi que des appuis et fondations supportant les fléaux.

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile ou à la chute d'un voussoir dans le cas d'un ouvrage préfabriqué.

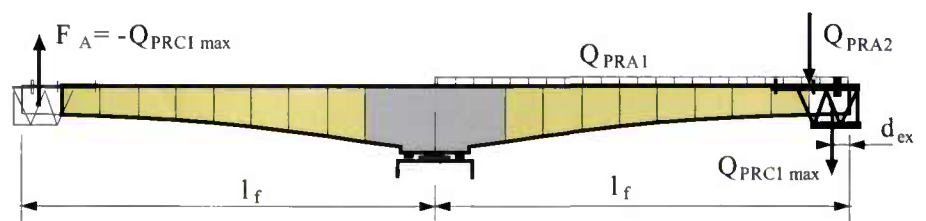
Dans ce cas, le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires mais la sécurité est assurée en mobilisant à pleine capacité les matériaux, par exemple, dans le cas de précontrainte de clouage, par surtension de ces câbles.

#### Cas des ouvrages coulés en place (Fig. 5.24)

$$*B_1 : 1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}})$$

$$*B_2 : 0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}})$$

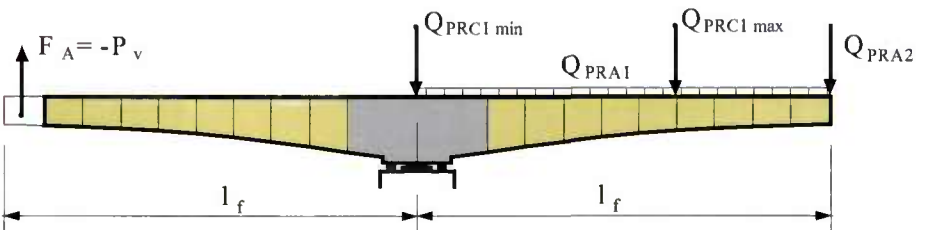
Fig. 5.24 - Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages coulés en place



L'équipage de gauche est vide  
( $n_v - 1$  voussoirs à gauche)

L'équipage de droite porte un voussoir  
( $n_v - 1$  voussoirs à droite)

Fig. 5.25 - Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages préfabriqués



( $n_v - 1$  voussoirs à gauche)

( $n_v$  voussoirs à droite)

#### Cas des ouvrages préfabriqués (Fig. 5.25)

$$*B_1 : 1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}})$$

$$*B_2 : 0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}})$$

### 5.4.3 - RÈGLES SPÉCIFIQUES AUX OUVRAGES DE GRANDE HAUTEUR

Les ouvrages de grande hauteur sont en général très sensibles à l'action du vent. Des règles spécifiques doivent leur être appliquées, non seulement pour ne pas les pénaliser par une pression statique équivalente trop importante, mais aussi pour vérifier le comportement du fléau sous les effets dynamiques du vent.

Pour les grands fléaux, par exemple lorsque la somme de la portée et de la hauteur de la pile dépasse 180 mètres, une étude à l'état limite ultime sous vent turbulent est indispensable. Ce calcul dynamique spécifique, qui se fait à l'aide d'un ou plusieurs programmes spécialisés dans l'effet du vent (programme PCP par exemple), a pour but d'évaluer l'amplitude des oscillations induites par la turbulence du vent sur une structure souple.



Ce calcul nécessite :

- une description statique du vent et de ses fluctuations (vitesse de référence du vent, rugosité du site, altitude, turbulence du vent, etc.) ;
- une analyse dynamique modale de la structure donnant les déformées et les périodes des premiers modes propres, ainsi que les masses généralisées correspondantes ;
- les caractéristiques aérodynamiques (coefficients de traînée, de portance et de moment) du tablier et des piles (certains de ces coefficients pour des formes simples peuvent être déterminés par l'application des règles de l'Eurocode 1 - Actions du vent et de la neige sur les structures, d'autres sont obligatoirement issus d'essais en soufflerie).

Le cumul de l'effet statique et de l'effet dynamique permet de déterminer et de vérifier les contraintes dans le béton et les armatures du fût de pile.

Les calculs dynamiques sont menés en construction à l'état limite ultime seulement et en considérant l'effet du vent décennal. En service, ils sont menés avec un vent cinquantennal à l'état limite ultime mais aussi à l'état limite de service.

La réglementation actuelle couvrant assez mal ce type de justifications, le CCTP doit parfaitement expliciter les actions, les combinaisons d'actions et les coefficients de sécurité à adopter.

Le lecteur pourra se reporter au document "Comportement au vent des ponts" de l'AFGC, ainsi qu'aux articles intitulés "Pont de Tanus : Les études des effets du vent" [BOU 94.3] et "Le viaduc de Bourran à Rodez" [BOU 91] pour des précisions supplémentaires.

Il est important de préciser que l'étude dynamique des effets du vent doit être prévue au stade du projet parce qu'elle peut remettre en cause la conception de l'ouvrage mais aussi, parce que le recueil des données indispensables à ce calcul est souvent assez long, ce qui pénaliserait les délais des études d'exécution.

### 5.5 - JUSTIFICATION ET DIMENSIONNEMENT DES ORGANES D'ANCRAGE

On étudie ici uniquement le cas particulier de la stabilité des fléaux reposant sur deux files de cales provisoires et cloués sur leurs piles par deux files de câbles (Fig. 5.26). Les justifications des organes de stabilité des autres méthodes sont présentées plus sommairement dans le paragraphe suivant.

Pour ces calculs, le voussoir sur pile est supposé indéformable. La position de chaque cale ou appui provisoire tient compte d'une erreur de pose de 5 centimètres (dans le sens d'un rapprochement de ces appuis provisoires).

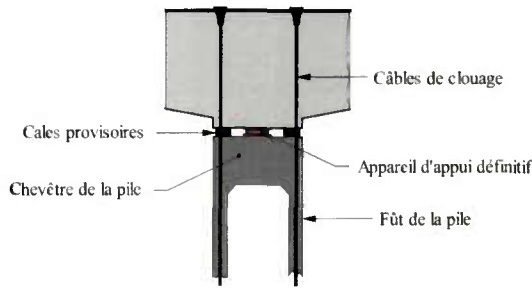


Fig. 5.26 - Schema du clouage sur pile par câbles

#### 5.5.1 - CALCUL DU NOMBRE DE CÂBLES

On appelle M et N les sollicitations résultantes des combinaisons de type A et B. On calcule M et N pour chacune des quatre combinaisons A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, B<sub>1</sub> et B<sub>2</sub>. On note e la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire et d la distance entre un câble et la file de cale opposée (Fig. 5.27).

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N.

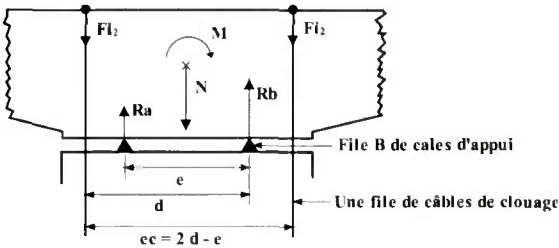


Fig. 5.27 - Géométrie du système de clouage

Dans le cas où  $M/N < e/2$ , le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles (Par exemple, une paire de câbles 12T15 par file de cales). On a :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_{i2} \quad \text{et} \quad R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_{i2}$$

avec  $F_{i2} = 2 \times (1-p) \times \sigma_{p0} \times s$

(force d'une file de deux câbles avec p % de pertes)

$$\sigma_{p0} = \text{Min} \left( 0,80 f_{prg}, 0,90 f_{peg} \right)$$

$f_{prg}$  et  $f_{peg}$  limites de rupture et élastique et s section du câble

Les valeurs de e et de d découlent des dimensions du voussoir et de la tête de pile. Il est difficile de donner des conseils sur les valeurs minimum de e et de d car celles-ci dépendent beaucoup de la longueur du fléau et de la largeur du caisson. Des valeurs de 3,00 à 3,50 m sont courantes pour e et d, ce qui nécessite des têtes de pile de 4,50 à 5,00 m de largeur.

Dans le cas où  $M/N > e/2$ , des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A de celui des combinaisons de type B.

#### 5.5.1.1 - Situation temporaire de construction (combinaisons A)

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N (Fig. 5.28).

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i \geq 0$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

avec  $F_i = n \times (1-p) \times \sigma_{p0} \times s$

(force des n câbles d'une file avec p % de pertes)

$$\sigma_{p0} = \text{Min} \left( 0,80 f_{prg}, 0,90 f_{peg} \right)$$

$f_{prg}$  et  $f_{peg}$  limites de rupture et élastique et s section du câble

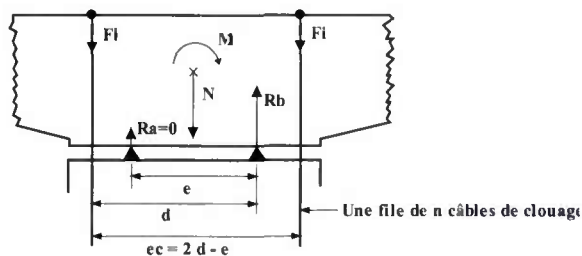


Fig. 5.28 - Efforts dans les câbles et réactions d'appui

On a donc :

$$n \times s = \frac{\left( \frac{M}{e} - \frac{N}{2} \right)}{(1-p) \times \sigma_{p0}}$$

en estimant toujours les pertes à p %.

#### 5.5.1.2 - Situation accidentelle (combinaisons B)

Sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension  $\Delta T_g$  des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression  $R_b$  des cales de l'autre file d'appui (Fig. 5.29).

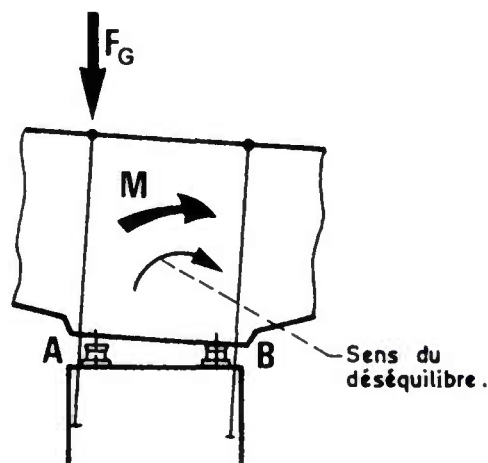


Fig. 5.29 - Basculement du fléau avec surtension des câbles

Il est possible d'écrire l'équilibre des efforts appliqués au voussoir sur pile, lorsqu'il tourne d'un angle  $d\alpha$  autour d'une file de cales et que les câbles s'allongent ou se raccourcissent :

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul} \quad (1)$$

$$F_d = F_i + \Delta T_d \quad (2)$$

$$\frac{\Delta T_g}{\Delta T_d} = \frac{d}{(e - d)} \quad (3)$$

$$-F_g \times d - \frac{Ne}{2} + M + F_d \times (d - e) = 0 \quad (4)$$

$$R_b - F_g - F_d - N = 0 \quad (5)$$

$F_g$  et  $F_d$  désignent les tensions dans chaque file de câbles,  $F_i$  leur force initiale,  $F_{ul}$  leur tension limite à l'ELU,  $\Delta T_g$  et  $\Delta T_d$  les variations de tension de chaque file de câbles (positives pour un allongement des câbles). On notera que  $\Delta T_d$  est soit négatif, soit positif mais inférieur à  $\Delta T_g$  suivant la position des cales par rapport aux câbles.

On tire  $F_g$  et  $F_d$  en fonction de  $F_{ul}$  et  $F_i$  des équations (1), (2) et (3) et on reporte dans (4). On sait aussi que :

$$F_{ul} = n \times s \times \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \quad \text{et}$$

$$F_i = n \times (1 - p) \times \sigma_{p0} \times s$$

(avec  $p$  % de perte) avec :

$\gamma_p = 1,00$  pour les combinaisons accidentelles

$f_{peg}$  déjà définis plus haut

On en déduit :

$$n \times s = \left( M - \frac{N \times e}{2} \right) \times \frac{d}{K} \quad \text{avec :}$$

$n$  nombre de câbles

$s$  section d'un câble

$$K = (1 - p) \times \sigma_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times [d^2 + (d - e)^2]$$

Il faut ensuite vérifier la rotation du fléau en cas d'accident, sous l'effet de l'allongement des câbles. En effet, plus les câbles sont longs, plus la rotation sera importante.

La variation de tension dans la file de câbles située du côté du soulèvement est égale à :

$$\Delta \sigma = \frac{f_{peg}}{\gamma_p} - (1 - p) \times \sigma_{p0}$$

et l'allongement relatif des câbles vaut :  $\epsilon = \frac{\Delta \sigma}{E_s}$

Pour des câbles de longueur libre  $L$ , l'allongement

$\Delta L$  peut être évalué à  $L \times \frac{\Delta \sigma}{E_s}$ . La rotation du

voussoir sur pile est alors de :

$$\tan(\alpha) = \frac{L}{d} \times \frac{\Delta \sigma}{E_s}$$

Pour des piles de grande hauteur ou présentant une grande souplesse, il faut ajouter à cette valeur la rotation de la tête de pile sous l'effet du moment  $M$  de déséquilibre et des variations de tension des câbles de clouage.

Si la rotation du fléau est jugée trop forte par le projeteur, la solution consiste à limiter la surtension des câbles, en fixant un coefficient réducteur sur la valeur de la force ultime des câbles  $F_{ul}$ .

Dans les cas courants où les pertes sont de 20 %, cet allongement atteint environ 3 ‰, ce qui correspond à 6 centimètres pour des câbles non injectés de 20 mètres de longueur. Le calcul de la rotation donne 1 degré d'inclinaison pour un câble situé à 3,50 mètres de la file de cales opposée, valeur qui peut être considérée comme acceptable.

L'attention du projeteur est attirée sur le fait que les câbles de stabilisation de fléau étant provisoires, ils ne sont généralement pas injectés au coulis de ciment. En conséquence, s'ils sont ancrés dans le bas d'une pile de grande hauteur, leur allongement et donc leur élasticité sont importants, ce qui présente des risques d'effets dynamiques aggravant le phénomène pendant la rotation du fléau.

### 5.5.2 - CALCUL DE LA SURFACE DES CALES

On retient le nombre maximum de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur, compte tenu de la nécessité de placer les paquets de câbles près de chaque âme. Connaissant la force de précontrainte appliquée par chaque groupe de câbles, on peut maintenant dimensionner les cales des files A et B.



Fig. 5.30 - Calage provisoire réalisé par des boîtes à sable

Setra

#### 5.5.2.1 - Situation normale d'exécution (combinaisons A)

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à  $f_{bu}$  sous la réaction maximum  $R_b$ . Comme le béton des cales et celui du chevêtre de la pile sont frettés, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée. L'article A.8.4.23 du BAEL91 fixe cette contrainte à :

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left( 1 + 2 \times \rho_l \times \frac{f_e}{f_{cj}} \right)$$

avec  $\rho_l$  pourcentage d'acier du seul noyau fretté, borné supérieurement à 0,04.

Par exemple avec 2 % de frettage, ce qui représente une valeur courante, on a environ :

$$f_{cf} = f_{c28} + 20 \text{ MPa}$$

D'autre part, pour les cales placées sur des bossages d'appui hauts et massifs, la contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile (article A.8.4 et annexe E.8 du BAEL 91). La valeur à ne pas dépasser est  $f_{clim} = K f_{bu}$  avec :

$f_{bu}$  résistance limite du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cf}}{\theta \times \gamma_b}$$

$f_{c28}$  résistance caractéristique du béton à la compression

$\gamma_b$  1,50 pour les combinaisons de type A

$\theta$  1,00 charges de longue durée d'application

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

(Fig. 5.31)

Dans cette dernière formule, l'obtention de la valeur limite de 3,3 nécessite d'importants débords de la surface d'appui par rapport aux cales qui sont rarement compatibles avec les dimensions de la tête de pile.

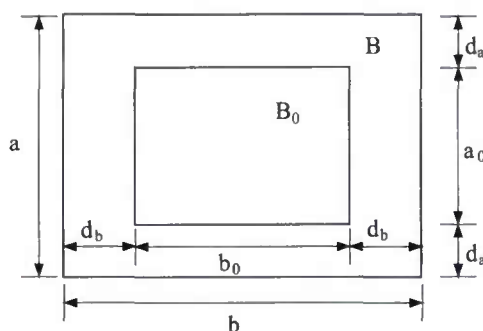


Fig. 5.31 - Dimensions en plan d'une cale et de son bossage



Le tableau ci-dessous donne des ordres de grandeur sur les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Type de combinaisons à l'ELU	$f_{clim}$
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65 $f_{cj}$
Combinaison fondamentale avec actions variables	0,72 à 0,75 $f_{cj}$
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98 $f_{cj}$

La contrainte à ne pas dépasser est alors :  
 $f_{cmax} = \text{Min} (f_{clim} ; f_{ct})$

En supposant que l'on a deux cales de dimensions a x b par ligne d'appui, on a :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c \max}}$$

a et b sont choisis en dessinant la tête de pile en vue en plan, en tenant compte des dimensions des appareils d'appui définitifs et de tous les équipements des têtes de pile.

On calcule et on dispose des frettages identiques à ceux des appuis définitifs en face inférieure du voussoir sur pile et sous les cales provisoires (cf. article A.8.4, annexe E.8 du BAEL 91).

On pourra également se reporter à l'annexe A de la norme NF-EN 1337.3 (classement T 47.820-2) qui considère des surfaces  $B_0$  chargées uniformément.

### 5.5.2.2 - Situation accidentelle (combinaisons B)

On applique le même principe, mais sous combinaison accidentelle. On a ainsi :

$\gamma_b$	1,15	pour les combinaisons de type B
$\theta$	0,85	charges de courte durée d'application

On vérifie tout d'abord qu'il y a bien décollement du fléau avec le nombre de câbles déterminés précédemment. Pour cela, on calcule  $R_a$  et  $R_b$  comme si le fléau ne décollait pas :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

Si  $R_a$  est positif, il n'y a pas décollement et on en déduit la surface des cales S par la formule :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c \max}}$$

Si  $R_a$  est négatif, on résout les équations ① à ⑤, mais avec cette fois  $F_g = F_i + \Delta T_g < F_{ul}$  ( $F_i$  est cette fois connue).

La résolution donne :

$$R_b = \frac{e}{K_1} \times \left( F_i \times K_4 + N \times \frac{K_3}{2e} + M \right)$$

avec :

$$K_1 = d^2 + (d - e)^2$$

$$K_2 = d^3 + e \times (2d - e) \times (d - e)$$

$$K_3 = 2 \times K_1 - e^2$$

$$K_4 = (2d - e) \times \frac{K_2}{e \times d^2}$$

On en déduit la surface des cales S par la même formule que celle donnée dans le paragraphe précédent.

Les dimensions des cales ainsi déterminées doivent être augmentées de 5 à 10 centimètres pour l'enrobage des frettes.

### 5.5.3 - CALCUL DES FÛTS ET DES FONDATIONS DES PILES

Les combinaisons d'équilibre statique calculées précédemment pour l'équilibre du fléau et la justification des organes d'ancrage sont directement utilisées pour vérifier la pile et sa fondation, à l'état limite ultime de résistance, sans modifier les coefficients de ces combinaisons.

Les aciers verticaux du fût de pile doivent être vérifiés aux états limites ultimes, en flexion composée sous l'action de N et M ; les combinaisons du type A sont considérées comme des combinaisons fondamentales, alors que celles de type B sont des combinaisons accidentelles ( $\gamma_b = 1,15$ ,  $\gamma_s = 1,00$ ).

L'attention du projeteur est attirée sur le fait que cette vérification n'est effectuée qu'à l'ELU. Il convient donc de limiter la fissuration des piles en situation temporaire de construction, c'est-à-dire avec l'équivalent à l'ELS des combinaisons de type A. Pour tenir compte de ce phénomène, on peut soit faire un calcul complémentaire à l'ELS en transposant les combinaisons de type A, soit limiter le taux de travail des aciers à l'ELU sous ce même type de combinaisons, par exemple à 400 MPa.

D'autre part, les piles doivent aussi être vérifiées en service et en construction pour toutes les autres situations, à l'ELS et à l'ELU.

## 5.6 - JUSTIFICATIONS DES AUTRES MÉTHODES DE STABILISATION

Sans être exhaustif, ce paragraphe donne quelques indications sur la justification des fléaux dont la stabilité est assurée à l'aide de palées provisoires ou de haubans extérieurs à la pile. Le détail des justifications ne diffère pas de celles données au paragraphe précédent auquel on pourra donc se rapporter.

### 5.6.1 - JUSTIFICATIONS DE LA STABILITÉ PAR PALÉES PROVISOIRES

Dans le cas d'une palée unique, on adopte des règles de vérification similaires à celles présentées précédemment.

On commence ainsi par étudier le déséquilibre du côté de la palée (côté où l'on coule ou pose le premier voussoir d'une paire). On étudie les combinaisons de type A et B en vérifiant les mêmes critères que pour un fléau cloué uniquement par des câbles verticaux situés dans la pile. Les cales ne doivent pas décoller sous combinaisons de type A ; sous combinaisons de type B, les surtensions des câbles de clouage et l'angle de rotation du fléau sont limités à une valeur à fixer dans le CCTP (un degré environ).

Il faut ensuite vérifier la stabilité de la palée. Pour les palées courtes et massives, un calcul en flexion composée déviée suffit, en prenant en compte une excentricité additionnelle des cales dans les deux directions ou un défaut d'inclinaison du fût de la palée. On pourra se reporter au BAEL91 ou au BPEL91 pour plus de détails sur les valeurs à introduire dans les calculs. Pour les palées très élancées, un calcul au deuxième ordre géométrique et mécanique est indispensable pour éviter le flambement de cet appui. Il est indispensable de relier la palée au moins à la tête de la pile et, pour les palées très hautes, à un ou plusieurs niveaux intermédiaires du fût.

On étudie ensuite le cas du déséquilibre du côté opposé à la palée pendant la pose ou le coulage du second voussoir de la paire. On étudie alors uniquement la combinaison de type A, car l'équipage mobile ou le voussoir préfabriqué côté palée a été mis en sécurité et ne peut plus chuter. Le non décollement de l'appui sur la palée permet de dimensionner les câbles de clouage placés au droit de celle-ci.

Dans le cas de deux palées symétriques par rapport à la pile, les calculs sont de même nature. Par contre, le décollement de l'une des palées est autorisé sous les combinaisons de type A et B. Le fléau repose alors sur une ou deux files de cales (combinaison A ou B) et sur la palée située du côté du déséquilibre.

Pour les ouvrages préfabriqués, la chute de l'équipage est remplacée dans les justifications précédentes par la chute du voussoir en cours de déplacement.

### 5.6.2 - JUSTIFICATIONS DE LA STABILITÉ PAR HAUBANAGE

Les haubans doivent être disposés de façon la plus symétrique possible pour ne pas trop perturber la géométrie du fléau en cours de construction.

Pour ce calcul, il est nécessaire de faire les hypothèses simplificatrices suivantes (Fig. 5.32) :

- par simplification, les câbles de clouage sont situés au droit des cales provisoires ; on appelle  $e$  l'entraxe des deux files de câbles ; la section d'une file de câbles est  $s$  ; la longueur des câbles est  $l$  et leur module  $E$  ; la force exercée par une file de câbles est notée  $F_1$  ;

- la pile de hauteur  $h$  et d'inertie constante  $I$  est supposée encastree sur sa fondation ;
- chaque file de haubans a une section  $s'$  ; les haubans sont tous identiques, de module  $E_s$  et de longueur  $l'$  ; la force initiale d'une file de haubans est notee  $F_i'$  (ou  $F_g'$  et  $F_d'$  en tenant compte des variations de tension dues au basculement du fléau) ;
- le fléau est suppose indéformable en flexion longitudinale (cette hypothese reste valable si les haubans ne sont pas accrochés trop loin de la pile).

Par ailleurs, il ne faut pas oublier que les haubans de stabilisation apportent des efforts de flexion supplémentaires que les câbles de fléau doivent reprendre.

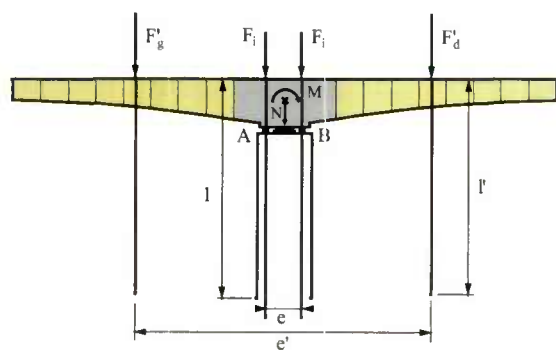


Fig. 5.32 - Efforts appliqués au fléau sans décollement d'appui

En l'absence de haubans, en supposant que le fléau ne décolle pas, les réactions d'appui sur les files de cales A et B sont les suivantes :

$$R_A = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i$$

$$R_B = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

De façon générale, si la réaction  $R_A$  est positive, le fléau n'a pas besoin d'être haubané. Nous éliminons ce cas peu intéressant pour la suite et considérons que les haubans sont nécessaires.

Pour calculer la section des haubans, on distingue le cas des combinaisons de type A de celui des combinaisons du type B. Comme pour les fléaux cloués par deux files de câbles, le calcul se fait en deux temps :

- on dimensionne d'abord les sections des haubans en limitant leurs surtensions et la rotation du fléau sous toutes les combinaisons (types A et B) et en faisant en sorte que les cales de la file A ne soient pas décomprimées sous les combinaisons de type A ;
- lorsque l'on a choisi la section des haubans, on dimensionne les cales d'appui en vérifiant la compression sur la file B pour les combinaisons de type A et B.

Le calcul présenté ci-après ne suit pas ce schéma mais donne les principes permettant de le reconstituer.

#### 5.6.2.1 - Situation temporaire de construction (combinaisons A)

Le fléau ne doit pas décoller. Le haubanage doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de  $M$  et  $N$  :

$$R_A = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i + F_i' \geq 0$$

$$R_B = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i + F_i'$$

En général, on fait travailler les haubans à 30 % de leur capacité maximum. En effet, leurs surtensions sont plus importantes que celles des câbles. De plus, cette faible tension initiale permet leur réutilisation en tant que haubans provisoires sur les autres fléaux de l'ouvrage. Enfin, ainsi tendus, ils ne subissent que des pertes différées très faibles.

Puisque le fléau ne décolle pas de ses cales d'appui, les câbles de clouage ne subissent aucune surtension. Par contre, du fait de la souplesse de la pile en rotation, les haubans subissent des variations de tension et le fléau tourne d'un certain angle.

On doit donc vérifier le non décollement des cales et le caractère acceptable de la variation de tension des haubans et de la rotation du fléau.

Soit :

$k$  la souplesse de la pile en rotation :

$$k = \frac{h}{EI_p} \quad (\text{on a } \theta = k M_p)$$

avec  $h_p$  : hauteur de la pile

$I_p$  : son inertie

$E$  : module instantané du béton de la pile

$\theta$  : angle de rotation du fléau

$M_p$  : moment appliqué à la tête de pile

$K'$  la souplesse des haubans :  $K' = \frac{l}{E_s s'}$

avec  $E_s$  : module des haubans

On appelle  $\Delta T_g'$  et  $\Delta T_d'$  les variations de tension des haubans sous l'effet de la rotation du fléau. Leurs tensions valent :

$$F_g' = F_i' + \Delta T_g' \quad \text{et} \quad F_d' = F_i' + \Delta T_d'$$

Le fléau étant indéformable, on a :

$$\theta \approx \tan \theta = 2 \frac{\Delta l_g'}{e'} = -2 \frac{\Delta l_d'}{e'}$$

( $\Delta l_g'$  et  $\Delta l_d'$  variations de longueur des haubans)

soit :

$$\theta \approx \tan \theta = 2K' \frac{\Delta T_g'}{e'} = -2K' \frac{\Delta T_d'}{e'}$$

or  $\theta = kM_p$  et donc :

$$\Delta T_g' = M_p \frac{e'k}{2K'} \quad \text{et} \quad \Delta T_d' = -M_p \frac{e'k}{2K'}$$

Le moment  $M_p$  s'exprime par :

$$M_p = M - \Delta T_g' \frac{e'}{2} + \Delta T_d' \frac{e'}{2} = M - \Delta T_g' e'$$

On peut donc en déduire la tension dans les haubans et la rotation du fléau :

$$F_g' = F_i' + M \frac{ke'}{2K' + ke'^2} \quad \text{et} \quad F_d' = F_i' - M \frac{ke'}{2K' + ke'^2}$$

$$\theta \approx \frac{2K'k}{2K' + ke'^2} M$$

En écrivant l'équilibre sur la cale B, on obtient les réactions d'appui :

$$R_A = F_i + F_i' + \frac{N}{2} - \frac{M}{e} \left( 1 - \frac{ke'^2}{2K' + ke'^2} \right)$$

$$R_B = F_i + F_i' + N - R_A$$

Ce calcul n'est cependant valable que si la cale A reste comprimée. Il faut donc vérifier que :

$$M \left( 1 - \frac{ke'^2}{2K' + ke'^2} \right) \leq \left( F_i + F_i' + \frac{N}{2} \right) e$$

#### 5.6.2.2 - Situation accidentelle (combinaisons B)

Le calcul est analogue mais le décollement du fléau sur sa cale A est permis tout en limitant la rotation du fléau.

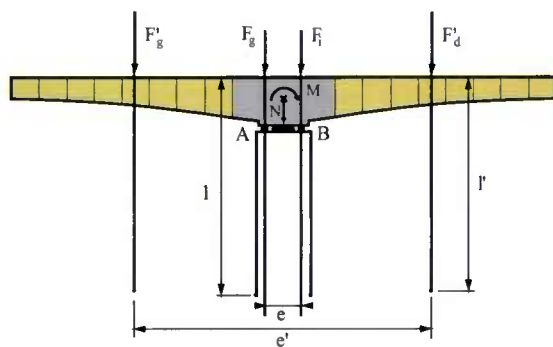


Fig. 5.33 - Efforts appliqués au fléau en cas de décollement d'appui du côté A

Les termes complémentaires  $\Delta T_{g1}'$  et  $\Delta T_{d1}'$  dus au basculement du tablier autour de la cale B s'ajoutent à l'expression des tensions des haubans (Fig. 5.33) :

$$F_g' = F_i' + \Delta T_g' + \Delta T_{g1}' \quad \text{et} \quad F_d' = F_i' + \Delta T_d' + \Delta T_{d1}'$$



D'autre part, les câbles de la file A se surtendent. Leur tension peut s'écrire :

$$F_g = F_i + \Delta T_g$$

Si on note K la raideur des câbles  $\left( K = \frac{l}{E_s s} \right)$ ,

le fléau étant indéformable, les variations de longueur des câbles et des haubans sont proportionnelles :

$$\Delta T_{g1}' = \Delta T_g \frac{K(e + e')}{2eK'} \quad \text{et} \quad \Delta T_{d1}' = \Delta T_g \frac{K(e - e')}{2eK'}$$

Enfin, il faut ajouter l'effet de la surtension des câbles de la file A au moment  $M_p$ . On a donc :

$$M_p = M - F_g' \frac{e'}{2} + F_d' \frac{e'}{2} + \Delta T_g \frac{e}{2}$$

soit en remplaçant dans l'expression de  $\Delta T_g'$  :

$$\Delta T_g' = M_p \frac{ke'}{2K'} = M \frac{ke'}{2K'} + (F_d' - F_g') \frac{ke'^2}{4K'} - \Delta T_g \frac{kee'}{4K'}$$

que l'on peut introduire dans  $F_g'$  :

$$F_g'(4K' + ke'^2) = 4K'F_i + 2ke'M + ke'^2 F_d' - \Delta T_g \left( kee' - 2K \frac{e + e'}{e} \right) \quad \textcircled{1}$$

La somme de  $F_g'$  et de  $F_d'$  donne :

$$F_g' + F_d' = 2F_i + \Delta T_g \frac{K}{K'} \quad \textcircled{2}$$

et l'équilibre des moments sur la cale B :

$$M + F_d' \frac{e' - e}{2} - F_g' \frac{e' + e}{2} - \Delta T_g e - N \frac{e}{2} = 0 \quad \textcircled{3}$$

La résolution des équations ①, ② et ③ donne  $F_d'$ ,  $F_g'$  et  $\Delta T_g$ .

En écrivant l'équilibre sur la cale B, on obtient la réaction d'appui  $R_B$  :

$$R_B = F_d' + F_g' + 2F_i + N + \Delta T_g$$

La rotation du fléau est la somme des rotations de flexion du fût et de basculement autour de l'appui B :

$$\theta \approx 2 \left( F_g' - F_d' \right) \frac{K'}{e'} + \Delta T_g \frac{K}{e}$$

# TECHNOLOGIE DE LA CONSTRUCTION

*Le présent chapitre présente la technologie nécessaire à la réalisation des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. La première partie traite des ouvrages coulés en place et détaille tout particulièrement la conception des ouvrages provisoires (coffrages des voussoirs sur piles, équipages mobiles, etc...) et des dispositifs de stabilisation des fléaux. La seconde partie est consacrée aux ouvrages à voussoirs préfabriqués. On y trouve donc une description détaillée des installations de préfabrication et des engins de transport et de pose des voussoirs (lanceur, grue, fardier, etc...).*

## 6.1 - LA CONSTRUCTION PAR VOUSSOIRS COULÉS EN PLACE

Lorsque le nombre de voussoirs à exécuter est inférieur à 350 à 400 voussoirs, ce qui correspond à la très grande majorité des ponts, le tablier de l'ouvrage est coulé en place.

Chaque année, de nombreux ponts sont construits selon cette méthode tant en France qu'à l'étranger. Parmi les plus importants construits ces dernières années, on peut citer en France le pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg, le viaduc du Vaur à Tanus, pour la RN88, le second viaduc de Genevilliers sur la Seine, pour A15, et le viaduc sur la Loire à Cheviré. À l'étranger, on retiendra notamment les ponts norvégiens de Stolma et Rafsundet, le pont de Brisbane en Australie et le pont de Hamana, au Japon, quatre ouvrages qui se distinguent par leurs très grandes portées.

### 6.1.1 - LES VOUSSOIRS SUR PILES

Les voussoirs sur piles sont toujours construits à l'aide de coffrages spécifiques, dédiés à cette partie du tablier et posés sur un plancher de travail fixé au sommet des piles (Fig 6.1).

Les coffrages extérieurs sont des coffrages fixes métalliques. Les coffrages intérieurs sont réalisés soit avec un coffrage en bois traditionnel, soit avec un outil métallique articulé. Sur certains ouvrages ne comportant qu'une ou deux piles, la longueur et donc le coût du coffrage extérieur du VSP ont été réduits en utilisant le coffrage extérieur des équipages mobiles pour coffrer les parties latérales de ces voussoirs.

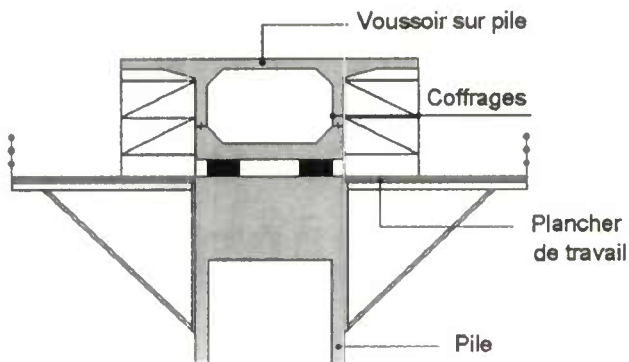


Fig. 6.1 - Exécution  
des voussoirs sur piles

Le plancher de travail, fixé à des inserts métalliques noyés dans le sommet de la tête de pile, présente une forme extérieure rectangulaire (Fig. 6.2). Il est ajouré en son centre pour permettre un contact direct entre la sous-face du voussoir sur pile et le dessus des cales de stabilité et des appareils d'appuis.

Les voussoirs sur piles sont en général exécutés en deux phases : la première phase comprend le hourdis inférieur, les goussets et la naissance des âmes ; la seconde phase comporte le reste de la section transversale et l'entretoise sur pile. Le délai d'exécution d'un voussoir sur pile est compris entre 6 et 10 semaines pour un ouvrage classique mais peut atteindre 15 semaines pour des ouvrages très larges et/ou de grande portée.

## 6.1.2 - LES VOUSSOIRS COURANTS

### 6.1.2.1 - Généralités sur les équipages mobiles

Les voussoirs courants sont construits à l'aide d'outils coffrants très complexes qu'on appelle des équipages mobiles (Fig. 6.3). Suivant les cas, ces outils sont soit construits spécifiquement pour le chantier, soit existants mais adaptés pour le chantier.

Les équipages comme de nombreux autres outils coffrants, comportent trois éléments majeurs, chacun associé à une fonction à assurer :

- une charpente métallique, permettant d'accrocher l'équipage et le futur voussoir au dernier voussoir exécuté ;
- des parois coffrantes métalliques, permettant de donner au béton la forme souhaitée ;



Fig. 6.2 - Plancher de travail  
pour coffrage des voussoirs sur piles



Fig. 6.3 - Vue générale  
d'un équipage mobile

- des passerelles et des plateformes de travail, permettant au personnel d'accéder et de travailler en tout point du voussoir à exécuter.

Bien qu'il existe une grande variété d'équipages mobiles, il est d'usage de les classer en trois familles selon la localisation des poutres porteuses, ou poutres principales, de leur charpente métallique. On distingue ainsi :

- les équipages dont les poutres porteuses sont situées au dessus du hourdis supérieur,
- les équipages dont les poutres porteuses se trouvent le long des âmes du caisson,
- les équipages dont les poutres porteuses se trouvent sous le hourdis inférieur.

En France, les équipages mobiles du second type, donc avec des poutres porteuses situées le long des âmes, sont de loin les plus utilisés, en particulier parce que l'absence de toute poutre à l'aplomb du voussoir à construire autorise la pose dans le coffrage d'une cage d'armatures entièrement préfabriquée au sol (Fig 6.5).



Fig. 6.4 - Dégagement  
vers le haut d'un équipage  
mobile "par-dessus"

Setra



Fig. 6.5 - Dégagement  
vers le haut d'un équipage  
mobile "par-dessous"

Setra

Fréquemment utilisés après la seconde guerre mondiale, les équipages du premier type ne sont plus beaucoup utilisés en France. Ils sont par contre régulièrement utilisés dans les autres pays (Fig. 6.4).

Les équipages mobiles du troisième type ne sont utilisés que dans des cas très particuliers.

Les équipages mobiles du second et du troisième type sont souvent appelés équipages "par dessous", par opposition aux équipages du premier type, dits "par dessus".

Dans la suite de ce chapitre, nous avons choisi de ne décrire que les équipages du second type, c'est-à-dire avec des poutres porteuses situées le long des âmes. Cette famille d'équipages peut encore se scinder en deux sous-familles : les équipages mobiles avec poutre supérieure de même largeur que le caisson, bien adaptés aux voussoirs de largeur et de hauteur courante ; les équipages mobiles avec poutre transversale réduite et poutres de lancement ou poutres de transfert, couramment utilisés pour les voussoirs de largeur ou de hauteur importante.

#### 6.1.2.2 - Description simplifiée des équipages mobiles avec poutre supérieure complète

Ces dernières années, ces équipages ont permis la construction de nombreux tabliers et en particulier ceux du second viaduc de Pont Salomon [DEW 01], du viaduc de Digoïn [DIEU 00], du pont de Tanus [SER 98], etc...

De manière très schématisée, leur charpente métallique est composée de trois grandes sous-structures (Fig. 6.6) :

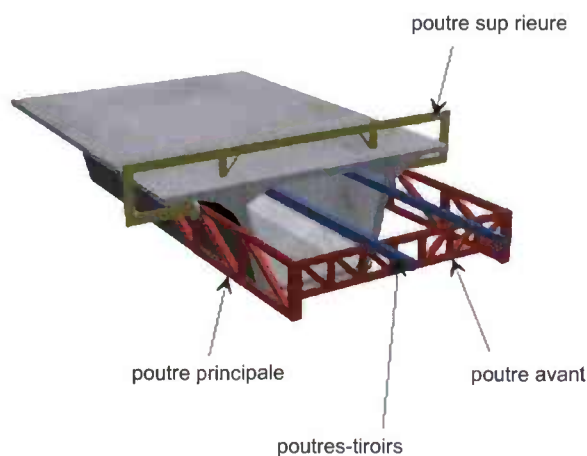


Fig. 6.6 - Principe  
de la charpente  
d'un équipage mobile  
à poutres latérales



- une grande structure en U, située sous le tablier, supportant les coffrages du dessous des encorbellements et des faces extérieures des âmes ainsi que le coffrage du hourdis inférieur ; cette structure est composée elle-même de deux grandes membrures latérales longitudinales en treillis, dites poutres porteuses, et d'une poutre verticale "avant" ; celle-ci, également en treillis, est située à l'extrémité de l'équipage coté voussoir n+1, le voussoir n étant le voussoir à couler ; dans certains cas, un contreventement horizontal situé sous le hourdis inférieur vient compléter ces deux éléments ;
- une poutre supérieure transversale, parfois aussi appelée poutre de translation, posée sur le hourdis supérieur du voussoir n-1, à son extrémité libre (*la figure 6.6 représente le cas particulier d'une poutre supérieure en C*) ;
- des poutres-tiroirs, situées sous la partie centrale du hourdis supérieur, supportant le coffrage des surfaces intérieures du voussoir n.

#### 6.1.2.3 - Fonctionnement des équipages mobiles avec poutre supérieure complète

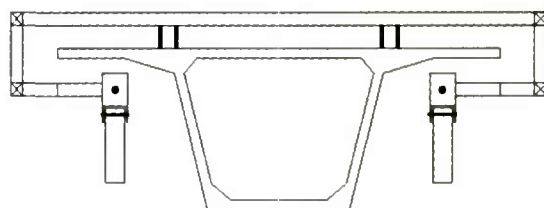
Les différents éléments que nous venons de décrire sont conçus en tenant compte de deux situations très différentes correspondant aux situations de déplacement d'une part, de ferrailage, de câblage et de bétonnage d'autre part.

En phase statique, les liaisons entre les trois sous-structures sont les suivantes :

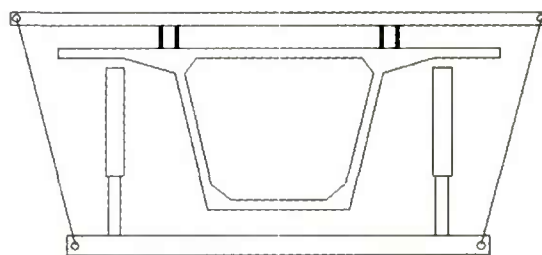
- la poutre supérieure repose sur le hourdis supérieur du voussoir n-1 ;
- la structure en U est fixée à la poutre supérieure par des tiges traversant le hourdis supérieur déjà exécuté ; afin de limiter la flèche du U sous le poids du béton, ces tiges sont fortement précontraintes ;
- les poutres-tiroirs sont appuyées sur la poutre avant coté voussoir n+1 et fixées au hourdis supérieur par des suspentes traversantes coté voussoir n-1.

En phase de déplacement (Fig. 6.7), les conditions d'appui de ces éléments évoluent comme suit :

- la poutre supérieure repose toujours sur le béton ;
- la structure en U est suspendue à la poutre supérieure soit par des tiges situées de part et d'autre du caisson, donc ne traversant pas le hourdis supérieur déjà exécuté, soit par l'intermédiaire de consoles prolongeant la poutre supérieure sous les encorbellements (on parle alors de poutre supérieure en C), soit encore par d'autres méthodes ; le centre de gravité du U étant situé très en avant du plan de suspension, le U a tendance à plonger coté clef mais ce mouvement est bloqué par des roues fixées à l'arrière des poutres porteuses et mises en butée sur les encorbellements déjà exécutés (Fig. 6.8).
- les poutres-tiroirs sont en consoles.



Poutres principales fixées aux extrémités de la poutre supérieure



Poutres principales posées sur le fond de coffrage ou fond de moule

Fig. 6.7 - Schéma statique de l'équipage en cours de translation

Le déplacement de la poutre supérieure et du U est assuré par des vérins horizontaux à longue course situés sur le hourdis supérieur et poussant la poutre supérieure (Fig. 6.9). Selon les cas, les poutres-tiroirs sont, elles, déplacées soit par des tire-fort (Fig. 6.10), soit par un second jeu de vérins à longue course (Fig. 6.11).



Setra



Fig. 6.8 - Poutres porteuses en appui sur l'extrémité de poutres supérieures en C.

Fig. 6.9 - Poutre supérieure avec vérin à longue course (en bas de la photo)



Setra

Fig. 6.10 - Poutre-tiroir déplaçable manuellement



Setra

Fig. 6.11 - Poutre-tiroir déplaçable grâce à un vérin longue course

6.1.2.4 - Cinématique de construction d'un voussoir courant

Avec les équipages que nous venons de décrire, les grandes étapes de la cinématique de construction du voussoir courant n sont les suivantes :

1	enfilage et mise en tension des câbles de fléaux du voussoir n - 1 ;
2	démontage des tiges fixant la structure en U au béton du voussoir n - 2 ; le U est alors entièrement suspendu à la poutre supérieure ;
3	ripage de la poutre supérieure et donc du U qui lui est suspendu ;
4	mise en place des tiges fixant la structure en U au béton du voussoir n - 1 ;
5	réglage des coffrages extérieurs et du coffrage du hourdis inférieur ;
6	mise en place de la cage d'armatures inférieure du voussoir N, avec ses gaines et ses ancrages ;
7	démontage des tiges fixant les poutres-tiroirs et ripage de celles-ci ;
8	ripage et réglage du coffrage intérieur ;
9	mise en place des tiges fixant les poutres-tiroirs au béton du voussoir n - 1 ;
10	mise en place de la cage d'armatures supérieure du voussoir n avec ses gaines et ses ancrages ;
11	bétonnage du voussoir n.

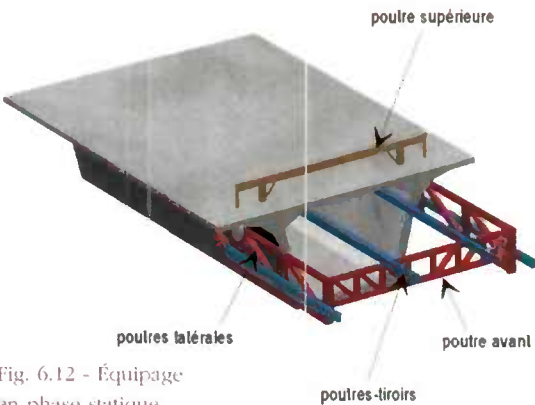


Fig. 6.12 - Équipage en phase statique

Les voussoirs courants de dimensions et de forme classiques sont presque toujours bétonnés en une seule phase, avec un cycle de réalisation compris entre 48 et 72 heures par paire.

6.1.2.5 - Équipages mobiles avec poutres de transfert ou poutres de lancement

Lorsque le voussoir est important, suspendre la partie inférieure de l'équipage mobile aux extrémités de la poutre supérieure conduit à des poutres supérieures très importantes et donc très coûteuses. Pour la construction des tabliers de grande largeur, on utilise donc, de plus en plus souvent, des équipages qui roulent sur une charpente dite de transfert, située elle même transversalement très près des âmes.

De manière très schématique, on peut considérer que ces équipages comportent :

- une poutre supérieure sans consoles, appuyée au droit des âmes (Fig. 6.14),
- des poutres supérieures de transfert, longitudinales, présentes uniquement en phase de déplacement (Fig. 6.15),
- une charpente métallique principale, sensiblement identique à celle des équipages du type précédemment décrit, avec deux grandes poutres porteuses et une poutre avant, en général en treillis,
- des poutres tiroirs situées sous la partie centrale du hourdis supérieur, comme pour les équipages du premier type,
- des poutres inférieures de transfert, ou poutres tiroirs, situées le long des deux poutres porteuses.

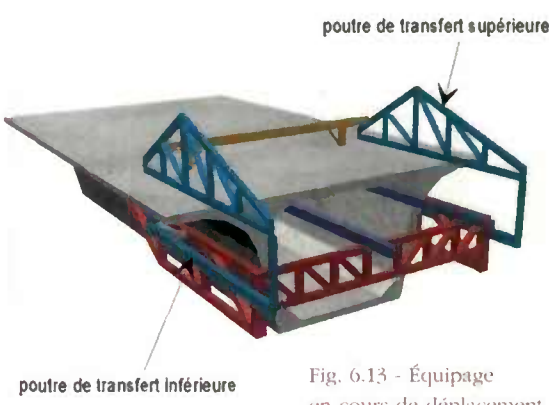


Fig. 6.13 - Équipage en cours de déplacement



En phase statique (Fig. 6.12), les conditions d'appui et de fonctionnement de l'équipage sont sensiblement identiques à celles des équipages du premier type. La principale différence concerne la présence des poutres inférieures de transfert, dans cette phase fixées aux deux poutres porteuses.

En phase de déplacement (Fig. 6.13), les choses sont plus différentes. En effet, dans cette phase, il faut :

- poser les deux poutres supérieures de transfert sur le voussoir qui vient d'être exécuté,
- libérer les poutres inférieures de transfert et les suspendre aux deux poutres supérieures de transfert, de manière à constituer un cadre capable de recevoir la charpente principale de l'équipage,
- libérer la charpente principale (les deux poutres porteuses et la poutre avant), la descendre sur le cadre constitué par les quatre poutres de transfert et la faire glisser, en général à l'aide de vérins longue course, jusqu'à sa nouvelle position,
- fixer la charpente principale au béton et à la poutre supérieure,
- avancer la partie centrale du coffrage,
- refixer les poutres inférieures de transfert aux poutres porteuses, les séparer des poutres supérieures de transfert puis enlever celles-ci.

Les équipages mobiles du viaduc du Pays de Tulle, sur l'autoroute A89, sont de bons exemples de ce type d'équipages mobiles [LAC 02].



Fig. 6.14 - Poutre supérieure sans console

Setra

#### 6.1.2.6 - Autres remarques concernant les équipages mobiles

##### Autres types d'équipages

Comme nous l'avons écrit au début du 6.1.2.1. du présent guide, il existe une grande variété d'équipages et la présentation qui vient d'être faite ne doit en aucune manière être considérée comme exhaustive. Des équipages spéciaux sont régulièrement construits pour permettre la construction de tabliers à bracons ou à voiles latéraux voire hybrides (pont sur le Bras de la Plaine, pont du Vecchio, pont de la Corniche à Dole, etc...) [CHU02], [PAU 00].

##### Modifications d'équipages en vue de leur réutilisation

Compte tenu du coût de fabrication très élevé d'une paire d'équipages mobiles, il est fréquent qu'on souhaite réutiliser sur un chantier des équipages conçus pour un chantier précédent. Les tabliers des grands ponts ne bénéficiant malheureusement d'aucune standardisation, des modifications importantes doivent souvent être apportées aux équipages pour leur permettre de construire le nouveau tablier. Compte tenu des risques encourus, la conception, les calculs et la mise en œuvre de ces modifications doivent être traités avec le même soin que la conception et la fabrication initiale des équipages.

##### Poids des équipages

Le poids des équipages mobiles conçus sur mesure pour un ouvrage donné est en général assez proche de la moitié du poids du voussoir courant le plus lourd. Ce ratio est cependant parfois dépassé, en particulier lorsque



Fig. 6.15 - Poutre supérieure de transfert

JMI



l'équipage est réutilisé et qu'il a été conçu à l'origine pour un tablier plus large que celui qu'on cherche à construire.

### 6.1.3 - LES VOUSSOIRS-DÉVIATEURS

Les voussoirs-déviateurs des ponts à précontrainte mixte sont dans leur très grande majorité exécutés en deux phases : la section courante est réalisée avec l'équipage mobile utilisé pour les voussoirs courants ; la poutre basse et les voiles-déviateurs sont exécutés à l'aide d'un coffrage en bois, le bétonnage s'effectuant par des lumières laissées dans le hourdis supérieur au droit des voiles (Fig. 6.16). Dans cette méthode, les aciers en attente des voiles doivent être repliés puis dépliés - ce qui nécessite d'avoir recours à des aciers Adx - sous peine de gêner le ripage du noyau intérieur des équipages. Pour éviter ces manipulations, des dispositifs de raboutage sont de plus en plus utilisés à la liaison âmes / voiles-déviateurs. Il est désormais également possible d'utiliser des aciers HA spéciaux pouvant subir un cycle pliage-dépliage sans altération de leur résistance.



Fig. 6.16 - Exécution en seconde phase des voiles déviateurs

Setra

Il existe quelques ouvrages dont les voussoirs-déviateurs ont été exécutés en une seule phase. Pour certains d'entre eux, un noyau métallique spécifique a même été construit pour ces seuls voussoirs.

### 6.1.4 - LES VOUSSOIRS EN SURENCORBEMENT

Les voussoirs exécutés en surencorbellement sont, sur le plan constructif, assimilables à des voussoirs courants. Ils sont donc exécutés à l'aide des équipages mobiles prévus pour ces voussoirs.

### 6.1.5 - LES VOUSSOIRS DE CLAVAGE

Les voussoirs de clavage sont en général exécutés en une seule phase, à l'aide d'un des équipages mobiles servant à la réalisation des voussoirs courants. S'il est possible d'extraire simplement le noyau central une fois le clavage exécuté, on coffre les parties intérieures du clavage avec le noyau d'origine, comme pour les voussoirs courants. Si ce n'est pas le cas, ce qui constitue la situation de loin la plus fréquente, il faut concevoir et utiliser un noyau intérieur spécifique, qui puisse être démonté en petits morceaux facilement transportables. Il faut noter que l'utilisation des équipages courants pour réaliser les voussoirs de clavage est la situation la plus courante mais qu'elle n'est pas systématique. Sur certains chantiers, les entreprises préfèrent construire des outils de clavage spécifiques, pour récupérer au plus vite leurs équipages mobiles.

Pendant les opérations de clavage, l'outil coffrant est en appui simple sur chacune des deux extrémités des fléaux car il ne serait pas assez solide pour reprendre les effets thermiques qui se développeraient dans la travée rendue continue. Lorsque l'outil coffrant est un outil spécial, ces conditions d'appui ne posent pas de problèmes. Lorsque l'outil est l'un des équipages mobiles coffrant les voussoirs courants, des précautions particulières doivent être prises car ces outils sont conçus pour travailler majoritairement en porte-à-faux.

Sur certains chantiers, il convient de compléter l'outil de coffrage que nous venons de décrire par un dispositif empêchant certains mouvements parasites des fléaux et notamment leur rotation autour de l'axe des piles sous l'effet du vent. Ce dispositif est en général constitué de poutres longitudinales fixées aux encorbellements du dernier voussoir courant de chaque fléau.

L'heure du bétonnage d'un voussoir de clavage doit être choisie avec précaution. Il convient en effet d'éviter que des effets thermiques importants ne se développent entre la prise du béton - moment à partir duquel la travée devient continue - et la mise en tension des premiers câbles éclisses. Un bétonnage en fin de soirée est ainsi recommandé pendant les périodes très ensoleillées.

Le délai d'exécution d'un voussoir de clavage est compris entre deux et trois jours selon les chantiers.

### 6.1.6 - LES TRONÇONS D'EXTRÉMITÉ

Dans la majorité des cas, le profil en long du terrain naturel au voisinage des culées oblige à construire les tronçons d'extrémité sur un étalement horizontal reposant d'une part sur le chevêtre de la culée, et d'autre part, sur une ou plusieurs palées provisoires métalliques (Fig. 6.17). Sur cet étalement, le tablier est alors coffré et bétonné par plots de 3 à 4 m.



Fig. 6.17 - Construction sur étalement du tronçon d'extrémité d'une travée de rive

Lorsque le profil du terrain naturel le permet, il est toutefois possible de construire les tronçons d'extrémité du tablier sur des tours d'étalement, cette technique étant dans ce cas plus économique.



Fig. 6.18 - Construction à l'équipage et avec palée provisoire du tronçon d'extrémité d'une travée de rive

Il est aussi arrivé que les zones d'extrémités soient construites directement à l'aide des équipages mobiles ayant coffré les voussoirs courants. Afin de limiter le déséquilibre du fléau, une palée provisoire est placée sous le dernier voussoir courant coté culée puis matée après mise en tension des câbles de fléau associés à ce voussoir. Cette palée permet également de limiter la flexion dans la zone d'extrémité du tablier (Fig. 6.18) [DEM 02].

### 6.1.7 - LA STABILISATION DES FLÉAUX

On trouvera dans ce qui suit des éléments technologiques concernant la stabilisation des fléaux et complétant le chapitre 5 du présent guide.

#### 6.1.7.1 - La précontrainte de clouage

La précontrainte de clouage généralement utilisée est constituée de câbles. En partie basse, selon les piles, ces câbles peuvent être ancrés soit en sous-face du chevêtre, soit dans le fût en formant une boucle, soit encore dans les semelles de fondation. En partie haute, ils devraient être ancrés grâce à des plaques d'ancrage logées dans le hourdis supérieur du VSP. Cette disposition étant impossible en raison de la densité de ferrailage régnant dans ces pièces, les ancrages sont logés dans des blocs en béton préfabriqués posés sur le dessus du VSP et déposés après détension des câbles de clouage. Afin d'assurer une bonne transmission des efforts entre le VSP et ces blocs, une résine ou un mortier est interposé entre ces éléments.

Quelques entreprises ont également utilisé des barres pour réaliser la précontrainte de clouage. Cette disposition est cependant vivement déconseillée car toute erreur de positionnement des gaines de précontrainte peut induire des flexions parasites dans les barres, voire empêcher purement et simplement l'enfilage des barres.

#### 6.1.7.2 - Les cales en béton

Quand la tête de pile est assez grande pour accueillir en même temps les appareils d'appuis, les cales, les câbles de clouage et les vérins, le système de stabilisation le plus économique est constitué d'une précontrainte de clouage et de cales en béton fretté parallélépipédiques posées directement sur la tête de pile (Fig. 6.19).

Pendant la construction, les fléaux reposent sur les cales en béton, les appareils d'appui étant en place mais sans contact avec le VSP. Après clavage, on procède à la mise sur appuis définitifs, qui s'effectue comme suit :

- 1 - on soulève le tablier à l'aide de vérins,
- 2 - on mate le vide au-dessus des appareils d'appui,
- 3 - on repose l'ouvrage sur le matage durci.

Une fois ces opérations effectuées, les cales ne sont plus en contact avec le VSP et peuvent alors être retirées avec une grue.

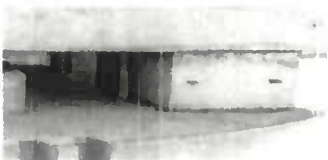


Fig. 6.19 - Cale de stabilité en béton

6.1.7.3 - Les cales en béton sur boîtes à sable

Lorsque les dimensions des têtes de piles ne permettent pas de prévoir côte à côte des vérins et des cales, les fléaux sont exécutés sur des cales en béton posées sur des boîtes à sable constituées d'une enveloppe métallique démontable, remplie de sable calibré (Fig. 6.20). Une fois les opérations de clavage terminées, on procède comme précédemment au matage du vide entre le dessous du VSP et le dessus des appareils d'appui, puis on retire le sable contenu dans les boîtes par soufflage

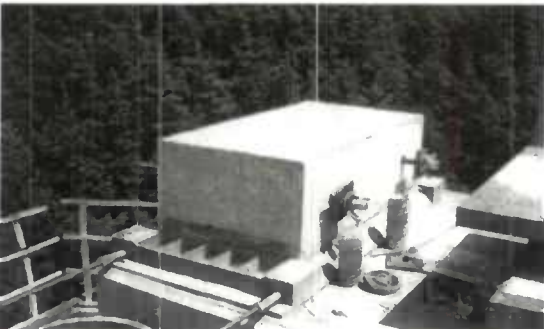


Fig. 6.20 - Cale de stabilité en béton posée sur une boîte à sable

ou par d'autres moyens (Fig. 6.21). Ce faisant, on transfère progressivement et sans aucun vérin la réaction d'appui du tablier des cales de stabilité vers les appareils d'appui définitifs.

Il existe une grande variété de boîtes à sable. Sur les chantiers les plus simples, celles-ci sont rectangulaires et au nombre de quatre par pile. Sur les chantiers les plus complexes, les boîtes à sable sont de véritables appareils d'appui à pots cylindriques, et leur nombre peut atteindre une douzaine par pile. Quel que soit leur type, ces boîtes doivent être dimensionnées et calculées pour être indéformables. Dans le cas contraire, on risque une mauvaise répartition des réactions d'appui entre les boîtes à sable et, donc, des désordres structurels et/ou géométriques.

On notera également que ce dispositif nécessite une bonne maîtrise de la géométrie des fléaux. En effet, la boîte à sable ne pouvant que se vider, il ne permet pas de soulever le tablier en cas de problèmes.

6.1.7.4 - Les vérins

Bien que cette technique soit rarement utilisée, il est également possible d'exécuter un fléau entièrement sur vérins. Les avantages de cette technique sont de regrouper dans un seul dispositif les fonctions de vérinage et de calage et donc de limiter la taille des têtes de pile nécessaires. En contrepartie, les vérins, qui doivent être impérativement pourvus d'écrous de sécurité, sont immobilisés pendant toute la durée de construction des fléaux.



Fig. 6.21 - Détail d'une boîte à sable ouverte



6.1.7.5 - Autres méthodes

Lorsque l'ouvrage présente une hauteur faible au dessus du terrain naturel et que la tête de pile a des dimensions insuffisantes pour recevoir des cales, par exemple parce qu'il s'agit du doublement "à l'identique" d'un ouvrage de conception ancienne, il est possible de stabiliser les fléaux grâce à des palées provisoires situées de part et d'autre des piles (Fig. 6.22). Ces palées, généralement constituées par des tubes métalliques remplis de béton, sont fixées en bas sur le dessus de la semelle des piles et, en haut, sous le hourdis inférieur des voussoirs sur piles ou des premiers voussoirs courants.



Fig. 6.22 - Stabilisation d'un fléau par palées tubulaires métalliques

Pour le second viaduc de Saint-André de Cubzac, toujours en raison de têtes de pile trop petites, des systèmes mixtes avec cales et haubans ont été utilisés pour stabiliser les fléaux [JAE 00].

Pour être tout à fait complet, il faut également citer le second viaduc de Gennevilliers sur la Seine, pour l'autoroute A15, qui a été équipé d'appareils d'appui à pot auto-vérinables par injection de caoutchouc siliconé [CHA 94].

6.1.8 - LES BLOCS D'ABOUTS PRÉFABRIQUÉS

Afin de permettre une mise en tension très rapide des câbles de fléaux, les entreprises préfabriquent parfois le béton qui entoure les plaques d'ancrage de ces câbles.

Sur les premiers ouvrages, les câbles de fléaux étant souvent ancrés assez bas du fait d'un tracé devant réduire l'effort tranchant, ces éléments étaient situés dans les âmes du caisson et présentaient une forme rectangulaire.

Aujourd'hui, des blocs rectangulaires sont encore utilisés lorsque plusieurs câbles doivent être ancrés très près les uns des autres. Par contre, lorsque les câbles sont isolés, de plus en plus d'entreprises utilisent des blocs préfabriqués de forme cylindrique, comportant comme seule armature une frette hélicoïdale à spires jointives constituant par ailleurs le coffrage extérieur du bloc préfabriqué (Fig. 6.23 et 6.24).



Fig. 6.23 - Blocs d'abouts cylindriques



Fig. 6.24 - Bloc d'about cylindrique en place dans l'équipage

6.1.9 - INFLUENCE DES ÉQUIPAGES SUR LE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

En flexion longitudinale, le poids des équipages mobiles doit impérativement être pris en compte dans les calculs car il conduit à une augmentation des efforts dans la structure, en particulier pendant la construction des fléaux.

Les équipages mobiles peuvent également influencer le positionnement des câbles de fléaux et des câbles éclisses, car leur fonctionnement fait appel à des barres de précontrainte qui traversent les hourdis près des âmes, là où sont situés les câbles de précontrainte intérieure. Lorsqu'on étudie un projet faisant



appel à des équipages mobiles réutilisés, il n'est pas possible de choisir la position de ces barres et il faut en tenir compte pour le dessin du câblage de fléau.

En flexion transversale, il y a également lieu de tenir compte des efforts induits par les équipages mobiles. Ces efforts conduisent le plus souvent à renforcer localement le ferrailage du hourdis supérieur et de la partie haute des âmes (Fig. 6.25)

En conclusion, une collaboration très étroite entre le service des méthodes et le bureau d'études est indispensable pendant les études d'exécution d'un ouvrage construit par encorbellements successifs.

## 6.2 - LA CONSTRUCTION PAR VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS

On considère en général que la préfabrication d'un tablier est plus économique que sa construction in situ lorsque le nombre de voussoirs à construire dépasse 350 à 400 unités.

Des difficultés particulières peuvent cependant déplacer ce seuil, à la hausse comme à la baisse. Ainsi, un délai contractuel très court ou des conditions climatiques difficiles augmentent l'intérêt de la préfabrication. Au contraire, l'absence de place disponible près du chantier ou des conditions d'accès difficiles peuvent imposer la construction en place d'un ouvrage pourtant assez long.

Parmi les ouvrages français construits récemment selon cette technique, on retiendra le pont de l'Ile de Ré, le viaduc de Saint-André pour l'autoroute A43 en Maurienne, le viaduc de Rogerville sur A29 [JAC 98], le second viaduc d'A20 sur la Dordogne, à Saint-André de Cubzac [JAE 00], et, enfin, les viaducs d'Avignon pour le TGV Méditerranée.

### 6.2.1 - L'ATELIER DE PRÉFABRICATION DES VOUSSOIRS

L'atelier de préfabrication est installé sur un terrain d'environ deux hectares de superficie, qui est en général situé au bord du franchissement, mais qui peut aussi être situé à plusieurs kilomètres. Il peut être décomposé en deux grands secteurs, le premier dédié à la construction des voussoirs, le second à leur stockage (Fig. 6.26).

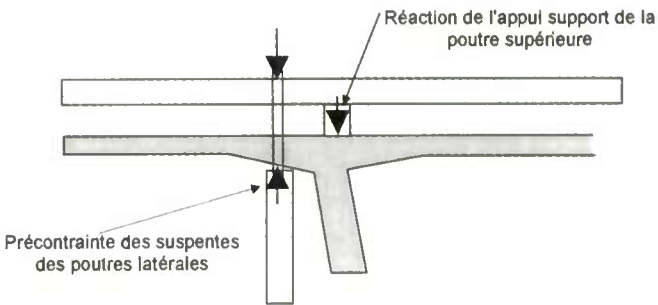


Fig. 6.25 - Exemple d'efforts locaux exercés en construction par l'équipage mobile sur le caisson



Fig. 6.26 - Vue générale d'une installation de préfabrication par cellules

Setra



Fig. 6.27 - Préfabrication sur doucine

Depuis une dizaine d'années, la construction des voussoirs s'effectue toujours à l'aide de cellules de préfabrication. Bénéficiant des progrès importants accomplis dans le domaine de la maîtrise de la géométrie, cette méthode s'est définitivement imposée sur la méthode du banc long avec doucine (Fig. 6.27), plus coûteuse et plus encombrante.

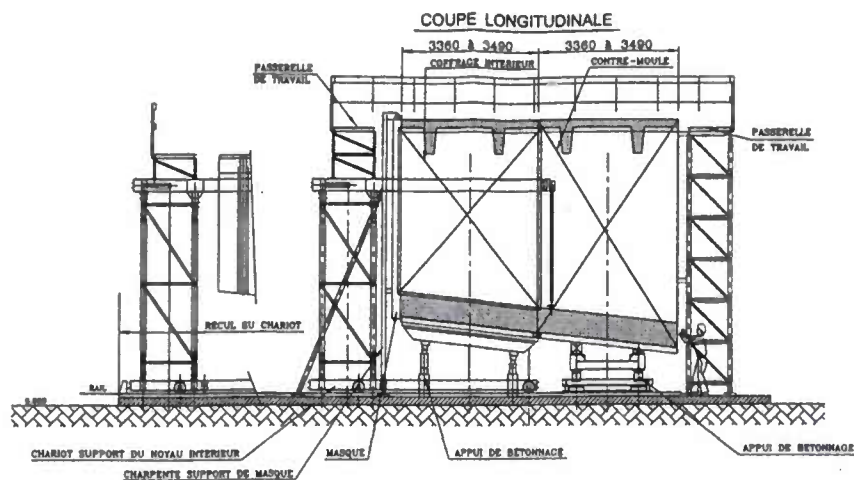


Fig. 6.28 - Schéma d'une cellule de préfabrication

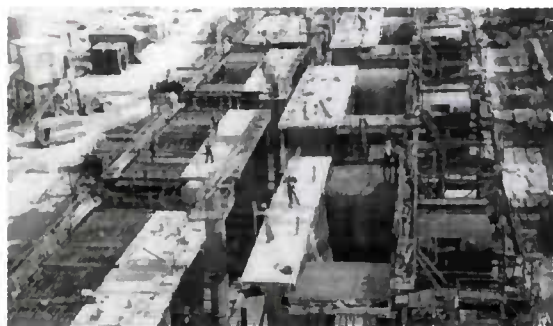
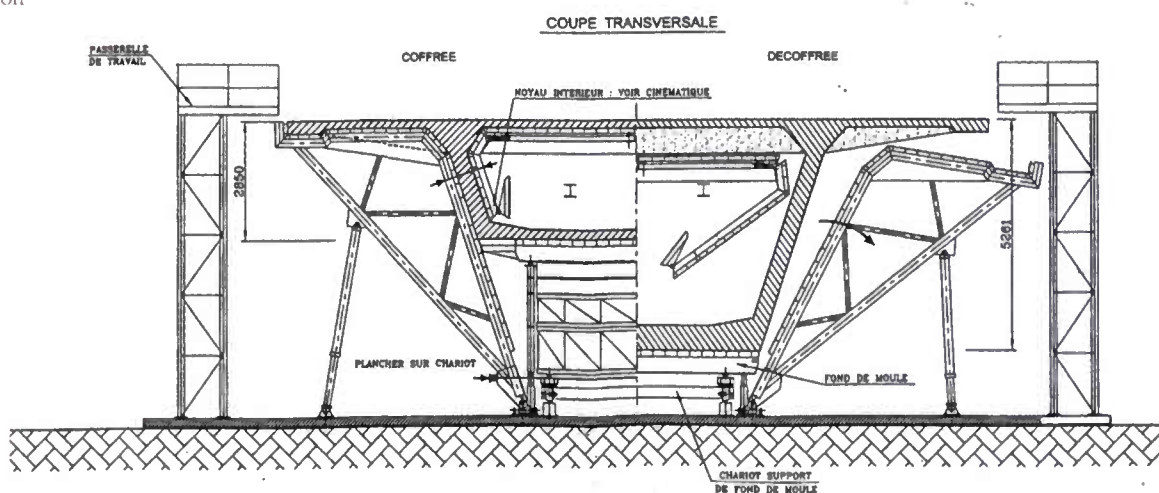


Fig. 6.29 - Cellules de préfabrication

Setra



Fig. 6.30 - Détail d'une cellule de préfabrication (de gauche à droite, le voussoir contremoule, les coffrages extérieurs, les coffrages intérieurs)

Setra

Une cellule de préfabrication est un atelier de travail de la longueur de deux à trois voussoirs courants, sur lequel sont effectuées les opérations de coffrage et de bétonnage d'un voussoir (Fig. 6.29 et 6.30). Latéralement, le coffrage est assuré par deux joues métalliques ; longitudinalement, cette fonction est assurée côté clef par un masque métallique et côté pile par le voussoir n-1, ce qui permet d'assurer une parfaite conjugaison entre les différents éléments (Fig. 6.28). Une cellule bien conçue produit un voussoir courant par jour ou un voussoir sur pile tous les deux jours. Afin de tenir des cadences aussi élevées, les cellules sont équipées de mâts de bétonnage alimentés en béton par des canalisations ou des convoyeurs reliés à une centrale de chantier. Elles reçoivent également des cages d'armatures complètes, préfabriquées sur des gabarits par des ateliers spécialisés et équipées de tous leurs inserts (gaines, plaques d'ancrage, rails d'ancrage).

Selon le nombre de voussoirs à exécuter, le nombre de cellules peut varier de trois à plusieurs dizaines. Une partie de ces cellules sont dédiées aux voussoirs sur piles et sur culées, les autres se consacrant aux voussoirs courants.

Les voussoirs sur piles sont toujours coupés en deux, de manière à ne pas surdimensionner le matériel de transport et de levage. Les demi-voussoirs sur piles sont exécutés côte à côte dans des cellules spécialisées ; après séparation, ils sont acheminés vers les cellules dédiées aux voussoirs courants pour servir de contre-moules aux premiers voussoirs courants de chaque fléau. Selon les chantiers, les voussoirs-déviateurs sont soit exécutés dans des cellules spécialisées, soit exécutés dans les cellules des voussoirs courants, l'exécution des voiles s'effectuant alors en seconde phase et hors cellule pour ne pas modifier le cycle des voussoirs courants. Des cellules spécialisées sont également dédiées aux voussoirs d'articulation, lorsque le tablier en comporte.

Compte tenu des erreurs qu'ils doivent rattraper, les clavages ne sont pas préfabriqués mais coulés en place. Leur longueur est également réduite à quelques dizaines de centimètres.

Les voussoirs sont stockés sur l'aire de préfabrication pendant un délai compris entre un et trois mois. La résistance du béton au moment de la pose des voussoirs est donc très élevée, ce qui permet de se passer des blocs d'ancrage préfabriqués décrits précédemment (voir 6.1.8). Le stockage s'effectue en général sur un seul niveau. Si nécessaire et moyennant une justification des voussoirs par le calcul, il peut aussi s'effectuer sur deux, voire trois niveaux. Les voussoirs sont transportés à l'aide de grands portiques roulants, d'abord depuis les cellules vers leur emplacement de stockage, puis depuis ce lieu jusqu'à un engin de transport (barge, fardier, etc...).

## 6.2.2 - LE TRANSPORT DES VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS

### 6.2.2.1 - Le transport par fardier

Le mode de déplacement des voussoirs le plus utilisé est le transport par fardier sur pneus (Fig. 6.31). Selon les chantiers et le mode de pose retenu, le fardier se déplace soit sur le tablier déjà exécuté soit sur une piste tracée au sol le long de l'ouvrage à construire. Son

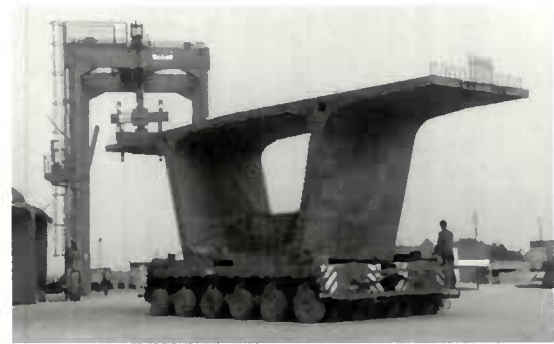


Fig. 6.31 - Fardier de transport des voussoirs

Setra

chargement est effectué à l'aire de préfabrication en général par un portique de manutention, son déchargement étant réalisé par l'engin de pose (voir 6.2.3 ci-dessous).

### 6.2.2.2 - Le transport par barge

Lorsque l'ouvrage franchit une voie d'eau navigable ou pouvant être rendue navigable par exemple par dragage, il est aussi possible de déplacer les voussoirs à l'aide de barges [JAE 00].

## 6.2.3 - LA POSE DES VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS

### 6.2.3.1 - La pose à la poutre de lancement

#### Généralités

La méthode la plus couramment utilisée pour poser des voussoirs préfabriqués par encorbellements successifs fait appel à une poutre de lancement. Cet outil, souvent appelé aussi lanceur, est un engin de manutention auto-déplaçable, qui s'appuie sur le tablier et sur les piles, et qui s'affranchit donc de presque toutes les contraintes du franchissement (Fig. 6.32). Son coût initial est très élevé mais la poutre est en général conçue pour être utilisée sur plusieurs chantiers successifs, ce qui permet d'amortir son coût sur une longue période.

De nombreux ouvrages ont été construits ces dernières années selon cette méthode. En France, les plus marquants sont les ouvrages de Sylans et Glacières sur l'autoroute A40 [BOU 90], le pont de l'Île de Ré, les ouvrages du Boulonnais et le viaduc de Rogerville sur l'autoroute A29 [JAC 98] et l'ouvrage de Saint-André sur l'autoroute de la Maurienne (A43). À l'étranger, il faut citer les viaducs d'accès du





Setra



Fig. 6.32 - Poutres de lancement courantes

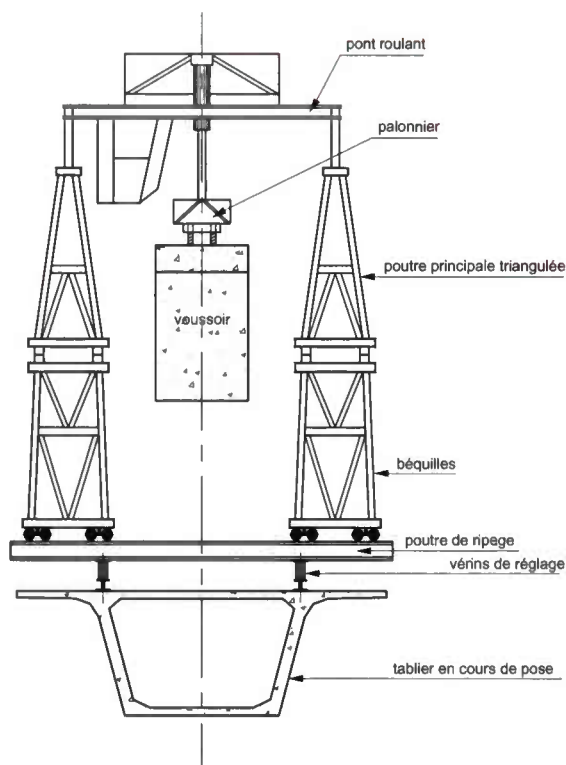


Fig. 6.33 - Coupe transversale d'une poutre

### Structure des poutres de lancement courantes

Les lanceurs courants se décomposent en une dizaine d'éléments, tous entièrement métalliques (Fig. 6.33 et 6.34) :

- deux poutres en treillis de section triangulaire, de hauteur comprise entre 3 et 5 m, de longueur comprise entre 100 et 250 m selon les poutres, constituées de tronçons assemblés par des barres de précontrainte,
- deux pylônes, avant et arrière, servant d'appuis principaux,
- deux béquilles, avant et arrière, servant d'appuis secondaires,
- deux ponts roulants circulant sur les poutres en treillis et prenant en charge les voussoirs.

Les pylônes et les béquilles peuvent se déplacer longitudinalement le long des poutres en treillis grâce à un système de cabestans. Les pylônes peuvent également bouger transversalement, par exemple pour construire des parties courbes, en couissant dans les poutres transversales sur lesquelles ils sont posés. Les ponts roulants sont équipés de palonniers. Ces derniers permettent de placer les voussoirs dans une position aussi proche que possible de leur position finale, tant longitudinalement que transversalement et ce, quelle que soit la géométrie à atteindre.

second franchissement sur la Severn [COM 96], en Angleterre, les viaducs d'accès au viaduc de l'Île du Prince Édouard [COM 98], au Canada, ainsi que de nombreux ouvrages urbains en Thaïlande et à Hong Kong.

Le poids d'un lanceur courant est compris entre 300 et 600 tonnes. Son délai d'exécution est d'environ un an et son coût varie entre 1,5 et 3 millions d'euros.



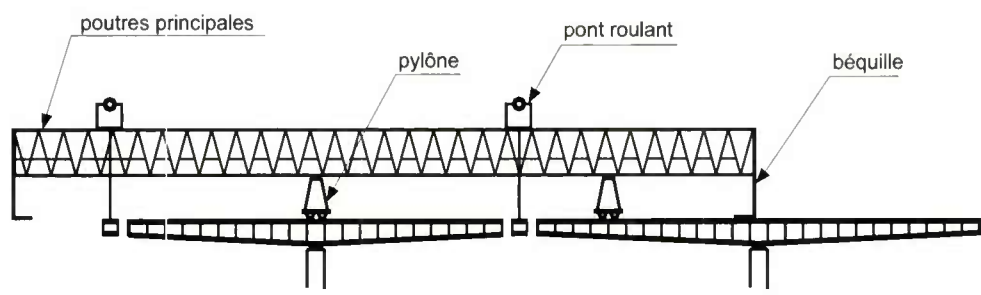


Fig. 6.34 - Principaux Éléments constitutifs d'une poutre de lancement

*Cinématique de pose des roussoirs*

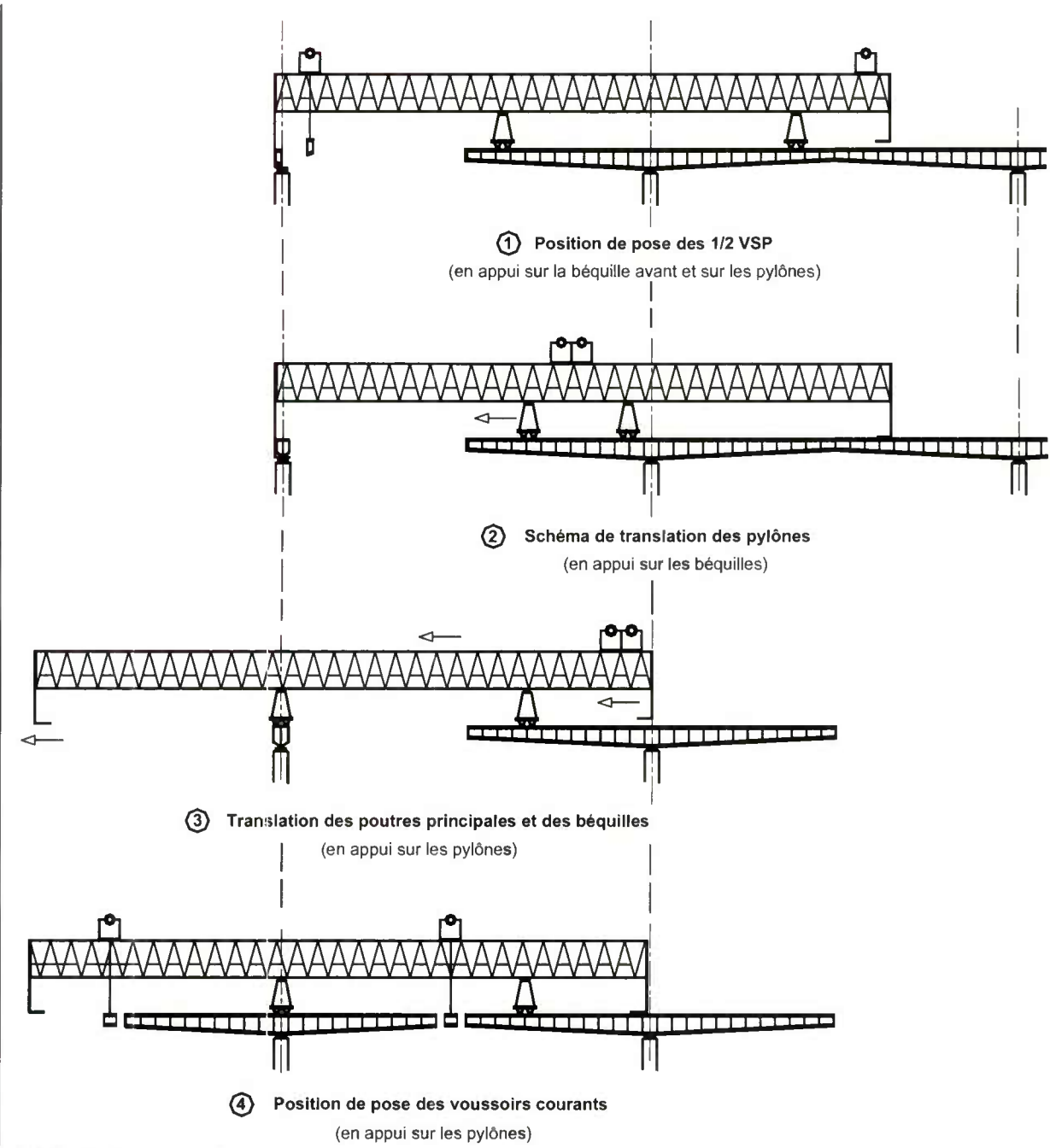


Fig. 6.35 - Différentes étapes de la cinématique d'une poutre de lancement

Pendant la pose des voussoirs sur piles de l'appui Pn, le lanceur repose sur ses deux pylônes et sur la béquille avant. Une fois les deux demi-VSP assemblés, réglés et cloués, la béquille arrière est sortie et le pylône avant coulisse pour venir se placer sur le dessus du VSP de la pile Pn. La poutre peut alors avancer de façon à ce que le pylône arrière se place au bout du fléau centré sur Pn-1. La béquille avant se met alors en bout de pylône, coté Pn+1, pour ne pas gêner la pose des voussoirs courants. Cette dernière peut alors commencer (Fig. 6.35).

Pendant la construction d'un fléau, les deux voussoirs symétriques V et V' sont posés généralement l'un après l'autre. Sur certains chantiers, une méthode dite de pose en symétrique a été utilisée. Cette méthode, qui consiste à synchroniser la libération des voussoirs V et V' par les deux chariots, limite les sollicitations subies par les appuis en supprimant les situations de déséquilibre non accidentelles.

Lorsque le tablier comporte deux tabliers parallèles, il est très fréquent que les fléaux contigus Fa et Fb des deux tabliers soient exécutés simultanément. Pour ce faire, les deux pylônes sont posés sur des rails transversaux enjambant le vide central, ce qui permet au lanceur de passer d'un tablier à l'autre et donc d'assembler le fléau Fa immédiatement après le fléau Fb. Cette méthode est aussi utilisée lorsque le tablier comporte deux caissons reliés par le centre et que le chantier réalise et pose chaque caisson avant de procéder à un clavage longitudinal de ces caissons. D'une manière générale, cette technique permet d'obtenir de meilleurs rendements dans les tâches de pose et de mise en précontrainte des voussoirs. Dans le cas de caissons accolés, elle permet aussi de réduire considérablement le fluage différentiel entre les deux caissons.

### *Poutres de lancement particulières*

Sans rechercher l'exhaustivité, il nous a paru intéressant d'évoquer quelques poutres particulières récemment conçues ou utilisées par des entreprises françaises, en France ou à l'étranger.

Sur le chantier du pont de l'Île de Ré, c'est une poutre de lancement haubanée qui a été utilisée. Cette disposition a permis de conserver des poutres en treillis de hauteur raisonnable -

ce qui était important pour limiter les effets du vent - malgré l'importance des travées à franchir (110 m) (Fig. 6.36).



Fig. 6.36 - La poutre de lancement haubanée du viaduc de l'île de Ré

Setra

Aux États-Unis, sur le chantier du viaduc de l'autoroute H3, sur l'île d'Oahu, dans l'archipel d'Hawaï, le lanceur comportait deux poutres supérieures indépendantes, roulant chacune sur un tablier mais reliées par un pont roulant. Cette disposition permettait la pose des voussoirs des deux tabliers parallèles, alors que ceux-ci étaient dénivelés et séparés par un vide central très important.

### *6.2.3.2 - La pose à la grue*

Quand la hauteur des piles n'est pas trop importante et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier, on peut poser les voussoirs préfabriqués à l'aide de grues, ce qui réduit considérablement l'investissement initial.

Lorsque l'ouvrage franchit une étendue d'eau, la pose s'effectue à l'aide d'une grue à flèche en treillis fixée sur une barge (Fig. 6.37), de 200 à 500 t de capacité. Lorsque l'ouvrage surplombe des zones à terre, la pose s'effectue à l'aide d'une grue sur chenilles à flèche en treillis de même puissance (Fig. 6.38). Compte tenu de l'ordre de pose des voussoirs, la grue se déplace en permanence d'une extrémité du fléau à l'autre.

Quel que soit le type de grue utilisé, un palonnier est interposé entre le crochet de la grue et les voussoirs. Lorsque le dévers et le profil en long sont peu marqués, le voussoir peut être guidé par des profilés d'accostage ; le palonnier peut donc être très simple. Lorsque le dévers ou le profil en long sont très marqués, il est préférable de présenter les voussoirs dans une

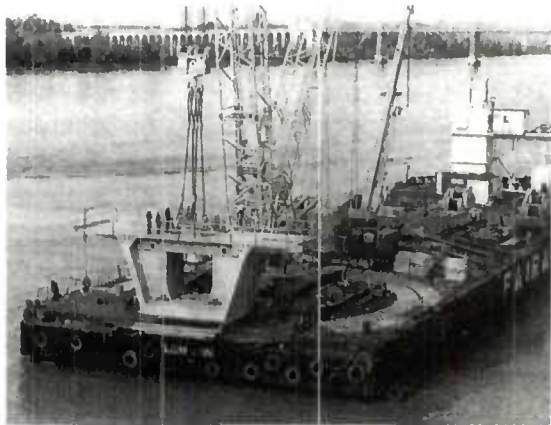


Fig. 6.37 - Pose à la grue fluviale

position proche de leur position finale, ce qui nécessite des palonniers beaucoup plus élaborés, avec réglage transversal et/ou longitudinal.

Plusieurs ouvrages ont été réalisés selon cette technique ces dernières années. Les plus marquants sont le viaduc d'Arcins sur la Garonne à Bordeaux [ABE 94], le second viaduc sur la Dordogne à Saint-André de Cubzac [JAE 00], pour l'autoroute A10, et les viaducs "central" et "Expo" du pont sur le Tage, à Lisbonne.

### 6.2.3.3 - Autres méthodes de pose

Outre la poutre de lancement et la grue, d'autres méthodes de pose des voussoirs préfabriqués sont envisageables.

Quand on peut amener chaque voussoir à l'aplomb de son emplacement final, il est possible de lever des voussoirs ou des parties de voussoirs "au treuil", c'est-à-dire avec des poutres métalliques légères hissant les voussoirs jusqu'au tablier. Cette méthode a été utilisée au moins sur quatre chantiers en France : sur le viaduc des Falaises de l'autoroute A20 et sur le pont d'Ottmarsheim, pour lever des voussoirs entiers ; sur le viaduc de Sermenaz et sur le viaduc de l'Arrêt-Darré ([SER 90], Fig. 6.39), pour lever des morceaux de voussoirs.

Sur le chantier du West Kowloon Expressway, à Hong Kong, le site accueillant l'ouvrage étant totalement vierge, les voussoirs ont été posés à l'aide d'un portique de pose roulant de part et d'autre du tablier (Fig. 6.40), à l'instar de ce qui avait été fait pour les viaducs de la Khurays Road, à Riyad et, plus près de nous, sur le pont de l'A10 franchissant la Loire, à Tours.



Fig. 6.38 - Pose à la grue terrestre

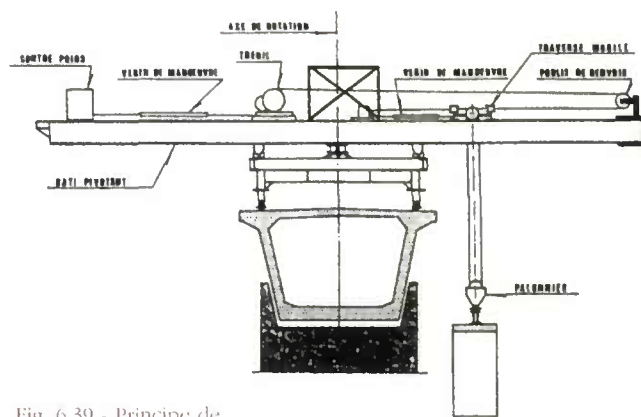


Fig. 6.39 - Principe de la pose au treuil (ici le chantier du viaduc de l'Arrêt-Darré)



Fig. 6.40 - Pose au portique

Setra

### 6.2.4 - LE BRÛLAGE PROVISOIRE

Afin de libérer aussi vite que possible l'engin de pose, les entreprises procèdent à un brûlage des voussoirs en cours de pose avant de mettre en œuvre la précontrainte de fléau. Ce brûlage, qui est démonté une fois les câbles définitifs tendus et la colle époxy durcie, est





Fig. 6.41 - Ancrage  
par sabot d'une  
barre de brèlage

Bouygues



Fig. 6.42 - Exécution  
d'un clavage avec des  
coffrages bandes

Bouygues

constitué de barres, en général  $\varnothing$  36 mm, ancrées soit dans des bossages situés en haut et en bas des âmes, soit dans des montants d'âmes, soit dans les hourdis (Fig 6.41). La contrainte normale exercée par ces barres doit être d'environ 0,2 MPa, ce qui permet un bon étalement et la prise de la colle époxy et évite toute décompression des fibres extrêmes.

### 6.2.5 - LES CLAVAGES

Les clavages entre fléaux sont exécutés de manière traditionnelle, en coulant en place un joint d'une vingtaine de centimètres. Compte tenu de cette très faible longueur, les entreprises utilisent souvent pour cette tâche des coffrages bandes (Fig. 6.42).

### 6.2.6 - LES TRONÇONS CÔTÉ CULÉES DES TRAVÉES DE RIVE

Comme pour le coulage en place, les extrémités côté culées des travées de rive sont en général construites sur cintre. Dans le cas des voussoirs préfabriqués, les voussoirs correspondants sont posés et assemblés sur un cintre. Afin de permettre les mouvements nécessaires à une parfaite conjugaison des clefs, des cales ou des vérins sont interposés entre le dessous des voussoirs et le dessus du cintre.

### 6.2.7 - LE COLLAGE DES VOUSSOIRS

Avant pose, une colle époxydique est mise en place sur la face côté pile du voussoir en cours de pose. Cette colle est étalée juste avant la pose, à la main, et son épaisseur doit être d'environ 1 mm.

## 6.2.8 - LA STABILISATION DES FLEAUX

Comme nous l'avons écrit dans la partie de ce chapitre consacrée aux voussoirs coulés en place, le système de stabilisation des fléaux est en grande partie conditionné par les dimensions des têtes de pile. Dans ces conditions, les techniques de stabilisation possibles sur les ponts à voussoirs préfabriqués sont les mêmes que celles que nous avons décrites au 6.1.6 ci-dessus. Toutefois, la conjugaison des voussoirs ne permettant pas de corriger facilement la géométrie des fléaux, ces derniers sont souvent construits en appui sur un ensemble de vérins équipés d'écrous de sécurité. Lorsque, au contraire, des cales classiques sont utilisées, un matage doit être réalisé entre le dessus de celles-ci et la sous-face des voussoirs sur pile, pour corriger les défauts d'exécution et de pose de ces pièces.

Pour être tout à fait complet, nous préciserons enfin que les fléaux sont parfois stabilisés par la poutre de lancement elle-même, comme ce fut le cas sur les chantiers des viaducs de Baldwin, aux États-Unis [FUZ 94], et de B3Sud, au Nord-Est de Paris.

### 6.2.9 - VITESSE DE CONSTRUCTION

La vitesse instantanée d'un chantier faisant appel à la préfabrication varie de manière importante. Au début du chantier, la vitesse de progression ne dépasse pas 3 m par jour ; lorsque le rythme de croisière est atteint, elle atteint au contraire 12 m, soit quatre voussoirs, par jour. En moyenne, la vitesse est ainsi de 6 m par jour.



### **6.2.10 - INFLUENCE DES MÉTHODES SUR LE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES**

Les poses à la grue ou au portique n'engendrent que très peu d'efforts longitudinaux sur le tablier, les charges appliquées aux fléaux se limitant au poids des éventuelles passerelles de travail. Lorsque les voussoirs sont posés à la poutre de lancement ou au treuil, des efforts plus importants, dus aux poids de ces dispositifs et des voussoirs manutentionnés, se développent dans le tablier et doivent donc être pris en compte.

En flexion locale, quelle que soit la méthode de pose utilisée, il convient de vérifier que le ferrailage des voussoirs est capable de reprendre les moments transversaux qui se développent pendant le stockage et la manutention des voussoirs. Lorsque la construction se fait au moyen d'une poutre de lancement et/ou prévoit le passage d'un fardier, il convient également de prendre en compte les efforts locaux engendrés par ces engins dans le dimensionnement du ferrailage passif des voussoirs.

Comme pour la construction par voussoirs coulés en place, il y a lieu de bien étudier conjointement le positionnement des suspentes de manutention et des câbles intérieurs, afin d'éviter toute interférence entre ces éléments.

En conclusion, comme pour la construction des tabliers avec des voussoirs coulés en place, le calcul et la construction des tabliers à voussoirs préfabriqués construits par encorbellements successifs nécessitent une collaboration très étroite entre ingénieurs du bureau d'études et ingénieurs du service Méthodes.

# CONTRÔLES SUR CHANTIER

*Ce chapitre traite des contrôles et précautions particulières à mettre en œuvre pendant les travaux. Il s'attache à aborder et à développer les sujets concernant la construction des ponts construits par encorbellement. Ce faisant, il s'intéresse plus largement aux contrôles et précautions particulières auxquels il convient d'être attentif lors de la réalisation de tous les types de grands ouvrages.*

## 7.1 - GÉNÉRALITÉS

Les contrôles sur un chantier concernent principalement la qualité, les quantités et le suivi des délais. Seuls les contrôles qualitatifs seront abordés dans le présent chapitre.

Les contrôles avant exécution visent essentiellement à faire le point sur les méthodes qui sont susceptibles d'être utilisées par l'entreprise et qui vont en partie permettre de préciser certaines des spécifications du marché.

Certains de ces contrôles ne seront pas abordés dans ce chapitre ; il s'agit en particulier de l'agrément des entreprises, du contrôle des plans et des notes de calcul, du contrôle du SOPAQ et du PAQ.

D'autres contrôles avant exécution feront par contre l'objet de développements dans les sous-chapitres qui suivent ; il s'agit en particulier du contrôle et de l'agrément des matériaux, du contrôle des matériels utilisés et du contrôle des processus.

Les contrôles pendant l'exécution des travaux sont une vérification de la bonne application des spécifications techniques et du bon respect des règles de l'art. Ils sont développés selon divers aspects dans les sous-chapitres suivants.

Les contrôles après exécution des travaux sont plutôt une constatation d'atteinte des objectifs fixés. Si les deux types de contrôles précédents ont été appliqués, ils ne sont qu'une formalisation des résultats. Ils ne seront donc abordés que de façon accessoire dans le présent chapitre.

## 7.2 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE

La qualité et la précision de tous les travaux de topométrie à réaliser avant l'exécution de l'ouvrage, pendant les travaux et après la construction, dépendent pour une part importante du soin qui a été apporté dans l'élaboration du canevas géométrique.

Le fascicule 4 intitulé "Instruction technique sur la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art : topométrie" est actuellement en préparation au Setra. Son annexe 3 précise un certain nombre de définitions qui permettent de spécifier le vocabulaire à utiliser pour clarifier les échanges dans ce domaine.

Les notions de point de mesure, de repère, de référentiel et de réseau sont ainsi définies ; elles sont explicitées ci-dessous.

### *Point de mesure*

Un point de mesure est un point auquel seront attribuées des coordonnées pour suivre les déplacements relatifs ou absolus.

Trois catégories de points de mesure peuvent être définies :

- un point matériel d'ouvrage : tête de rivet, trou, marquage à la peinture, coup de pointeau ;
- un point d'une pièce fixée ou scellée sur une structure : cible, plot de nivellement ;
- un point défini par rapport à une pièce fixée ou scellée sur une structure, conçue pour recevoir des accessoires positionnés en centrage forcé.

### *Repère*

Un repère est l'association d'un système d'axes orthonormé et d'un point dont on souhaite mesurer les déplacements et qui constitue l'origine du système d'axes.

En règle générale, le repère orthonormé est défini comme suit :

- l'axe Ox suivant la tangente à l'axe longitudinal du tablier,

- l'axe Oy suivant la normale à l'axe longitudinal du tablier,

- l'axe Oz vertical ascendant.

### *Référentiel*

Un référentiel est un système d'axes orthonormé (Ox, Oy, Oz) associé à un point origine O, permettant le repérage de la position de tout point de l'espace.

Ce système conventionnel, constituant le repère de travail du géomètre qui l'a fixé lors de la première opération de topométrie, permet d'y calculer la position des points de mesure.

### *Réseau*

Un réseau est une figure constituée de points généralement matérialisés sur le site, déterminés grâce à un ensemble de mesures, en planimétrie et/ou en altimétrie.

Dans le cadre de la surveillance topométrique des ouvrages d'art, deux types de réseaux sont utilisables : à repère absolu ou à mesures relatives.

Les opérations de topométrie consistent à déterminer la position de certains points dont on veut suivre l'évolution, par rapport à un réseau préalablement défini.

## 7.2.1 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE DES PILES

L'obtention d'une bonne géométrie du tablier passe, entre autres, par la prise en considération de l'ensemble des données pouvant intervenir sur la géométrie des piles, et par la mise en œuvre de contre-flèches permettant de supprimer les dérives que ces données sont susceptibles de provoquer.

### *7.2.1.1 - La prise en compte des tassements verticaux*

Les effets suivants doivent être estimés avec soin :

- le tassement des fondations sous l'action du poids propre de la pile et du fléau,
- le raccourcissement élastique de la pile dû aux mêmes actions,

- l'effet du retrait et du fluage sous l'action du poids du fléau.

Le tablier repose généralement sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils qui sont mis en œuvre entre des bossages en béton. Une mauvaise estimation du tassement vertical de la pile peut être compensée par un ajustement de l'épaisseur de ces éléments ; cette opération reste néanmoins délicate et doit être soigneusement préparée.

Dans le cas des ouvrages modestes, il peut être possible de ne considérer que le tassement des fondations.

Cette approche permet de garantir un clavage réussi. Les effets ci-dessus, peu importants pour des ponts de dimensions réduites, sont d'autant plus importants que les piles sont hautes et les travées de grande portée. Des piles d'une centaine de mètres de haut, des portées de l'ordre de 180 m et un tablier de 20 m de large peuvent correspondre à des descentes de charge de l'ordre de 20 000 tonnes et des raccourcissements verticaux y compris fluage avoisinant les 4 centimètres.

#### **7.2.1.2 - La prise en compte des autres phénomènes**

Dans le cas d'un tablier rectiligne, seules les tolérances de réalisation inhérentes à toute construction peuvent conduire à des décalages en plan entre fléaux.

Il convient cependant de se souvenir qu'un gradient thermique peut agir sur un fût de pile et provoquer un déplacement horizontal de la tête de pile affectant les mesures de déplacement lors de construction des fléaux.

Dans le cas de tabliers courbes, il est nécessaire d'examiner l'effet du couple de torsion appliqué au voussoir sur pile par le fléau en construction. Cet effet est d'autant plus sensible que la pile est haute ou/et souple.

En effet, lorsque l'on construit un fléau courbe, le couple de torsion appliqué au voussoir sur pile a pour effet une flexion du fût de pile et donc un déplacement de la tête de pile. Il convient donc d'anticiper ce déplacement en construisant la pile non pas verticalement mais en lui donnant une pré-déformation contraire. La construction du fléau aura alors pour conséquence :

- pour les premiers voussoirs, d'amplifier la pré-déformation, puisque le poids de ces voussoirs reste excentré par rapport au plan contenant l'axe de la pile et tangent à la courbe du tracé en plan du tablier,
- pour les voussoirs suivants, de redresser la pile progressivement jusqu'à la verticale, si l'anticipation a été correcte.

La précision du résultat suppose une bonne connaissance de la rhéologie du béton utilisé, et une constance de ses caractéristiques et de ses conditions de mise en œuvre tout au long des phases de construction du fût de pile.

Il apparaît donc très utile de réaliser des essais de fluage sur la formule de béton retenue pour estimer au mieux les déformations de l'ouvrage.

#### **7.2.1.3 - Les points de mesure pour le contrôle de la géométrie**

Plusieurs types de points de mesure peuvent être implantés dans l'ouvrage pour permettre au géomètre de contrôler la géométrie. Ils ont chacun leur spécificité.

##### **Le rivet**

Il s'agit d'un dispositif de mesure en forme de clou à tête hémisphérique. Il est utilisé pour effectuer le contrôle de nivellement d'un plan horizontal. Son coût est peu élevé. Il doit être conçu dans un matériau inaltérable et indéformable pour résister aux agressions du temps et du chantier. On doit en prévoir un nombre suffisant pour permettre un suivi efficace de la déformée.

##### **Le médaillon**

Il se présente sous la forme d'une pièce en métal inoxydable que l'on scelle et qui comporte une surface supérieure d'appui hémisphérique. C'est le plan tangent horizontalement au-dessus de la sphère qui supportera la mire.

Il est utilisé pour réaliser le contrôle de nivellement d'un plan vertical. Son coût est du même ordre que celui du rivet. Comme pour ce dernier, il est indispensable d'en prévoir un nombre suffisant pour obtenir des informations interprétables, en particulier quand on cherche à acquérir des données sur un phénomène bi-directionnel.



### La cible

La cible autocollante se fixe, suivant le modèle, soit sur un élément métallique scellé, soit directement sur le béton. Il s'agit d'une pastille sur laquelle figurent des cercles concentriques. Elle est surtout utilisée pour réaliser des contrôles de verticalité.

Elle permet de mesurer les deux angles d'orientation d'un axe de visée à partir d'une borne d'implantation connue. Répétée à partir de trois bornes, l'opération permet d'obtenir une bonne approximation de la position du point visé.

La cible peut être rétro-réfléchissante, ce qui donne alors dans l'espace une troisième composante qui est la distance du point d'observation au point de mesure. Cette composante permet dans certains cas d'augmenter la précision des calculs dans la mesure où cette distance ne dépasse pas une centaine de mètres. Il est alors important de s'assurer de la cohérence entre le modèle de théodolite utilisé et la constante de la cible considérée, celle-ci pouvant varier suivant le modèle.

Les limitations d'utilisation de la cible s'expliquent par la précision moyenne des mesures et la durabilité dans le temps de son collage, limitée à quelques années. En outre, dans des sites accidentés, il peut s'avérer difficile d'implanter trois bornes visibles entre elles.

### Le prisme

Son coût est un peu plus élevé. Il s'agit d'un prisme placé, de manière à le rendre orientable, sur un support en forme d'équerre, scellé. Il permet une mesure en direct définissant les angles de la visée et la distance au point de mesure, à partir d'une borne connue unique vers laquelle il est définitivement orienté.

Il convient d'implanter et d'orienter le prisme de manière à limiter l'action néfaste des poussières et des intempéries et à éviter les nuisances dues aux volatiles.

L'intérêt de ce type de point de mesure est multiple :

- meilleure précision de la mesure pour un point de mesure par ailleurs difficilement accessible,

- temps d'intervention du géomètre réduit,
- unicité de la mesure réduisant le risque d'erreur.

Comme pour la cible, il est important de s'assurer de la cohérence entre le modèle de théodolite utilisé et la constante du prisme considérée, celle-ci pouvant varier suivant les modèles.

### 7.2.2 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE DU TABLIER

Un fléau est constitué de plusieurs voussoirs, fabriqués, posés et mis en charge à des âges différents, avec un matériau dont les caractéristiques varient dans le temps et parfois même dont la composition peut varier. Il est important de prévoir avec précision quelle sera la déformation de la console de façon à mettre en œuvre la contre-flèche adéquate que ce soit dans la cellule de préfabrication pour la construction en voussoirs préfabriqués, ou dans les équipages mobiles pour les voussoirs coulés en place.

Quand la structure est isostatique, la déformée de l'encorbellement est due :

- au poids de la poutre en béton,
- au poids de l'équipage mobile ou de l'équipement de pose,
- à la précontrainte de fléau (Fig. 7.1).

À la déformée instantanée s'ajoutent l'effet du fluage du béton et celui des pertes différées de la précontrainte.

Après le clavage des différents fléaux, qui réalise la continuité de la structure et la rend hyperstatique, le tablier de l'ouvrage continue à se déformer sous l'effet :

- de la précontrainte de continuité intérieure et/ou extérieure,
- de la dépose de l'équipage mobile ou du repli de l'équipement de pose,
- de la dépose des palées provisoires et de la suppression des dispositifs de stabilité provisoire des fléaux,
- de la mise en place des superstructures.

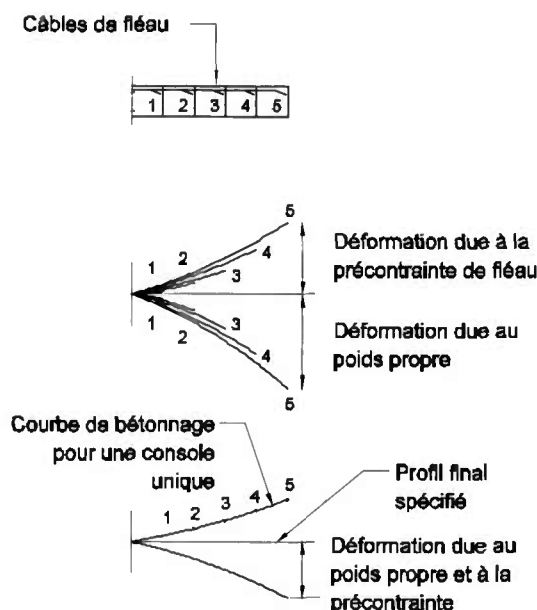


Fig. 7.1 - Courbe de bétonnage d'une console unique

Par la suite, des déformations dues au fluage du béton et aux pertes différées de la précontrainte continuent à se développer.

Il est donc nécessaire de prévoir une contre-flèche pour compenser ces différents types de déformations (Fig. 7.2).

Le calcul de cette contre-flèche doit être réalisé en prenant en compte les valeurs probables des différentes charges appliquées :

- la densité du béton devra être réaliste pour le calcul du poids propre,
- les coefficients de frottement en ligne et en courbe des câbles de fléau ne seront que très faiblement majorés,
- le poids de l'équipage mobile et des matériels de chantier présents en extrémité de fléau seront considérés avec le plus de précision possible.

Le module d'élasticité du béton varie à la fois en fonction de l'âge du chargement mais aussi de la durée de ce chargement. Il est donc toujours délicat de prévoir avec précision et de contrôler de façon adéquate les déformées correspondant à la construction d'un fléau. Ce problème difficile suppose évidemment que la position réelle dans l'espace du voussoir sur pile soit parfaitement connue et aussi proche que possible de la position théorique.

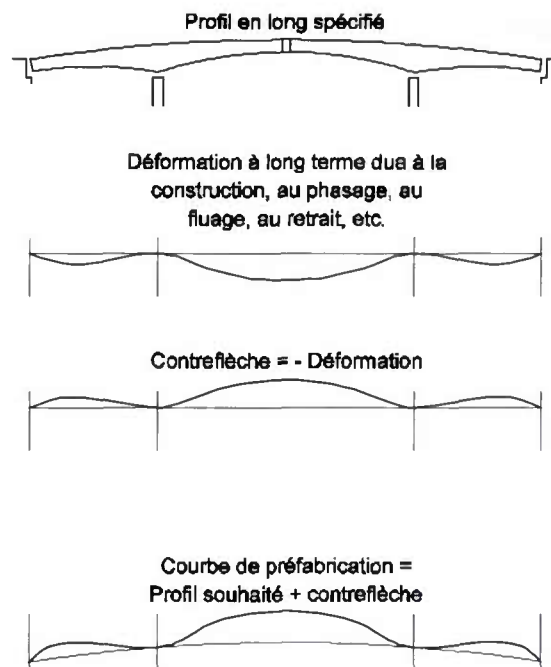


Fig. 7.2 - Courbe de bétonnage d'un pont en encorbellement type

Il convient, pour aborder plus en détail le contrôle géométrique, de distinguer le bétonnage en place des voussoirs et leur préfabrication. En effet, à chacune de ces deux méthodes de construction correspond l'utilisation d'un référentiel spécifique.

Dans le cas de voussoirs coulés en place dans un équipage mobile, le référentiel est absolu ; il est en fait lié à la pile, elle-même repérée globalement. La construction d'un nouveau voussoir rend nécessaire le réglage de l'équipage mobile en prenant en compte sa position dans l'espace par rapport à l'ensemble de la géométrie du fléau.

Dans le cas de voussoirs préfabriqués dans une cellule, le référentiel est lié exclusivement au voussoir précédent. La construction d'un nouveau voussoir rend nécessaire le réglage de la cellule de préfabrication par rapport à l'extrémité du voussoir placé en contre-moule.

#### 7.2.2.1 - Tabliers coulés en place à l'aide d'équipages mobiles

##### Le contrôle du nivellement

Le contrôle du nivellement des voussoirs en construction repose sur un document établi par le bureau d'études, appelé "pyramide de construction" et indiquant pour chaque phase d'avancement du fléau et pour chaque joint de voussoir les cotes théoriques à obtenir. Ces cotes intègrent l'ensemble des effets influant sur le fléau en construction.

Cette pyramide permet de connaître les cotes de réglage de quatre points clés de chaque joint de voussoir : les deux extrémités d'encorbellement et les deux extrémités du hourdis inférieur, soit les points P1 à P4 représentés sur la figure 7.3.

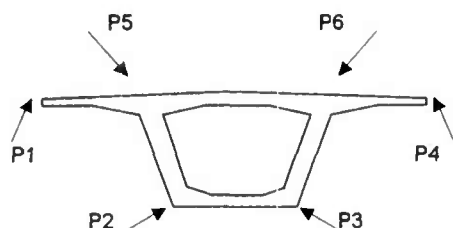


Fig. 7.3 - Points clés du réglage en nivellement

Le chantier considérera deux points supplémentaires choisis sur site dans les zones a priori les moins soumises à déformation secondaire, c'est-à-dire au voisinage des âmes, soit les points P5 et P6 représentés sur la figure 7.3, qui constitueront en fait la première référence de mesure sur site. La vérification des autres points s'en déduira.

Le seul effet non pris en compte par le calcul du bureau d'études est la déformation des équipages. Ce phénomène doit intégrer la déformation des barres de suspension de l'équipage. La fabrication du premier voussoir sera réalisée en faisant une hypothèse de déformation qui sera ensuite ajustée en fonction des relevés après bétonnage. Cette hypothèse de déformation peut intégrer la flèche des poutres principales de l'équipage lorsque des essais de chargement de ces poutres ont été menés dans le cadre de la réception de l'outil.

### Le réglage de l'équipage mobile

Le réglage de l'équipage mobile est réalisé par implantation en repère local par rapport au voussoir sur pile, lui-même réimplanté globalement.

Lorsque l'équipage a été avancé pour fabriquer le voussoir  $V_n$ , et avant le serrage définitif de son brélage au voussoir  $V_{n-1}$ , on contrôle au théodolite l'alignement de l'outil coffrant et le réglage en plan de l'équipage.

L'équipage est alors considéré comme réglé par rapport au voussoir  $V_{n-1}$  et on réalise les opérations suivantes :

- contrôle et réglage en nivellement et en plan des points P5 et P6,
- contrôle du nivellement des encorbellements et réglage éventuel des points P1 et P4,
- réglage et contrôle du nivellement des points P2 et P3 définissant la hauteur du voussoir  $V_n$ ,
- contrôle de l'écartement des points P2 et P3, c'est-à-dire de la largeur du hourdis inférieur.

Une fois l'équipage réglé, on met en place l'ensemble des armatures du voussoir.

Deux cornières sont boulonnées sur le masque ; elles sont marquées au pointeau et sont solidaires du béton du hourdis supérieur au voisinage des points P5 et P6. La face supérieure de ces cornières est horizontale et située à 20 mm sous l'extrados, de façon être protégée. Lors du bétonnage, on préserve cette face supérieure de l'arrivée du béton.

On réalise enfin un contrôle de nivellement supplémentaire au niveau du masque.

Le coffrage intérieur de l'équipage mobile est réglé :

- à l'arrière, par plaquage sur le béton du voussoir précédent,
- à l'avant, par ajustement en altimétrie par rapport au coffrage extérieur au niveau des poutres porteuses (points P7 et P8).

### Le suivi de la géométrie

Une fois le bétonnage du voussoir  $V_n$  réalisé, il est nécessaire de procéder à un contrôle général de nivellement du fléau. Pour ce faire, on intervient le lendemain matin le plus tôt possible. Ce moment de la journée est le plus judicieux pour éviter les effets parasites liés à la température. Un fléau soumis à un gradient de température se comporte en effet comme un bilame très sensible. L'opération doit être menée à bien dans un délai assez bref.

On déboulonne la cornière du masque pour pouvoir enlever ce dernier. La cornière devient le point de mesure pour suivre les déformations du fléau.



Le relevé de nivellement est réalisé depuis le voussoir  $V_n$  que l'on vient de bétonner jusqu'au VSP, et ce, à chaque joint de voussoir. Les valeurs relevées sont reportées sur les documents de suivi et sont comparées aux valeurs fournies par la pyramide de construction.

L'analyse des écarts constatés, opération toujours délicate, permettra d'apporter une correction au réglage de l'équipage pour fabriquer le voussoir  $V_{n+1}$ .

Les relevés de nivellement sont menés à bien avant avancement de l'équipage et avant mise en tension de la précontrainte. Une attention particulière doit être apportée en cas de présence de matériel lourd sur le fléau déjà construit, grue mobile par exemple, de façon que les mesures soient réalisées dans des conditions de charges identiques. Des relevés supplémentaires dans d'autres phases peuvent être réalisés si nécessaire.

Il convient d'être très attentif à la cohérence entre les mesures faites sur le chantier et les éléments fournis par la pyramide de construction. Toute correction de mesure doit être faite après examen des hypothèses et des données qui ont permis l'élaboration de la pyramide de construction. Le risque de dérive est d'autant plus élevé, si l'on ne réalise pas le premier fléau, que l'on approche du clavage avec le fléau déjà construit.

Le suivi simultané de la géométrie de l'appui est indispensable pour que le géomètre soit toujours en mesure de rattacher la pyramide aux cotes absolues de l'objectif à atteindre.

Il faut enfin mentionner que la cinématique de construction de voussoirs coulés en place en équipage mobile prévoit en général de commencer toujours par le même côté du fléau. Il n'est pas utile de prendre en compte cette dissymétrie dans les calculs si les équipages sont réglés à partir de la même mesure faite le matin. Sur chantier, cette cinématique pourra toutefois être aménagée par inversion de l'ordre de bétonnage des voussoirs si les relevés de nivellement font apparaître un écart systématique entre les deux encorbellements du fléau.

### 7.2.2.2 - Tabliers construits par voussoirs préfabriqués

#### *Le réglage de la cellule de préfabrication*

Lors de l'implantation et de la mise en opération des cellules de préfabrication dans l'atelier ou dans l'usine de préfabrication, un certain nombre de précautions peuvent être prises pour faciliter et fiabiliser le travail du géomètre.

Il s'agit de vérifier :

- que les axes longitudinaux des cellules sont implantés sur un même alignement qui est appelé axe de préfabrication,
- que les points de mesure d'alignement qui permettent d'assurer la matérialisation de l'axe de préfabrication sont suffisamment éloignés et parfaitement visibles des cellules,
- que le support du théodolite n'est pas soumis à l'ensoleillement, ce qui limite l'importance des corrections d'alignement,
- que le support du théodolite et du niveau est bien sur l'axe de préfabrication et que ces appareils sont placés légèrement au-dessus de l'arase supérieure du béton des voussoirs,
- que le point de mesure origine de nivellement est distinct du masque ; ce peut être un point de mesure sur la charpente métallique de la cellule, ou une règle graduée fixée à demeure sur un poteau en béton.

#### *Le réglage du voussoir en contre-moule*

Il s'agit d'un problème topographique complexe puisqu'il consiste à construire au sol les éléments indépendants que sont les voussoirs de telle manière que leur assemblage dans l'espace se fasse dans le respect des données géométriques fixées (Fig 7.4).



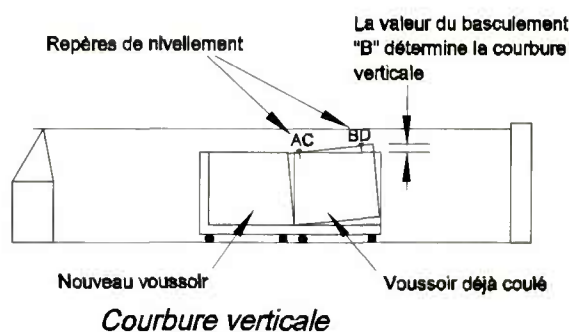
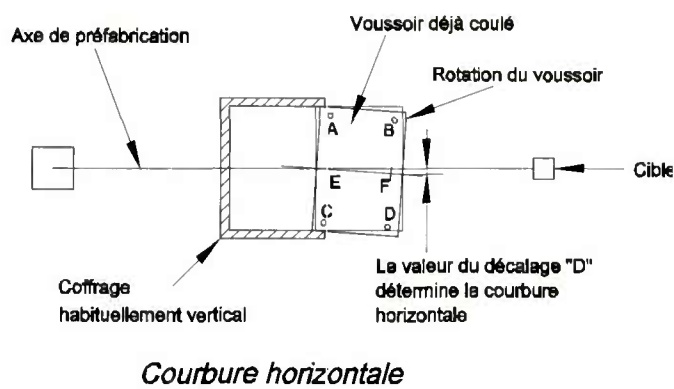


Fig. 7.4 - Le réglage du voussoir en contre-moule

Le paragraphe 6.2.1 et la figure 6.28 du présent guide décrivent une cellule de préfabrication. Si l'on aborde cet outil sous l'angle des réglages et des contrôles, on peut distinguer trois parties :

- une première partie mobile, le noyau ou coffrage intérieur du voussoir, qui s'appuie d'une part sur le masque, d'autre part sur le contre-moule ; il ne nécessite pas de réglage ;
- une partie fixe, le moule ou la cellule proprement dite, constituée du fond de moule, des joues, des ailes et du masque ; elle est théoriquement fixe et son montage exige une grande précision ;
- une seconde partie mobile, le contre-moule, constituée du voussoir précédemment coulé, posé sur des vérins permettant un réglage en orientation et en implantation conforme aux données géométriques.

Le choix des points de réglage est donc primordial. Ceux-ci sont matérialisés par des équerres frappées d'un coup de pointeau ou, mieux, ayant une empreinte hémisphérique dans laquelle vient se positionner une bille. Il est recommandé d'implanter ces équerres selon le schéma de la figure 7.5 :

- les points de réglage en nivellement dans les zones les moins soumises aux déformations,
- les points de réglage en alignement suivant l'axe réel du voussoir.

Les points de mesure peuvent être également constitués de plaquettes permettant de loger un mini prisme.

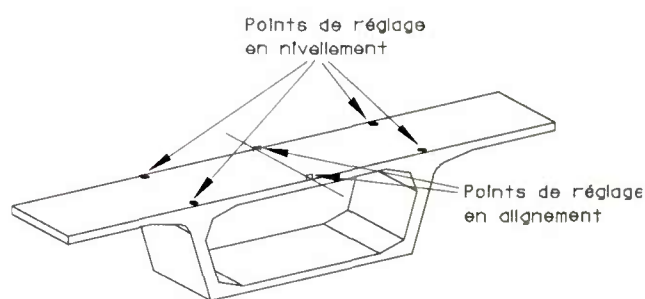


Fig. 7.5 - Les points de réglage d'un voussoir préfabriqué

Il est indispensable de placer ces points de mesure de façon à éviter toute possibilité de déplacement en altitude dès la fin du bétonnage et de leur conserver un léger retrait par rapport au joint de façon à les protéger.

Dans le cas d'un ouvrage dont le profil en long est courbe ou dont le dévers est variable, on prendra une précaution supplémentaire : la distance des points de mesure au joint et à l'axe du voussoir sera identique d'un voussoir à l'autre.

### Contrôle topographique en cycle courant

La réalisation d'un voussoir courant  $V_n$  demande trois opérations de contrôle topographique sur le voussoir  $V_{n-1}$  :

- le relevé sur  $V_{n-1}$  en cellule des points de nivellement et de l'axe de préfabrication,
- le réglage de  $V_{n-1}$  en position de contre-moule,
- après le bétonnage de  $V_n$ , le relevé de  $V_{n-1}$  en contre-moule.

Deux précautions doivent être prises pendant ces opérations :

- le géomètre doit intervenir avant tout travail de décoffrage pour éviter tout choc qui risquerait de compromettre la valeur des mesures réalisées,
- il est prudent de viser systématiquement les deux points de mesure d'alignement avant et après chaque opération : il arrive en effet que de légères déformations affectent le support du théodolite (ensoleillement ou instabilité).

Le dernier contrôle à effectuer est alors le relevé des mesures de longueur.

*Le réglage du voussoir sur pile*

Le voussoir sur pile est particulièrement délicat à régler. Il est important d'être précis car de ce réglage dépend la qualité de la géométrie du futur fléau.

Pour obtenir dans l'espace un réglage fin, il est possible d'utiliser des cales biaises, des coins, des boulons, ..., calant le voussoir avec précision.

Il convient également de prévoir, lors de la fabrication du voussoir en cellule, des points de mesure secondaires d'alignement matérialisant l'axe transversal du voussoir sur toute sa largeur (Fig. 7.6).

Ces points de mesure permettent d'opérer depuis le sol un réglage par observation des deux axes du voussoir (Fig. 7.7).

*Mode de suivi de l'évolution de la géométrie*

Pour suivre et contrôler l'évolution de la géométrie, on utilise les courbes de base que sont la courbe d'alignement et les deux courbes de nivellement, c'est-à-dire les profils en long à l'emplacement des rivets.

Les effets du poids du béton et de son comportement, de la précontrainte et des superstructures sont anticipés par la prise en compte de contre-flèches calculées par le bureau d'études. Si celles-ci doivent être impérativement intégrées, il est néanmoins certain que le calcul effectué ne peut être rigoureux et qu'une incertitude subsiste dans la maîtrise de la géométrie.

Pour contrôler l'évolution de la géométrie réelle du fléau, on effectuera en parallèle un suivi numérique et un suivi visuel sous forme de graphique, des courbes de base, de même qu'un suivi de l'évolution des longueurs. Ces suivis intègrent bien sûr les cotes de réglage résultant des mesures des voussoirs déjà préfabriqués que l'on applique aux voussoirs à fabriquer.

Il peut arriver que le suivi fasse apparaître une dérive latérale systématique, dans le cas où la mise en tension des câbles de fléau se fait toujours en commençant par la même âme. On alternera donc l'ordre des mises en tension des câbles de fléau.

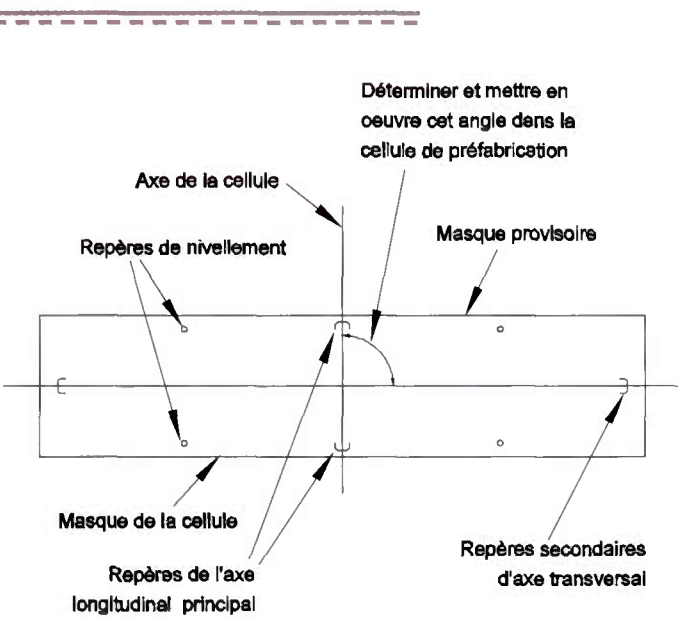


Fig. 7.6 - Repères d'alignement du voussoir sur pile

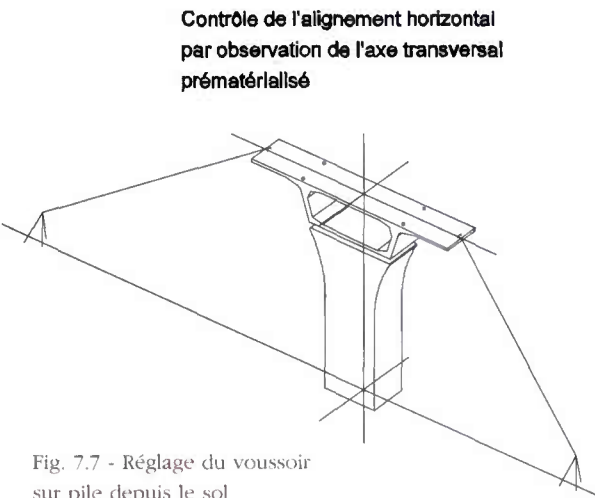


Fig. 7.7 - Réglage du voussoir sur pile depuis le sol

Actions correctives exceptionnelles

Il peut arriver qu'une erreur de préfabrication ne soit pas constatée sur l'aire de préfabrication et conduise à une dérive de la géométrie du fléau en cours d'assemblage.

En cas de dérive importante, une solution peut être de déconjuguer un ou plusieurs voussoirs en intercalant des cales judicieusement positionnées dans les joints, les voussoirs étant brêlés entre eux. L'espace subsistant entre les joints doit alors être maté avant mise en précontrainte, en prenant bien soin d'éviter toute création de bouchons dans les gaines franchissant le joint repris.

On mesure bien ici tout l'intérêt d'une réelle maîtrise de la géométrie de préfabrication des voussoirs.

7.2.2.3 - Concernant les deux techniques

Comparaison des déformées

Que ce soit pour la construction de voussoirs coulés en place ou préfabriqués, il est donc nécessaire d'analyser chaque phase de construction du fléau, et de déterminer la courbe de déformation pour chaque longueur de console, phase par phase.

Un exemple avec un fléau de cinq voussoirs est traité par la figure 7.8 ci-après.

La ligne 1-2-3-4-5 représente l'enveloppe des différentes déformées, ou la trajectoire suivie dans l'espace par l'extrémité de l'encorbellement à chaque phase de la construction.

En modifiant les positions angulaires des voussoirs de petits angles  $\alpha_1, \alpha_2, \dots$ , le fléau pourrait être construit de telle manière qu'une fois terminé, son profil en long soit satisfaisant, comme indiqué sur la figure 7.9 ci-après pour le cas considéré ; dans chaque section, le profil visé compensera au mieux la future déformation.

Il est intéressant de comparer l'importance relative des déformées et des contreflèches dans le cas de voussoirs préfabriqués ou coulés en place. La figure 7.10 ci-dessous montre ces valeurs relatives pour une structure qui a été calculée selon les deux méthodes.

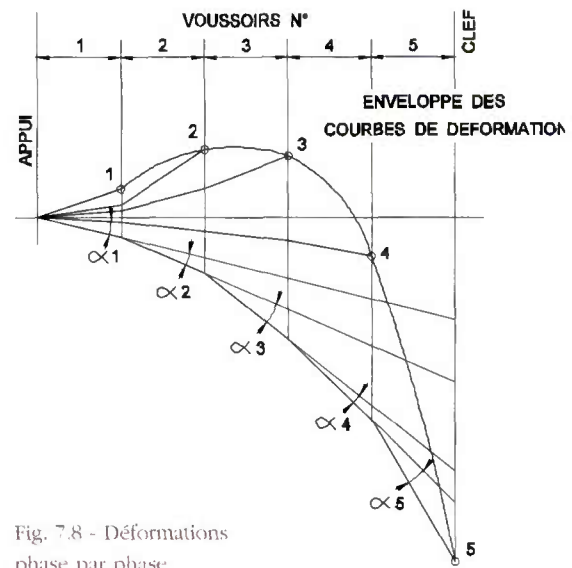


Fig. 7.8 - Déformations phase par phase

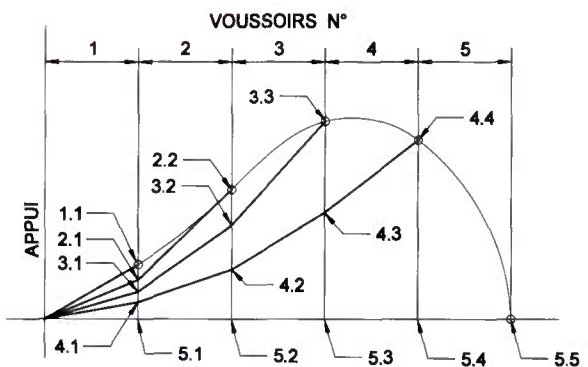


Fig. 7.9 - Correction du profil pour compenser

Les hypothèses de calcul données sur cette figure montrent que, dans la plupart des cas, la différence sera d'autant plus significative si un cycle de moins d'une semaine est utilisé pour couler en place le voussoir et si les voussoirs préfabriqués sont stockés pendant plus de deux semaines.

En tout état de cause, on doit normalement s'attendre à ce qu'un fléau coulé en place soit soumis à des déformations deux ou trois fois plus grandes qu'un fléau équivalent préfabriqué.

Le contrôle de la géométrie du fléau terminé

Le fléau une fois terminé doit être contrôlé en géométrie ; ce contrôle sera effectué le matin à la première heure. Il s'agit de tracer les courbes correspondant à l'ensemble des points de mesure pour obtenir un figuré de la surface obtenue.



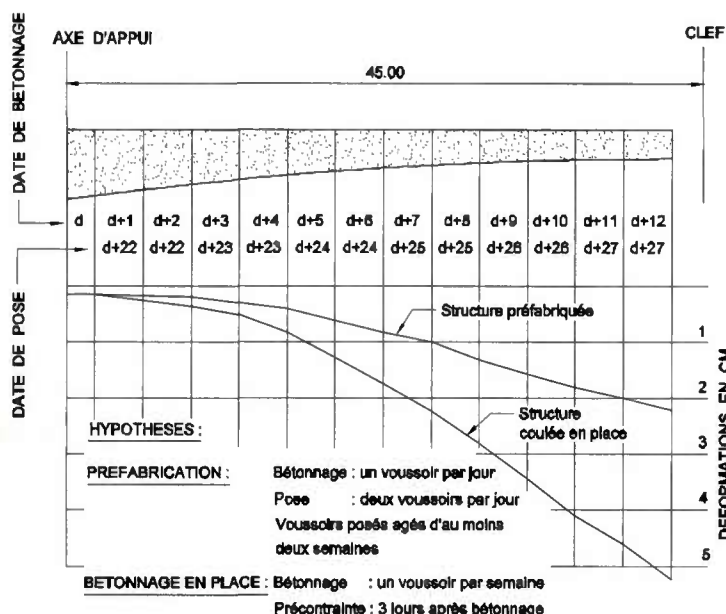


Fig. 7.10 - Comparaison des déformées pour la fabrication et le coulage en place

Le fléau coulé en place présente l'avantage d'avoir été soumis à des corrections à chaque coulage. Il est donc moins fréquent d'avoir à apporter des corrections en fin de fléau.

En cas de décalage d'ensemble du fléau, et si celui-ci repose simplement sur sa pile, il est possible d'agir dans une certaine mesure sur la position du voussoir sur pile pour améliorer la géométrie, par mise en œuvre de vérins hydrauliques, après desserrage des câbles de clouage. Ceci peut conduire à modifier la pyramide de réglage du fléau adjacent s'il n'est pas encore construit. Si les erreurs sont importantes, il faut alors prévoir une rectification du profil en long général.

Si le fléau est encastré sur sa pile, le décalage ne peut être rattrapé que sur la longueur du clavage. Le brêlage du dernier voussoir du fléau avec le fléau en vis-à-vis, ou le chargement de l'encorbellement le plus haut, permet de compenser en partie ce décalage ; une telle manœuvre est cependant peu recommandée car elle présente l'inconvénient de modifier l'état de contrainte prévu dans l'ouvrage.

Lorsque les courbes correspondant à l'ensemble des points de mesure font apparaître des irrégularités locales, les actions suivantes peuvent être envisagées après mise en continuité de l'ouvrage :

- il est possible de raboter les bosses à condition de s'assurer que l'enrobage des aciers reste suffisant,

- si des creux existent, leur traitement nécessite impérativement de les délimiter par un décaissé de 10 mm minimum ; ils pourront ensuite être remplis de résine. Après la pose de l'étanchéité, une première couche d'enrobés sera appliquée, puis rabotée pour affiner le profil, ce qui suppose que l'on a de ce profil une connaissance suffisamment précise, intégrant notamment les effets thermiques. Une seconde couche sera enfin appliquée. Un tel procédé a pour inconvénient de limiter le rechargement de chaussée ultérieur.

- une couche d'enrobés supplémentaire peut suffire à gommer les irrégularités mais cette technique limite aussi les possibilités de rechargement de chaussée ultérieur.

### 7.2.3 - LE CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE TERMINÉ

#### 7.2.3.1 - Le compromis entre mise en service et temps infini

Entre la mise en service de l'ouvrage et une date située 15 ou 25 ans plus tard, le fluage continue d'agir dans la structure. Au-delà, l'évolution des déformations différées n'est, en général, plus significative. Dans la première partie de la vie de l'ouvrage, la déformée du tablier évolue donc, ce qui se traduit dans la plupart des cas par un abaissement de la ligne rouge plus ou moins important suivant les sections considérées.

La ligne théorique à viser lors de la fabrication reste donc à définir.

Considérer que le profil en long théorique doit être obtenu à la mise en service conduirait à une dégradation progressive du confort de l'usager au fil des années, au fur et à mesure que le fluage se développerait dans la structure.

À l'opposé, viser le profil en long théorique à long terme conduirait à mettre en service un ouvrage qui pourrait être inconfortable et qui s'améliorerait progressivement au cours de sa vie.

On opte donc pour un compromis : on considère le profil à atteindre comme situé à mi-distance entre le profil à la mise en service et celui à long terme. Le confort de l'ouvrage



est optimisé en jouant sur l'épaisseur des enrobés que l'on pourra éventuellement adapter au cours des décennies de la vie de l'ouvrage.

Il est indispensable que le profil choisi et le profil effectivement obtenu soient parfaitement définis dans un document dûment référencé. Ces deux éléments feront impérativement partie du dossier de récolement et seront intégrés dans le dossier du point zéro de l'ouvrage.

**7.2.3.2 - Le contrôle de la déformée de l'ouvrage soumis aux épreuves de chargement**

Pour les ouvrages non courants, les essais conduiront à éprouver de manière systématique toutes les sections remarquables de l'ouvrage, à savoir, au minimum, les sections sur appuis et les sections de plus grande flexion en travée.

Lorsque l'ouvrage comporte un grand nombre de travées presque identiques, les épreuves des sections d'appui peuvent être limitées à quelques appuis. En revanche, il convient de maintenir un chargement d'épreuve pour chaque milieu de travée.

Bien que les épreuves de chargement ne soient qu'un simple constat, un certain nombre de précautions particulières sont à prendre.

**Réalisation des mesures**

Lors de la mobilisation des camions d'épreuves, il convient de commencer par charger les appuis. Les mesures topographiques correspondantes sont effectuées à titre d'information. On réalisera ensuite un point zéro permettant de déterminer précisément les dénivelées entre appuis et milieux de travée.

Le tablier de l'ouvrage étant une poutre caisson, il peut être intéressant de réaliser le nivellement de précision à l'intérieur du caisson ; on bénéficie ainsi de bonnes conditions de mesure et on évite les interférences avec les camions.

Avant de réaliser les mesures sous chargement il convient d'observer un temps d'attente de stabilisation de la structure que l'on peut estimer à 10 mn après la fin du positionnement

des camions. Dans tous les cas, les mesures ne pourront commencer qu'après l'arrêt des moteurs de tous les camions.

Les mesures sont réalisées en des points matérialisés par des spits ou des rivets à tête hémisphérique soigneusement mis en place et assurant un point de contact unique avec le talon de la mire. Des visées au laser peuvent également être pratiquées.

**Analyse des résultats**

L'analyse précise des résultats suppose qu'une connaissance suffisante du comportement thermique à vide de l'ouvrage a été acquise et permettra de dissocier les effets thermiques des effets bruts des charges d'épreuves.

Les valeurs de flèches obtenues lors des épreuves sont considérées comme satisfaisantes lorsque les valeurs mesurées, en tenant compte de l'incertitude de la mesure, respectent la fourchette autorisée sur les valeurs calculées (1,1 fois les valeurs probables / 0,8 fois les valeurs probables). Cette fourchette, conforme à la valeur recommandée par le "Guide des épreuves des ouvrages routiers" en préparation au Setra, correspond à une approche par le calcul plus précise que ce qui est habituellement pratiqué aujourd'hui.

Les hypothèses de calcul n'ont pas à être conservatrices, mais à être les plus réalistes possible dès lors que la mesure des grandeurs physiques s'impose. Il est nécessaire en particulier de prendre en compte :

- la déformation d'effort tranchant dans les poutres,
- la participation des superstructures dans la rigidité de la structure,
- la loi de comportement réelle des matériaux issue des essais sur éprouvettes,
- la rigidité des appuis principalement vis-à-vis de la rotation,
- le biais des ouvrages,
- la courbure des structures,
- la fissuration des parties fonctionnant en béton armé et la réduction des inerties de torsion due à la fissuration,

- la largeur participante du hourdis sur appuis,
- la valeur probable de la précontrainte (utilisant les résultats des mesures des coefficients de transmission) pour les ouvrages en précontrainte partielle,
- la géométrie réelle de l'ouvrage, si des incidents de chantier ont conduit à des modifications.

Si les valeurs des flèches ne sont pas satisfaisantes, les résultats doivent être examinés avec un esprit critique, afin d'expliquer les anomalies : non-linéarité du comportement, évolution anormale des flèches mesurées dans une section remarquable, etc... Un nouveau calcul doit établir une fourchette des valeurs théoriques à contrôler sur l'ouvrage, à partir d'hypothèses hautes et basses réalistes faites sur les grandeurs physiques significatives.

Dans tous les cas, le bureau d'études, à l'issue d'une analyse globale, établit une note de synthèse. La décision de déclarer ou non les valeurs de flèches conformes est du ressort du Maître d'ouvrage sur proposition du Maître d'œuvre.

### 7.3 - LE CONTRÔLE DES OUVRAGES PROVISOIRES

Les ouvrages provisoires, hormis échafaudages, plates-formes de travail et gabarits de protection, sont de plus en plus fréquemment classés en première catégorie au sens de l'article 41 du fascicule 65A.

Ce fascicule définit dans son article 42 le rôle du COP, le Chargé des Ouvrages Provisoires.

Il convient de souligner ici qu'en aucun cas, le COP ne se substitue à l'organisme de contrôle externe, agréé par le Ministère du Travail, que ce soit au niveau des études ou de l'exécution sur le site. Ce point important mérite d'être clairement explicité dans les CCTP.

#### 7.3.1 - LE CONTRÔLE D'UN ÉQUIPAGE MOBILE

Les différentes phases de contrôle d'un équipage mobile, depuis sa conception jusqu'à son utilisation, s'articulent de la façon suivante :

- contrôle externe de la note de calcul de dimensionnement de l'équipage portant plus particulièrement sur les éléments porteurs,
- contrôle externe des poutres porteuses par essais de charge, pour examen de leur comportement élastique et évaluation de leurs déformations rémanentes, pour examen des soudures après chargement, et pour mesure et contrôle des flèches.

Ces contrôles sont réalisés par un organisme agréé par le Ministère du Travail du type APAVE, VERITAS, SOCOTEC,...

- contrôle extérieur du maître d'œuvre qui vérifie que tous les documents assurant la traçabilité des différents contrôles existent conformément aux procédures du système qualité de l'entreprise,
- contrôle du fabricant de l'outil ayant pour but de vérifier la conformité des différentes étapes de la fabrication,
- contrôle externe de la conformité du montage de l'équipage sur le voussoir sur pile, réalisé par un organisme agréé une fois le montage terminé et avant bétonnage.

Il faut souligner ici que le contrôle exercé par l'organisme agréé ne se résume pas à un examen visuel de l'état apparent de l'outil. Ce contrôle doit donner un avis global, assurant que l'ensemble des contrôles permettant la réception a été effectué, et garantissant la cohérence entre les études et la réalisation ; il doit se solder par un procès-verbal de réception concluant sur la conformité de l'outil, c'est-à-dire son aptitude à l'usage.

- contrôle par le COP de la conformité du montage de l'équipage sur le voussoir sur pile, réalisé une fois le montage terminé et avant bétonnage,

- contrôle par le COP de la validité de la procédure d'avancement de l'équipage. Cette opération sera complétée par un contrôle interne systématique du respect de la procédure lors de chaque phase d'avancement.

Avant utilisation proprement dite de l'équipage, il est indispensable de définir un nombre maximum de réutilisation des barres à haute résistance constituant les suspentes. Ce nombre sera fixé préalablement au démarrage du chantier (voir paragraphe 7.5).

Enfin, bien que cela ne concerne pas l'outil lui-même mais plutôt l'usage qui en est fait, il convient d'ajouter que l'entreprise effectuera, après avancement de l'outil et avant pose des armatures, un contrôle interne du réglage de l'équipage.

### 7.3.2 - LE MONTAGE À BLANC D'UN ÉQUIPAGE MOBILE

Il ne s'agit pas ici du montage effectué par le fabricant de l'outil en usine, mais d'un montage "test", réalisé généralement sur chantier, pour éprouver les éléments principaux de la structure que sont les poutres porteuses.

Ces poutres sont montées à plat, en opposition, en intercalant des vérins. On vérifie les flèches prises par ces éléments sous des charges atteignant progressivement la charge nominale représentant les efforts subis en service.

### 7.3.3 - LES ÉTAIEMENTS

Le fascicule 65A traite des ouvrages provisoires par son chapitre IV, et plus particulièrement des étalements par son article 45.

#### 7.3.3.1 - Contrôle de la portance du sol

Le contrôle de la portance des étalements doit être traité dans le PAQ de l'entreprise.

Un contrôle du sol devant supporter l'étalement est indispensable. Pour cela, on peut pratiquer l'essai sous chargement statique à la plaque défini par la norme NF P 94-117-1 d'avril 2000. Il s'agit de déterminer une valeur de module du sol en le soumettant à l'action d'une plaque de diamètre et de rigidité normalisés selon un mode opératoire normalisé, puis en mesurant son enfoncement.

L'essai à la plaque fournit un module, mais les justifications de calcul des étalements sont exprimées sous forme de pressions exercées sur le sol. On peut considérer pour les cas courants de semelles d'étalement de 1 m x 1 m ayant un tassement limité à 3 mm et pour un sol ne présentant pas de couches molles sous-jacentes, que le contrôle de portance sera réalisé en supposant que la valeur du module à la plaque  $Ev_2$  est 350 fois supérieure à la pression admissible du sol.

Dans le cas d'étalement de type vertical, il convient d'être particulièrement attentif aux risques de tassements différentiels qui existent du fait de la présence d'un nombre notable d'appuis, et à l'effet des tassements successifs sur la géométrie et les sollicitations.

#### 7.3.3.2 - Contrôle du matériel

Le contrôle du matériel constituant les étalements doit être traité dans le PAQ de l'entreprise.

Il convient de souligner ici le danger que représente un certain laxisme en matière de contrôle du matériel utilisé. La pratique du "bricolage" peut conduire rapidement à des catastrophes. Le COP doit ainsi certifier que l'ensemble des éléments qui constituent les étalements est fonctionnel.

Pour le contrôle des étalements, il faut tenir compte de deux paramètres, l'usure du matériel et son état de corrosion.

L'usure du matériel correspond au fait que celui-ci a déjà été utilisé sur d'autres chantiers. Le fascicule 65A (article 4 de l'annexe B, en complément de l'article 44) prévoit la prise en compte d'un coefficient  $\alpha$ , réduisant sa capacité portante. La valeur de ce coefficient peut descendre jusqu'à 0,75 pour un nombre d'usages successifs supérieur à 10.

La corrosion à laquelle a été soumis le matériel du fait de ses différents emplois et des périodes de stockage est prise en compte dans les calculs, selon la même démarche, par un coefficient minorateur  $\beta$  égal à :



État de corrosion	$\beta$
Absence de corrosion	1
Corrosion légère (présence d'oxyde modifiant la teinte de l'élément)	0,95
Corrosion notable (particules d'oxyde de faible dimension et de faible épaisseur)	0,85
Corrosion importante : l'élément ne peut être utilisé	

Les deux coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  se cumulent.

7.3.3.3 - Contrôle de la mise en œuvre

Le contrôle de la mise en œuvre des étaie-  
ments doit être traité dans le PAQ de l'entre-  
prise.

Les contrôles doivent être ciblés là où se  
situent les risques majeurs dans la constitution  
des étalements. Il convient ainsi :

en pied d'étalement :

- de contrôler que les sorties de vérins  
données par le fabricant ne sont pas  
dépassées,
- de vérifier que la plate-forme a été assainie  
pour canaliser les ruissellements,
- de s'assurer que les rallonges et calages de  
fortune ont été évités.

en partie intermédiaire :

- de contrôler le contreventement des tours,  
des mâts, des poutrelles,
- de vérifier la convergence des nœuds de la  
structure du cintre,
- de s'assurer de la reprise correcte des efforts  
horizontaux.

en tête d'étalement :

- de respecter les mêmes précautions qu'en  
pied,

- de vérifier le bon centrage des madriers ou  
poutrelles dans les fourches,
- de s'assurer que tout risque de déplacement  
relatif intempestif est évité au droit des  
contacts métal-métal.

au niveau des platelages :

- de contrôler que les zones de transmission  
des charges ont été raidies,
- de vérifier que tout empilage irrégulier et/ou  
complexe a été évité,
- de s'assurer de la fiabilité des conditions  
d'appui,
- de vérifier l'existence de butées latérales en  
cas de risque de glissement,
- de s'assurer que des contreventements  
existent dans toutes les directions.

7.3.3.4 - Contrôle des déformations

Il convient de contrôler les déformations  
de l'étalement pendant toute la durée du  
bétonnage, et de surveiller l'évolution des  
tassements du sol support. Une solution  
simple permettant à un ouvrier de surveiller  
les tassements peut consister à fixer sous le  
cintre des barres verticales qui viennent,  
au niveau du sol, devant un marquage fixe  
indépendant.

Le contrôle des flèches permet :

- de vérifier si l'on obtiendra bien le profil  
final recherché,
- de déceler toute anomalie qui pourrait  
constituer les prémices d'un accident.

7.4 - LE CONTRÔLE DES BÉTONS

L'article 76 du fascicule 65A du CCTG détaille  
tous les éléments relatifs au contrôle de la  
fabrication et de la mise en œuvre du béton.

7.4.1 - LE CONTRÔLE  
DES CONSTITUANTS

L'article 23 du fascicule 65A décrit les modalités  
du contrôle des constituants ; on peut cepen-  
dant y apporter quelques compléments.



#### 7.4.1.1 - Le contrôle de l'eau de gâchage

L'eau de gâchage doit être conforme à la norme P 18-303 d'août 1999. Celle-ci prescrit des tests d'aspect et des essais chimiques et définit les méthodes d'essais, la fréquence de ces essais et une évaluation de la conformité de l'eau testée.

Une eau potable est en général conforme à la norme. Dans certaines conditions climatiques particulières, notamment tropicales, les exigences de la norme peuvent cependant ne pas être respectées par l'eau potable.

L'eau de mer est strictement interdite.

#### 7.4.1.2 - Le contrôle des ciments

Le contrôle de réception réalisé à partir de l'essai d'identification rapide défini par la norme P 15-466 d'août 1983, permet à l'entrepreneur de s'assurer de la conformité des ciments au moment de chaque livraison. Des prélèvements conservatoires sont alors opérés.

Des essais de contrôle externe réalisés dans le cadre de la norme P 15-300 de décembre 1981 permettent à l'entrepreneur de confirmer cette conformité. Ces essais peuvent être par exemple :

- la mesure de la surface spécifique,
- la détermination de la résistance à deux jours,
- la teneur en anhydride sulfurique  $\text{SO}_3$ , ou en équivalent  $\text{Na}_2\text{O}$ , ou essai de retrait, pour les ciments soumis à l'action des sels de déverglaçage,
- la mesure de la chaleur d'hydratation, de la teneur en aluminat tricalcique  $\text{C}_3\text{A}$ , ou essai de retrait si ces caractéristiques sont sensibles, ...

Des essais de contrôle extérieur sont effectués par le maître d'œuvre et son laboratoire.

#### 7.4.1.3 - Le contrôle des granulats et des additifs

Le contrôle interne doit s'appliquer à deux niveaux : celui du producteur et celui de l'entrepreneur. Ses éléments essentiels sont :

- pour les sables : ES, granulométrie, finesse, hygrométrie,
- pour les gravillons et cailloux : granulométrie et propreté,
- pour les granulats : teneurs en sulfates, sulfures et chlorures,
- pour les additions : date de péremption, caractéristiques spécifiées par les normes.

Le contrôle externe de l'entrepreneur est constitué par un contrôle de réception qui pourra être complété éventuellement par des contrôles par sondage correspondant aux essais prévus par la norme P 18-540 d'octobre 1997. On peut y ajouter le contrôle des conditions de stockage des granulats et des additifs.

#### 7.4.1.4 - Le contrôle de la potentialité de réaction alcali des granulats

Les grands ouvrages sont le plus souvent classés en genre C. En conséquence, seuls seront utilisés pour leur construction des granulats NR, c'est-à-dire non réactifs, ou PRP c'est-à-dire potentiellement réactifs à effet de pessimum.

Le contrôle de la potentialité de réaction alcali des granulats est un sujet complexe qui est abordé de façon détaillée dans les "Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction" du LCPC, et dans le document annexe "Guide pour l'élaboration du dossier carrière".

Le "Guide pour la rédaction des pièces écrites des marchés" du Setra concernant la "Prévention des désordres dus à l'alcali-réaction" donne par ailleurs les clauses à insérer dans les pièces écrites des DCE et des marchés.

#### 7.4.1.5 - La réaction sulfatique du béton

##### Présentation

La dégradation des bétons par les sulfates est connue depuis le début du siècle. Elle peut avoir une origine externe ou interne.

D'origine externe, elle est due aux émanations industrielles, à la présence d'eau de mer, ou à l'action des constituants du sol en contact avec le béton (c'est le cas du gypse par

exemple). Elle est connue et les recommandations de la norme NFP 18-011 de juin 1992 permettent de la maîtriser par le choix des types de ciment et de la formulation des bétons.

D'origine interne, elle fait intervenir les sulfates du ciment, dont la présence est de toute manière nécessaire pour ralentir la prise. Elle est moins connue car d'apparition assez récente. C'est en effet en 1986 que l'on rapporte l'existence, dans des pièces préfabriquées, de désordres qui extérieurement présentent un aspect similaire à ceux provoqués par l'alcali réaction, mais qui ne relèvent pas de cette pathologie.

Cette activité sulfatique d'origine endogène, modifiant les réactions d'hydratation du béton, a été observée dans de nombreux pays, alors que l'intérêt qu'y porte la France est assez récent. Il est vrai que ce phénomène reste limité, puisqu'il ne concerne aujourd'hui dans notre pays que seulement une dizaine d'ouvrages. Cependant, certaines conditions de mise en œuvre et certaines tendances actuelles semblant favoriser son apparition, il apparaît nécessaire de résumer l'état actuel des connaissances sur ce point ([DIV 98] et [DIV 00]).

### *Les paramètres*

Si l'alcali réaction du béton est régie par les trois paramètres principaux que sont l'humidité, la teneur en alcalins et la teneur en silice réactive, la réaction sulfatique du béton apparaît comme plus complexe.

L'humidité est indispensable. Les parties de structure soumises à une alternance d'humidification et de séchage, comme celles qui sont exposées au marnage, sont encore plus vulnérables.

L'élévation de la température est également importante. La limite à ne pas dépasser varie suivant les auteurs, leurs recommandations relevant davantage du principe de précaution que d'études objectives. Cependant, cette température limite est liée à la nature du ciment, une faible teneur en sulfates et en alcalins autorisant une température limite plus élevée.

La composition du ciment intervient donc par la teneur de trois de ses constituants ; il s'agit de l'aluminate tricalcique, des sulfates et des alcalins.

La nature des granulats doit enfin être évoquée. En effet, avec un granulat calcaire, la pâte de ciment a une meilleure adhérence, ce qui semble défavoriser les dissolutions interstitielles.

On constate que le nombre de paramètres est plus important que dans le cas de l'alcali réaction. Il s'agit donc d'un phénomène plus complexe, dont la fréquence d'occurrence est moindre.

### *Les désordres, analyses et précautions*

Les désordres constatés ont pour origine trois causes :

- une construction systématiquement réalisée en période estivale, période durant laquelle la température du béton est plus élevée,
- le choix de ciments trop riches en composants à risques,
- l'utilisation de ciments très exothermiques.

On constate donc l'importance qu'il convient d'accorder au choix des ciments. On dispose en effet aujourd'hui de ciments dont les clinkers sont broyés de plus en plus finement, qui sont donc particulièrement nerveux et qui montent fortement en température.

Ce risque apparaît d'autant plus important que la pièce considérée est massive ; dans ce cas, on aura donc soin de retenir des ciments moins exothermiques.

Il existe quelques textes réglementaires qui traitent au moins partiellement de ce problème :

- la norme ENV 13 670-1 de septembre 1999 (exécution des ouvrages en béton), dont le paragraphe 8.5 "Cure et protection des bétons coulés" limite à 65° C la température dans les pièces massives ;
- la pré-norme européenne Pr EN 13 369 de 1999, qui impose des essais et conseille des températures limites très basses.

La France est, dans ce domaine, en retard sur beaucoup d'autres pays industrialisés. Dans l'état actuel de nos connaissances, il apparaît raisonnable de vérifier l'humidité du milieu : si celui-ci est sec, les risques sont naturellement très faibles ; si le milieu est humide, il faut prendre toutes les dispositions nécessaires pour que la température du béton ne dépasse pas 65 à 70° C et préférer des ciments à faible teneur en alcalins. En effet, accepter des températures de béton pouvant s'élever jusqu'à 80 ou 90° C ne serait pas raisonnable et risquerait de réduire la durée de vie de nos ouvrages.

**7.4.1.6 - L'épreuve de convenance  
et l'épreuve de contrôle**

L'épreuve de convenance permet de vérifier que la formule nominale du béton et les conditions de mise en œuvre permettent de satisfaire avec une grande probabilité aux exigences du marché en matière de résistance et de conditions de mise en place. Elle permet en particulier de vérifier la capacité du béton à résister au gel et à l'action des sels de déverglaçage, lorsque cela s'avère nécessaire. L'article 77.1 du fascicule 65A renseigne sur les implications de cette épreuve.

L'épreuve de contrôle permet de s'assurer de la conformité d'un lot de béton. La procédure de contrôle est détaillée par l'article 77.2 du fascicule 65A.

**7.4.2 - LES ÉPREUVES D'INFORMATION**

**7.4.2.1 - L'épreuve d'information  
principale**

L'épreuve d'information a pour but de vérifier que dans les conditions réelles de durcissement, notamment du point de vue de la température ambiante, la résistance atteinte au jeune âge  $j$ , correspondant à une phase de construction très précise, est supérieure à une valeur  $f_{cj}$  prédéterminée.

Cette valeur  $f_{cj}$  est fixée après étude, pour assurer que la résistance du béton est compatible avec les modalités d'exécution prévues au PAQ, en particulier dans le programme de bétonnage ou dans le programme de précontrainte.

Ces épreuves concerneront par exemple :

- le décoffrage des levées de piles,
- le décoffrage des chevêtres de piles,
- le décoffrage des encorbellements latéraux de la section du tablier,
- l'enlèvement de l'outil coffrant l'intérieur du caisson,
- le décintrement des parties d'ouvrage réalisées sur cintre,
- la mise en tension de certains câbles (en général les câbles de fléau) : la valeur de  $f_{ij}$  présente alors autant d'intérêt que celle de  $f_{cj}$ ,
- une opération de mise en charge provisoire ou définitive.

L'épreuve d'information peut aussi avoir d'autres buts comme par exemple de vérifier que la compacité du béton, véritable garantie de pérennité, est conforme à ce qui était attendu.

**7.4.2.2 - Les épreuves d'information  
complémentaires**

Des essais complémentaires sont en général pratiqués dès le 7<sup>ème</sup> jour pour s'assurer que la résistance à la compression requise à 28 jours sera bien obtenue.

Un troisième type d'épreuves d'information peut éventuellement être réalisé pour acquérir des renseignements sur d'autres caractéristiques du béton que celles spécifiées au marché, comme le module d'élasticité, la résistance à la traction (si elle n'était pas l'objet de l'épreuve d'information principale), la résistance à long terme, les effets du fluage,... Ces épreuves peuvent être considérées dans ce cas comme des épreuves de contrôle.

**7.4.2.3 - Les conditions de réalisation**

Les éprouvettes destinées aux épreuves d'information seront confectionnées et conservées conformément aux prescriptions de la norme P18-405, ainsi qu'à celles des articles 1.5 et 6.3 du fascicule de documentation P18-504.



La cure du béton sera réalisée conformément aux recommandations de l'article 74.6 du fascicule 65A.

### 7.4.3 - LA MATUROMÉTRIE

#### 7.4.3.1 - Le principe de la maturométrie

Le principe de base de la maturométrie repose sur l'existence d'une relation entre la quantité de chaleur dégagée par un béton au moment de la prise et ses propriétés mécaniques.

Ainsi, si l'on fait subir à un même béton des histoires thermiques différentes mais si les quantités de chaleur totales dégagées depuis l'origine de la fabrication sont les mêmes, alors les résistances mécaniques seront égales.

En terme physique, cela traduit le fait que le degré d'hydratation du béton sera identique.

La loi d'Arrhénius permet d'élaborer une expression de l'évolution de la résistance d'un béton en fonction d'un paramètre temporel, le concept d'âge équivalent, indépendant de la température. Le béton est alors caractérisé de façon intrinsèque par une courbe dite "courbe de référence".

#### 7.4.3.2 - Évaluation pratique des résistances

La courbe de référence est établie en effectuant à des dates précises des mesures de résistance sur des éprouvettes normalisées conservées à 20° C. Un suivi thermique du béton de ces éprouvettes permet alors de calculer un âge équivalent de ce béton, à la température de référence désirée, pour chacune des dates de casse.

Cette dernière opération nécessite la connaissance de l'énergie d'activation apparente du béton, liée à la nature du ciment et à corriger en fonction de la température.

Par ailleurs, des thermistances reliées à une centrale de mesure sont mises en place dans le béton de la partie d'ouvrage que l'on vient de couler, et les valeurs de la température sont enregistrées à intervalles réguliers.

Pour exploiter les mesures, il convient alors de :

- transformer l'âge réel du béton en âge équivalent (temps nécessaire au béton en conditions isothermes à 20° C pour développer le même degré d'hydratation),
- lire sur la courbe de référence du béton la valeur de résistance correspondant à ce temps équivalent.

Cette évaluation peut être effectuée directement par le maturomètre qui affiche la résistance atteinte par le béton aux différents points où les thermistances ont été implantées.

#### 7.4.3.3 - Intérêt de la maturométrie

Les éprouvettes expérimentées lors des épreuves d'information présentent dans la pratique des historiques de température qui sont fort différents de ceux du béton de l'ouvrage. Les mesures de résistance obtenues à partir de ces éprouvettes sont donc entachées d'un risque de mauvaise représentativité.

De plus, la validité de l'essai de compression pratiqué au laboratoire est altérée par le mode de démoulage des éprouvettes.

L'intérêt de la maturométrie est de ce fait mis en relief, puisque ce procédé s'affranchit d'une évolution différente de la température pour se référer uniquement à la quantité globale de chaleur. Elle présente aussi l'utilité de mesurer la température maximale atteinte au cœur du béton.

La réduction importante du nombre d'éprouvettes est aussi une retombée intéressante de ce procédé, même s'il est indispensable d'en maintenir une quantité suffisante pour garantir une validité correcte des mesures. On maintiendra par exemple, pour cinq informations par maturométrie, une éprouvette pour épreuve d'information classique.

#### 7.4.3.4 - Les choix nécessaires pour l'utilisation

Dans le domaine théorique, il convient de choisir une valeur d'énergie d'activation qui corresponde à la nature du ciment, aux ajouts éventuels effectués (ajout de filler par exemple), et à la température ambiante extérieure. Cette énergie d'activation sera



ensuite confirmée ou ajustée par les courbes résistance/âge équivalent obtenues à partir des essais sur éprouvettes.

Ces essais sont réalisés sur des éprouvettes conservées à différentes températures : par exemple à l'extérieur, dans le laboratoire, dans une caisse isotherme placée dans le laboratoire, ...

L'étalonnage peut s'avérer assez long ; on aura donc soin de prévoir un délai suffisant à partir du moment où la formule du béton est arrêtée (3 à 4 mois peuvent être nécessaires). On notera que le maturomètre est un appareil qui doit être ré-étalonné régulièrement (voir données constructeur).

En ce qui concerne les mesures elles-mêmes, le premier choix à faire est de déterminer les endroits critiques de la structure où l'évolution de la résistance est représentative de l'opération que l'on souhaite contrôler.

Si l'on désire connaître l'âge auquel il va être possible d'avoir la résistance nécessaire au décoffrage, on instrumentera la zone recevant la dernière gâchée de béton mise en place. Il convient également de positionner les thermocouples dans le béton de façon à obtenir des renseignements représentatifs des différentes parties de la poutre caisson du tablier par exemple.

Pour tenir compte d'une part de l'effet de masse dans les âmes, bénéfique pour la maturité du béton, mais aussi de l'influence des déperditions calorifiques dans le hourdis supérieur près des bords, on placera les sondes de prise de température par exemple selon le schéma 7.11 proposé ci-dessous.

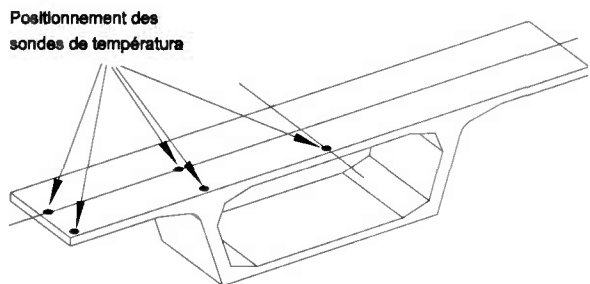


Fig. 7.11 - Maturométrie : exemple d'implantation des sondes

7.4.4 - LE CONTRÔLE DE LA MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS

7.4.4.1 - La mise en œuvre

Pour la réalisation des voussoirs coulés en place, la cinématique de construction prévoit en général de commencer toujours par le même côté du fléau. Cette cinématique pourra être aménagée par inversion de l'ordre de bétonnage si les relevés de nivellement font apparaître un écart systématique entre les deux encorbellements du fléau.

Le contrôle de la mise en œuvre du béton doit porter sur les points suivants :

- la propreté du fond de coffrage,
- la disponibilité et l'état du matériel nécessaire,
- la mise hors pression des vérins de réglage du contre-moule, dans le cas d'un voussoir préfabriqué en cellule,
- la conformité de la composition du béton livré sur le bon de livraison. Il est nécessaire d'insister ici sur les informations que doit apporter le bon de livraison : celui-ci doit indiquer les écarts en pourcentage entre poids théorique et poids réel des constituants ; il doit également fournir la teneur en eau des granulats afin que la quantité d'eau totale puisse être recalculée ,
- le slump test et l'estimation de l'air occlus. Lorsque le béton est fluidifié, le slump test devient délicat à utiliser ; les enregistrements wattmétriques des efforts du moteur du malaxeur sont alors un outil précieux et seront joints aux bons de livraison. La présence de cette indication fera partie des contrôles lors de la livraison,
- lors de la mise en œuvre du béton, le respect du plan de bétonnage (fascicule 65A article 75.3) : temps maximal entre la fin de la fabrication du béton et la fin de sa mise en œuvre, phases de bétonnage, hauteur de chute, vibration, talochage de la surface supérieure du hourdis inférieur non coffrée,
- en fin de bétonnage, l'état de surface, la mise en place des protections thermiques éventuelles, le nettoyage des attentes, le traitement des surfaces de reprise,

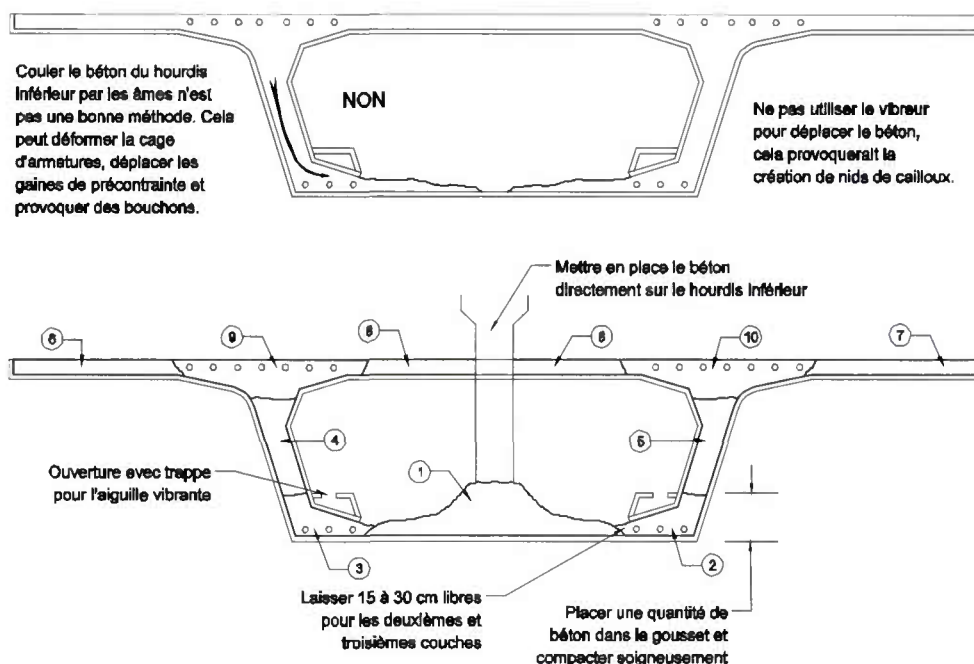


Fig. 7.12 - Précautions à prendre pour le bétonnage des voussoirs

- le bon fonctionnement des éventuels dispositifs thermiques.

Il convient d'insister particulièrement sur les précautions à prendre concernant le suivi du plan de bétonnage. La figure 7.12 ci-dessus en rappelle l'essentiel.

Ces précautions peuvent être complétées, dans le cas du bétonnage de voussoirs de grande hauteur, par l'utilisation de tubes, démontés au fur et à mesure de l'opération, qui limitent la hauteur de chute du béton et réduisent ainsi le risque de ségrégation.

L'obtention d'un bétonnage de qualité, c'est-à-dire sans ségrégation ni existence de vides, passe par une vibration contrôlée du béton. Les précautions principales à prendre sont récapitulées sur la figure 7.13 ci-dessous. La nécessité de contrôler que les ouvriers ne vibrent pas au voisinage immédiat des gaines de précontrainte est à souligner particulièrement. On peut compléter ces précautions en prévoyant la mise en place de conduits de guidage de l'aiguille vibrante, constitués de métal déployé façonné en cylindre, bien fixés aux armatures.

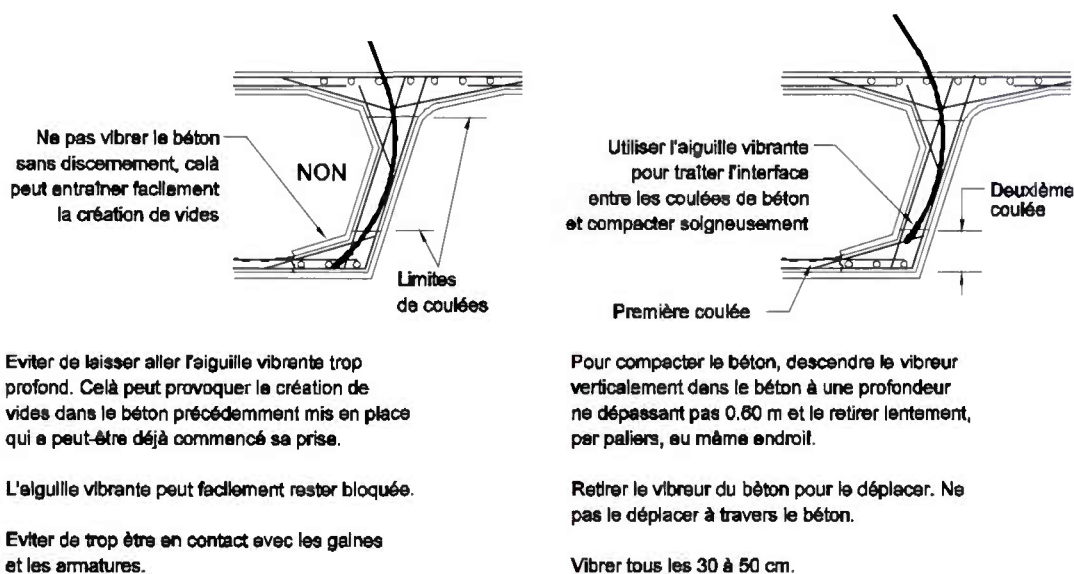


Fig. 7.13 - Précautions à prendre pour la vibration du béton

Les derniers contrôles de mise en œuvre du béton consistent à :

- vérifier que la résistance requise a été atteinte avant d'autoriser le décoffrage,
- effectuer une vérification générale du voussoir, que ce soit en extrémité de fléau ou sur l'aire de réception pour un voussoir préfabriqué.

En ce qui concerne les voussoirs préfabriqués, l'opération de contrôle sur l'aire de réception se termine par l'identification du voussoir par un numéro spécifique peint sur le béton de l'âme à l'intérieur du caisson du côté du masque.

Des précautions particulières doivent être prises pour la fabrication et la mise en œuvre du béton lorsque la température mesurée sur le chantier est inférieure à 5° C ou supérieure à 25° C. Il s'agit alors de mettre en place les dispositions nécessaires pour obtenir un béton dont la température sera de l'ordre de 15 à 20° C sans descendre en dessous de 5° C ni dépasser 40° C pendant sa fabrication.

Pour de plus amples détails, on pourra consulter les livres "Procédés généraux de construction - tome 1" de J. Mathivat et C. Boiteau, et "Le béton hydraulique - mise en œuvre" de J.M. Geoffray [GEO 96], qui présentent de manière détaillée ces différentes dispositions.

En ce qui concerne le traitement des reprises de bétonnage, on respectera les recommandations de l'article 74.3 du fascicule 65A.

#### 7.4.4.2 - Le voussoir d'essai

Dans tous les cas, il est absolument indispensable de réaliser un voussoir d'essai, qui peut d'ailleurs être réduit pour des raisons d'économie à un demi voussoir d'essai.

Cet élément sera fabriqué dans les conditions réelles du chantier pour être réellement représentatif des difficultés de bétonnage des voussoirs.

Cet élément doit être le reflet des différentes difficultés que l'on prévoit de rencontrer sur le chantier et celles-ci y seront donc artificiellement cumulées. Le voussoir d'essai aura ainsi en général une longueur minimale de deux mètres de façon à pouvoir comporter un bossage d'ancrage de précontrainte.

On pourra ainsi en particulier :

- s'assurer de la convenance des parements (couleur, aspect, ...),
- vérifier la méthodologie de bétonnage (mise en place, vibration, séchage),
- vérifier la tenue du béton frais dans les hourdis inférieurs dont le dessus n'est pas coffré,
- vérifier la faisabilité de la mise en œuvre des gaines intérieures, des monotorons transversaux et des armatures passives particulièrement dans les points singuliers,
- vérifier que les références physiques de réglage du tracé des gaines de précontrainte sont réalistes, non ambiguës et bien comprises par les acteurs du chantier.

Cette mise en œuvre pourra être accompagnée d'enregistrements de températures pour en mesurer les différences et l'évolution dans le temps ; elle pourra être suivie de prélèvement d'éprouvettes pour contrôle ultérieur.

La réalisation du voussoir d'essai doit faire l'objet d'une procédure spécifique.

### 7.4.5 - LA MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS HAUTES PERFORMANCES

Concernant la fabrication et la mise en œuvre d'un béton à hautes performances, un certain nombre de précautions particulières spécifiques doivent être prises.

La centrale à béton doit être équipée pour gérer la fumée de silice, ce qui nécessite une bonne formation du centraliste.

Lors de son transport, le béton se comporte dans la toupie comme un fluide, avec les risques de déversement que cela comporte. Il convient donc d'être vigilant.

Compte tenu de la fluidité des BHP, les mesures de consistance du béton frais sur chantier doivent être réalisées par mesures d'étalement à l'aide de la table à chocs conformément aux normes P 18-432 et NF EN 12350-5. En effet, les mesures de slump ne sont ni adaptées, ni significatives pour les bétons fluides.



La mise en œuvre du béton nécessite un coffrage particulièrement étanche, la moindre perte de laitance pouvant se traduire par une ségrégation. Le talochage et le réglage des surfaces doivent être réalisés par des équipes sensibilisées au comportement visqueux et collant de ce type de béton.

Dans le cas d'ouvrage à inertie variable, l'inclinaison du hourdis inférieur des voussoirs au voisinage des piles peut être telle que le béton tende à glisser dans la sens de la pente. Il est donc nécessaire de coffrer l'extrados du hourdis. Il peut être alors intéressant d'utiliser des bétons de consistances différentes pour les âmes et les hourdis ; dans ce cas, des essais en vraie grandeur sont nécessaires.

La cure du BHP doit également être plus soignée et plus intense que celle d'un béton ordinaire. Le BHP est en effet davantage soumis au phénomène de dessiccation car l'eau interne au béton ayant été consommée par hydratation, il n'y a pratiquement plus d'eau libre. Si cette contrainte présente un avantage pour la durabilité du béton, elle risque cependant de provoquer une fissuration dans les zones où le retrait peut être gêné. On sera donc dans ce cas attentif au ratio de ferrailage passif à mettre en œuvre et à sa conception qui doit privilégier des diamètres modérés et un entraxe réduit. Ceci est vrai en particulier pour la construction en encorbellement de voussoirs coulés en place.

## 7.5 - LE CONTRÔLE DU COFFRAGE

Les contrôles du coffrage de l'équipage mobile, ou celui de la cellule de préfabrication, sont essentiellement les suivants :

- contrôle des numéros et indices des plans utilisés (qui doivent impérativement être des plans visés),
- contrôle de la propreté de la zone de travail et soufflage des fonds de coffrage avant mise en place des armatures,
- contrôle avant chaque fermeture du coffrage que les surfaces de reprise sont purgées et nettoyées de tout dépôt de laitance,
- contrôle de la stabilité des étalements, des tiges de serrage, de la rigidité d'ensemble,
- contrôle de l'état du matériel : état de la structure, planéité des panneaux, non déformation des bords formant joints, étanchéité des différents cordons et bandes de mousse, état, propreté, élimination des traces de laitance et d'oxydation, et huilage de la peau,
- contrôle des tolérances de désaffleurement des panneaux et de la conformité des dimensions par rapport aux plans,
- contrôle des vérins hydrauliques sous le voussoir en contre-moule : rectitude, appui franc, fonctionnement des écrous de sécurité,
- contrôle de la conformité aux plans des inserts et des fixations prévus : implantation, dimensions, type et nombre.

Concernant la construction de voussoirs coulés en place, il est essentiel d'insister sur la nécessité de respecter scrupuleusement les procédures de déplacement des outils de coffrage, et d'assurer un contrôle systématique des éléments de support et de fixation.

Les accidents sont évités par la rigueur dans l'action de contrôle.

On assurera en particulier un contrôle visuel systématique des suspentes pour vérifier leur rectitude, l'absence de trace de choc ou de point de soudure.

On vérifiera aussi que le vissage des écrous reste aisé et que les contacts d'appui des écrous sur les platines sont francs. En cas de doute, la suspente sera mise au rebut - ou mieux, débitée en morceaux d'un mètre - et remplacée.

De plus, on définira un nombre de réutilisation maximum de 30 à 40 pour les suspentes, qui seront systématiquement remplacées une fois ce nombre atteint. Une possibilité de suivi du nombre d'utilisations peut être l'apposition d'une marque à l'aide de peinture pour chacune d'entre elles. Il va sans dire que les suspentes doivent être neuves au démarrage du chantier.



## 7.6 - LE CONTRÔLE DU FERRAILLAGE

Les principaux contrôles à effectuer sur le ferrailage d'un voussoir à couler sont les suivants :

- contrôle des numéros et indices des plans utilisés ;
- contrôle de réception des aciers : existence de la fiche d'homologation, état des aciers (rectitude, rouille profonde, salissure), conformité à la nomenclature, soudure ;
- contrôle de la conformité au plan d'armatures : diamètre, longueur et façonnage ;
- contrôle de la mise en œuvre : position, enrobage et calage, solidité du ligaturage des cales qui seront propres et en béton, absence de contact entre ces ligatures et la paroi proche, longueur de recouvrement des aciers et attentes ;
- contrôle de la stabilité, de la rigidité et de la tenue de l'ensemble de la cage en vue du bétonnage. L'utilisation de chaises pour rigidifier une cage trop souple est à éviter. On préférera l'utilisation de cadres qui pourront permettre la constitution de poutres de rigidité.

Il convient d'être particulièrement vigilant en ce qui concerne les armatures de frettage nécessitées par l'application d'efforts concentrés. Ainsi, la position des frettes des ancrages de précontrainte devra-t-elle être contrôlée avec précision : centrage autour de la tromplaque conforme à l'implantation théorique, écart de positionnement réduit au minimum. Dans ces zones, on sera attentif à disposer de plans élaborés à une échelle suffisante pour une gestion précise des positions et des encombrements des armatures ; dans certains cas particulièrement critiques il pourra être fait appel à une modélisation tridimensionnelle. Le voussoir d'essai (voir 7.4.4.2) donnera de précieuses indications à propos de la faisabilité des dispositions pressenties.

On sera également attentif, dans le cas de pièces dont le coffrage présente un ou deux axes de symétrie mais dont le ferrailage est dissymétrique, à ce qu'il n'y ait pas d'inversion de la cage d'armatures.

Le contrôle du ferrailage sera accompagné du contrôle des inserts prévus dans l'élément de structure considéré.

## 7.7 - LE CONTRÔLE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

La mise en précontrainte est effectuée sous la direction d'un responsable spécialement qualifié, dit CMP, c'est-à-dire Chargé de la Mise en Précontrainte, dont la compétence, reconnue par l'entreprise distributrice du procédé de précontrainte utilisé, est justifiée auprès du Maître d'œuvre. L'article 95.1 du fascicule 65A détaille la mission du CMP.

### 7.7.1 - LE CONTRÔLE DES MATÉRIAUX

#### 7.7.1.1 - L'approvisionnement

Les conditions de livraison des armatures de précontrainte sont conformes à l'article 5 du fascicule 4 Titre II. Le renouvellement de la protection se fait en respectant les stipulations de l'article 66.2 de l'additif au fascicule 65A.

L'ensemble des pièces constitutives des ancrages est livré en assurant des conditions de protection conformes aux prescriptions de l'article 92.1.2 du fascicule 65A et de l'article 71.2 de son additif. Elles respectent également les prescriptions de l'article 3.5 de la circulaire n° 86-64 du 4 septembre 1986 sur les conditions de livraison des pièces et les vérifications à effectuer.

#### 7.7.1.2 - Le stockage

Ses modalités sont définies par le fascicule 65A (article 92.1.3 du fascicule et article 76.2 de l'additif au fascicule, complétés par les articles 4.1 à 4.3 de la circulaire 94-34 du 19 avril 1994). Le contrôle des conditions de stockage des fournitures de précontrainte doit être assuré avec vigilance. On vérifie en particulier que :

- les bobines d'acier dur de précontrainte, qui ont été huilées en usine, sont entreposées dans un local clos et ventilé, les couronnes étant isolées du sol par des bastaings ou des palettes ;

- les stockages provisoires avant mise en œuvre sont réalisés sous bâches ventilées en évitant le contact bâche-métal, ou sous abri avec toit amovible ; on évite d'interposer des pièces de bois chargé en tanin qui peut affecter le huilage ;
- les ancrages sont entreposés sous abri ventilé, les caisses ou emballages étant isolés du sol par des bastaings ou des palettes, et les clavettes sont maintenues dans leur emballage d'origine jusqu'à leur utilisation ;
- les conduits sont stockés sous des bâches ventilées en fagots isolés du sol par des bastaings.

### 7.7.2 - LE CONTRÔLE DE LA MISE EN PLACE

La précision de la mise en place des composants de la précontrainte ne peut être que celle d'un chantier : il est difficile d'exiger une précision supérieure à 5 mm. Les calculs et les dispositions constructives doivent en tenir compte.

#### 7.7.2.1 - La géométrie des conduits

Le contrôle de la mise en place des conduits est un sujet sensible. Des désordres ont en effet lieu régulièrement sur les chantiers à cause d'un positionnement insuffisamment assuré.

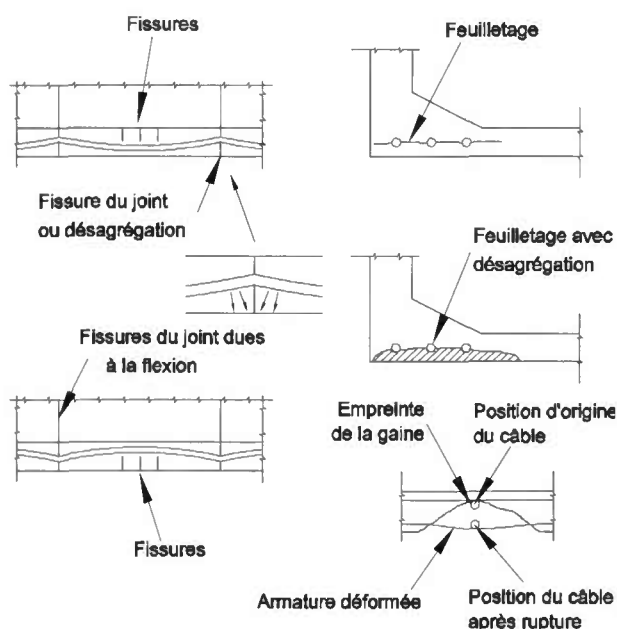


Fig. 7.14 - Risques liés à une mauvaise maîtrise de la géométrie des conduits

Ceci est vrai pour les câbles éclisses, ou câbles de clavage, qui, s'ils sont mal fixés, se déplacent au cours du bétonnage et peuvent entraîner un éclatement du hourdis inférieur par feuilletage sous la poussée au vide parasite ainsi générée (Fig. 7.14 et 7.15).

Il convient donc d'être vigilant, lors de l'élaboration des plans d'armatures, sur les dispositifs permettant de s'assurer de la position des conduits des câbles éclisses, et lors de la réalisation, sur la mise en œuvre effective de ces dispositifs. L'espacement entre les dispositifs supports de conduits doit être d'environ 0.75 mètre.

Le but de ces dispositifs est de s'assurer qu'un parfait tracé des conduits est effectivement réalisé conformément aux plans de précontrainte. De façon à assurer la continuité de ce tracé au droit des joints de voussoirs, on peut exiger la mise en œuvre de tronçons rigides.

Les mêmes précautions doivent être prises pour les câbles de fléau, placés au voisinage des parements du hourdis supérieur.

Des désordres dus à un mauvais positionnement géométrique des conduits sont également constatés sur les câbles extérieurs. Ces désordres sont en général de deux types : des éclatements locaux du béton dus à des efforts parasites provoqués par des déviateurs mal positionnés ; un nombre anormalement élevé de ruptures de torons à la mise en tension, lorsque des cassures angulaires parasites ont été introduites à proximité des ancrages.



Fig. 7.15 - Éclatement du hourdis inférieur/Vue de biais par-dessous

JMI



Fig. 7.16 - Éclatement d'un déviateur à la mise en tension

JMI



Fig. 7.17 - Le déviateur après nettoyage

Pour prévenir ces désordres, il convient en premier lieu de s'assurer de la mise en œuvre d'une procédure efficace de réglage de l'orientation des tubes déviateurs. De nombreuses erreurs grossières étant encore constatées sur les chantiers - par exemple l'interversion des faces d'un déviateur - il convient cependant de ne pas négliger les contrôles généraux et de prendre régulièrement du recul.

On s'assurera également que les poutres situées à la base des voiles déviateurs sont correctement ferraillées, y compris à leurs arêtes, malgré l'utilisation de barres de gros diamètres impliquant des rayons de cintrage importants. Sur les figures 7.16 et 7.17, on voit les désordres provoqués par le mauvais ferraillage d'une de ces arrêtes sur un voile déviateur, désordres qui auraient pu être limités par l'ajout d'aciers passifs de petits diamètres placés près des parements.

Il faut enfin rappeler que la conception d'un tube déviateur doit être telle que l'appui du câble sur le béton se fasse dans la masse et cesse à l'approche des parements dans les zones d'enrobage. Pour cela, les tubes coffrant le béton doivent être évasés en trompette de sorte que la courbure du câble ne commence effectivement qu'à une dizaine de centimètres des parements (Fig. 7.18). On se référera utilement au document du Setra intitulé "Précontrainte extérieure" de février 1990.

Le respect de la géométrie des conduits est un enjeu d'importance. Il y a donc lieu de désigner dans les pièces du marché de l'ouvrage un responsable du contrôle de la géométrie des conduits de précontrainte avant et après bétonnage.

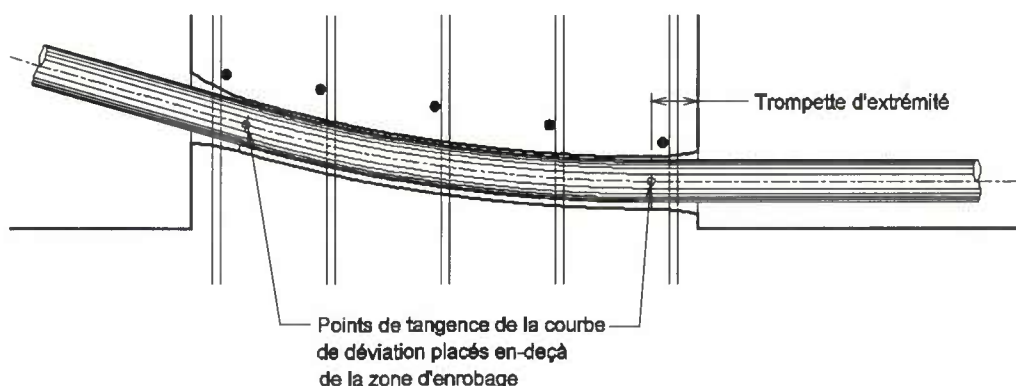


Fig. 7.18 - Coupe d'un tube déviateur

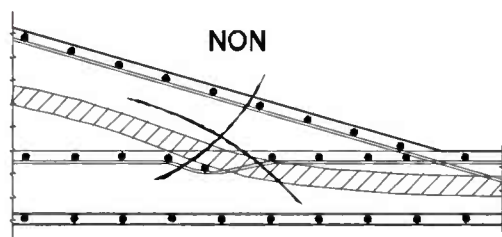


### 7.7.2.2 - La mise en place des composants de la précontrainte

Les contrôles suivants sont donc effectués lors de la mise en œuvre des éléments de précontrainte :

- contrôle du bon vissage des manchons des gaines en feuillard : le préfaçonnage des gaines à longueur incluant les surlongueurs de manchonnage permet de vérifier au niveau du masque que l'emboîtement est satisfaisant ;
- contrôle de la conformité au plan du tracé des gaines et de leurs fixations (Fig. 7.19) ;
- contrôle du bon état des conduits et de l'absence de déformation importante ou d'ovalisation ;
- réglage éventuel des supports de gaines par rapport au coffrage ;
- contrôle de l'attache effective de l'ensemble des gaines aux armatures passives ;
- contrôle précis du tracé des gaines, notamment dans les zones de déviation au voisinage des ancrages des bossages (Fig. 7.20).

**Changement local de position de l'armature.**  
L'espacement des aciers est à aménager.



**Le tracé de la gaine est plus important que la régularité du pas des armatures.**

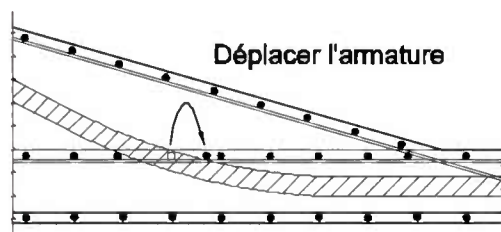


Fig. 7.19 - Conflit entre armatures passives et gaines

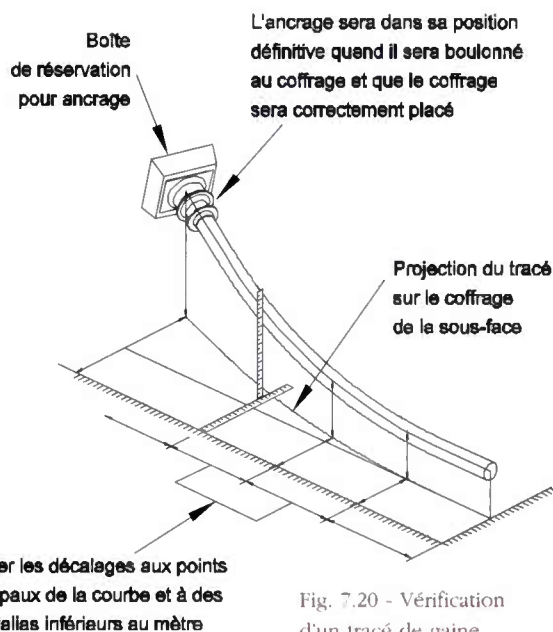


Fig. 7.20 - Vérification d'un tracé de gaine dans l'espace

De manière générale, ce contrôle doit être réalisé à partir de références physiques non ambiguës et bien comprises par les acteurs du chantier. Il suppose que les plans indiquent des cotes rattachées à des objets concrets existants ou des lignes matérialisées sur chantier.

Dans les zones de fortes déviations (sortie de câble en bossage, zone de déviation au voisinage d'un ancrage, ...), dans lesquelles il est préférable d'utiliser des tubes rigides plutôt que des gaines en feuillard, il est possible de matérialiser le plan de la courbure de la gaine en pratiquant un léger trait de scie sur les sections d'extrémité du tube. Cette astuce peut être généralisée pour les tubes de déviation de la précontrainte extérieure.

Une fois achevée, la mise en place des conduits et des ancrages devra être vérifiée par un bon géomètre. Celui-ci doit contrôler :

- la mise en œuvre des dispositifs rigides garantissant une bonne continuité, sans cassure angulaire, du tracé des gaines aux joints : ces dispositifs raidisseurs peuvent éventuellement intéresser les gaines sur toute la longueur du voussoir à bétonner ; les angles de sortie des gaines dans les sections de reprise sont contrôlés à partir des valeurs qui sont indiquées sur les plans ;
- la mise en place des manchons de raccordement et de l'étanchéité par l'adhésif centré sur les joints du manchonnage ;



- les fixations de la tromplaque au coffrage : contrôle de l'orientation, de la rigidité de la fixation, de l'orientation du trou d'injection ;
- l'emboîtement de la gaine dans l'extrémité de la tromplaque par l'intermédiaire d'un manchon de raccordement ;
- l'absence de cassures angulaires, c'est-à-dire de la coaxialité des divers éléments, et l'étanchéité par adhésif ;
- la répartition des événements et le positionnement des débouchés de ces événements dans les parements.

Dans le cas de la précontrainte extérieure, il est nécessaire de prendre la précaution de réaliser un supportage provisoire des gaines de façon à assurer le respect du tracé définitif du câble avant sa mise en tension (Fig. 7.21). Le nombre et l'espacement des supports seront fonction du nombre et de la puissance des unités de précontrainte. Dans les cas courants, un espacement de 4 à 5 m convient.

Dans le cas où de la précontrainte transversale doit être mise en œuvre, il est particulièrement important, compte tenu de la faible épaisseur des pièces, de contrôler la qualité du tracé des gaines et la mise en place des dispositifs garantissant ce tracé (Fig. 7.22). En outre, un ferrailage transversal constitué de barres de faible diamètre pouvant présenter une grande déformabilité lors du bétonnage, on n'hésitera pas à rigidifier les cages d'armatures afin d'assurer un positionnement précis des conduits.



Fig. 7.21 - Supportage des gaines en PEHD des câbles extérieurs

Setra

Dans le cas où la précontrainte chemine dans les âmes, les efforts exercés lors du bétonnage imposent de contrôler attentivement la nature et la fréquence des dispositifs de support des câbles ; ceci est également valable pour les conduits vides laissés en secours (Fig. 7.23).

Il convient également de vérifier la démontabilité effective des dispositifs censés l'être, en particulier dans le cas où il existe un double gainage sur déviateurs.

Il est enfin fortement recommandé de vérifier avant bétonnage que les gaines mises en place n'ont pas été encombrées de façon intempestive par un objet quelconque : bouteille, canette, outil, ... Le cheminement d'une balle soufflée à l'air comprimé permet ce contrôle.

### 7.7.2.3 - Le contrôle visuel des torons

Il convient ici d'attirer l'attention sur la nécessité de ne pas accepter de torons présentant des piqûres d'oxydation, des rayures, des encoches ou autres défauts pouvant altérer leur résistance mécanique.

Il a été constaté qu'une table de corrosion définissant jusqu'à cinq niveaux de corrosion, dont seul le cinquième serait inacceptable, existait dans certaines procédures d'entreprise. Nous considérons que cette table est beaucoup trop laxiste. Il n'y a en effet pas lieu d'accepter des armatures corrodées.

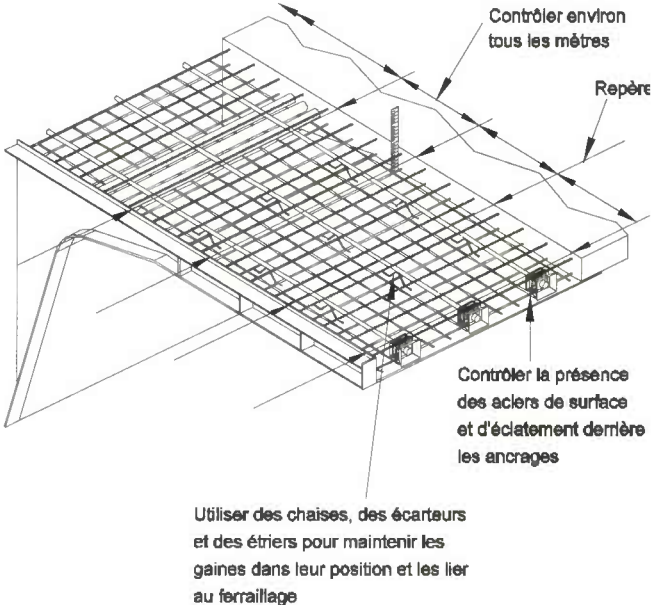
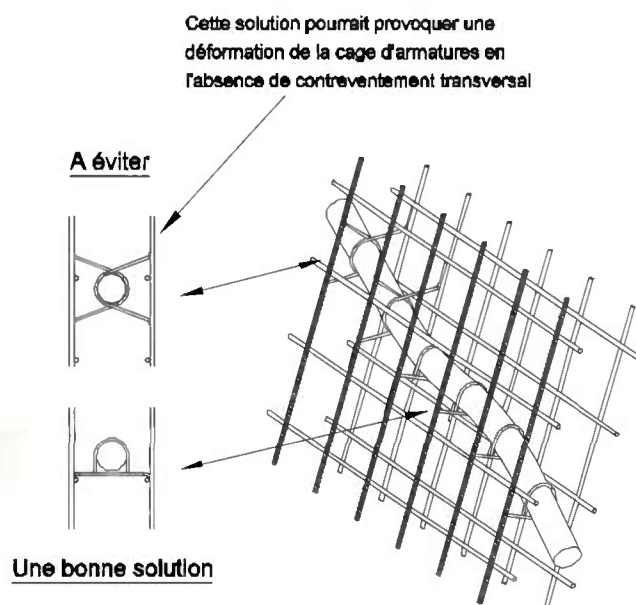


Fig. 7.22 - Contrôle des supports de gaines de précontrainte transversale



La distance correcte entre supports dépend de la courbure de la gaine, de sa position, des efforts dus au bétonnage, de la rigidité des gaines. L'espacement variera entre 0,40 et 0,80 m

Fig. 7.23 - Supports des gaines de précontrainte dans les âmes

#### 7.7.2.4 - L'enfilage

Le poussage toron par toron est la méthode d'enfilage la plus utilisée sur les chantiers de ponts construits par encorbellements successifs. Pendant cette opération, il convient en particulier de :

- s'assurer que la protection par huilage des torons est suffisante pour réduire les efforts de frottement dans les phases ultérieures ;
- s'assurer que la distance entre le dévidoir et le poussoir est réduite au minimum et que, sur cette distance, le toron est effectivement protégé par un tube ou une gaine ;
- contrôler que la bobine a été placée dans le dévidoir statique de telle façon que le pas de la spire en cours de déroulement soit de même sens que le pas de toronnage, afin que le toron ait tendance à se resserrer sur lui-même lors de son extraction ;
- s'assurer que chaque câble sera constitué de torons d'un même fournisseur ;
- contrôler avant coupe du toron à longueur que la surlongueur requise pour la mise en tension a bien été prise en compte ;

- contrôler que le toron n'est pas marqué par les galets du poussoir ; ceci est particulièrement vrai pour les derniers torons enfilés pour lesquels la pression des galets a tendance à être augmentée ;
- vérifier avant poussage du premier toron qu'un masque en bois épais a bien été implanté du côté de la sortie du toron pour assurer la sécurité des intervenants ;
- être particulièrement vigilant lors de la mise en place des deux derniers torons du câble qui sont toujours les plus difficiles à faire passer dans le conduit (pour les câbles longs, c'est-à-dire de longueur supérieure à 50 m, on privilégiera la vitesse à la force d'enfilage de façon à éviter les coincements des derniers torons à l'approche de la sortie) ;
- s'assurer qu'après mise en place de tous les torons d'un câble de précontrainte extérieure et positionnement des ancrages, l'ensemble du câble peut bouger dans le conduit (ceci aide à la mise en place des torons les uns par rapport aux autres et permet de vérifier l'absence de blocage).

### 7.7.3 - LE CONTRÔLE DE LA MISE EN TENSION

#### 7.7.3.1 - Contrôles avant la mise en tension

Pour assurer une mise en œuvre correcte d'un ancrage classique à clavettes, il convient de bien maîtriser les conditions de lubrification, l'oxydation et la propreté.

Les conditions de lubrification permettant un fonctionnement correct de l'ancrage doivent être définies par les procédures internes des entreprises distributrices spécialisées. Le type précis de lubrifiant à utiliser éventuellement doit être précisé.

L'oxydation ne doit pas être considérée comme un composant normal de l'assemblage mécanique que constitue l'ancrage.

Enfin, la propreté est indispensable, l'absence totale de laitance devant en particulier être la règle.

Ces trois paramètres sont la clé du bon fonctionnement du coincement conique de la clavette dans la pièce d'ancrage.

Outre le fait qu'une mise en tension réussie est conditionnée par un bétonnage soigné de la zone d'ancrage, il convient de contrôler lors de la mise en place de la tête d'ancrage sur le câble :

- que les torons sont propres,
- qu'ils sont éventuellement démêlés afin que les croisements près de l'ancrage ne risquent pas de provoquer une rupture de toron,
- que les trous coniques de la tête d'ancrage sont propres et exempts de rouille ne disparaissant pas au chiffon.

Il convient enfin de s'assurer que le vérin est mis en place de façon concentrique à la tête d'ancrage et coaxiale avec le câble.

**7.7.3.2 - Le plan de contrôle**

Un plan de contrôle doit être établi avant le début des opérations de mise en tension. Il permet de préciser les types de contrôles, leur fréquence et d'identifier les câbles à contrôler.

Ces contrôles peuvent être systématiques :

- mesure d'allongement et de pression par paliers,
- position des câbles lors de l'enfilage pour détecter tout risque de croisement des gaines.

Il peut s'agir de contrôles par sondages, comme pour la mesure des coefficients de transmission dont la détermination est systématique pour chaque famille de câbles au début des mises en tension puis devient aléatoire.

Avant l'enfilage des vérins, il est conseillé de recéper tous les torons à la même longueur ; cela permet de vérifier qu'il n'y a pas de problème dans les clavettes outils et mettra en évidence l'éventuelle rupture accidentelle d'un toron. Le marquage des torons à l'arrière du vérin, quoique moins efficace, est aussi une solution.

Avant le début des opérations, il convient enfin de vérifier que le bureau d'études a tenu compte des surlongueurs de préhension du câble dans les vérins pour le calcul de l'allongement.

**7.7.3.3 - Les précautions lors de la mise en tension**

Lors de la mise en tension, quelques points méritent une attention particulière :

- contrôler que les frottements internes pour les vérins et les ancrages ont bien été pris en compte pour l'interprétation des pressions lues au manomètre ;
- ne pas oublier de faire une correction de lecture de pression en fonction de la fiche d'étalonnage du manomètre de la pompe ; c'est la mesure de la pression qui sert de référence et non celle de l'allongement qui est indicative ;
- contrôler à la lecture de l'allongement sur le piston du vérin que la correction de tassement des clavettes outils a bien été prise en compte.

**7.7.3.4 - Les coefficients de frottement**

Le contrôle des coefficients de frottement est réalisé par la mesure du coefficient de transmission. Le principe de cette mesure est décrit en détail dans l'article 95.4.2 du fascicule 65A et par l'annexe 1 de son additif.

Avant de procéder à cette mesure, il est indispensable de s'assurer que les vérins ont été correctement tarés (fiche d'étalonnage). Il convient également de vérifier la fiche d'étalonnage des manomètres sur pompes (date de contrôle).

**7.7.3.5 - Les précautions à prendre vis-à-vis du béton**

Lors de la construction d'un fléau avec des voussoirs coulés en place, il est indispensable, avant la mise en tension, de vérifier que la valeur  $f_{cmin}$  du béton qui figure sur l'agrément CIP de l'ancrage de précontrainte et dans les notes de calculs d'exécution est bien atteinte. L'usage du scléromètre pour effectuer cette vérification est totalement à proscrire.

Il est parfois envisagé de ne mettre en tension les câbles de fléau qu'après avancement de l'équipage mobile. Cette opération, qui a pour but de réduire le cycle de réalisation d'un voussoir, conduit à faire fonctionner le dernier voussoir coulé en béton armé vis-à-vis des charges de l'équipage. Ceci ne pose en général



pas de problème en flexion d'ensemble, mais mérite une attention particulière en ce qui concerne les contraintes locales appliquées au béton jeune. Cette opération doit être prévue et détaillée par une procédure travaux et doit faire l'objet de notes de calcul spécifiques de la part du bureau d'études.

## **7.7.4 - LE CONTRÔLE DE L'INJECTION**

### **7.7.4.1 - L'injection**

L'injection des conduits de précontrainte et des ancrages a pour but :

- le remplissage complet des vides d'un conduit,
- la passivation par enrobage des aciers avec les produits utilisés,
- la protection des aciers contre les agents corrosifs extérieurs.

Ces trois actions fondamentales conjuguées permettent d'établir une barrière permanente contre la corrosion et assurent la pérennité de la précontrainte.

### **7.7.4.2 - Le coulis de ciment**

On distingue deux types de coulis :

- le coulis traditionnel, fluide après fabrication,
- le coulis thixotrope, qui est un coulis traditionnel auquel est ajouté en fin de fabrication un agent thixotropant.

La propriété essentielle de ce second type de coulis, qui se présente au repos sous forme d'un gel, est sa capacité à devenir fluide dès qu'il est mis en agitation. Deux avantages en découlent : les conditions d'injection restent les mêmes que pour le coulis traditionnel, et le front de coulis reste quasi perpendiculaire au conduit, sans effondrement au passage des points hauts. Cette propriété dépend néanmoins, pour une pente donnée, du seuil de cisaillement du coulis et, pour un coulis donné, du degré d'inclinaison de la pente.

Le coulis doit faire l'objet de nombreux contrôles qui sont définis par des normes européennes et référencés dans l'article 92.3 du fascicule 65A. Il s'agit :

- du contrôle de fluidité qui caractérise l'écoulement,
- du contrôle d'exsudation qui exprime la stabilité du coulis,
- du contrôle de variation de volume qui caractérise le volume de remplissage,
- du contrôle de résistance en compression.

L'essai au tube incliné transparent réalisé selon la méthode exposée dans l'annexe 3.1 de la circulaire n° 99-54 du 20 août 1999 est cependant indispensable compte tenu de sa représentativité et de l'insuffisance des autres essais pour caractériser la stabilité in situ du coulis.

Toutefois, les coulis qui ont fait l'objet d'un avis technique favorable ou d'un avis provisoire favorable de la CIP peuvent être mis en œuvre sans essai préalable, sauf demande spécifique du maître d'œuvre, pour autant que les composants du coulis, le matériel utilisé pour l'injection et les conditions de température de mise en œuvre soient conformes à ceux portés dans l'avis technique. Si une seule de ces conditions n'est pas respectée, il est indispensable de pratiquer sur le site un nouvel essai au tube incliné.

### **7.7.4.3 - Les contrôles et précautions particulières lors de l'injection au coulis de ciment**

#### **Précaution prise lors de l'étude de l'injection**

Des essais d'injection ont montré que l'apparition de poches d'air dues à l'effondrement du front de coulis au passage des points hauts pouvait être évitée en optimisant la vitesse de progression du coulis en fonction des tracés et des unités mises en œuvre.



Il convient donc de retenir une vitesse d'injection adéquate, en général de :

Câbles horizontaux ou ondulés avec conduits $\phi < 100 \text{ mm}$	8 à 14 m par mn
Câbles horizontaux ou ondulés avec conduits $\phi > 100 \text{ mm}$	16 à 20 m par mn
Câbles verticaux ou fortement inclinés	3 à 8 m par mn

En outre, le phasage de l'injection doit être adapté au tracé du câble considéré. Cette réflexion a dû avoir lieu en amont de façon à ce que la position des événements soit cohérente avec ce même phasage.

*Précautions prises en cours de travaux*

Les purges et les événements sont repérés par marquage ou étiquetage à partir du plan d'événements qui doit impérativement être fourni par l'entreprise. En cours de réalisation de l'ouvrage, ces événements doivent être maintenus fermés afin d'éviter les infiltrations d'eau dans les conduits. Les purges sont maintenues ouvertes.

*Précautions prises lors de la préparation de l'injection*

Il faut veiller à ce que les malaxeurs et cuves de stockage soient protégés des entrées d'eau et de la déshydratation due au rayonnement direct du soleil.

Un compresseur d'air et une arrivée d'eau sous pression doivent être opérationnels sur l'ouvrage pour permettre une intervention rapide en cas d'anomalie en cours d'injection.

*Contrôles préliminaires à l'injection*

Avant toute injection, il est obligatoire de réaliser un contrôle d'étanchéité des conduits pour détecter les anomalies potentielles. Ce contrôle peut se faire soit à l'air comprimé, soit en réalisant un vide partiel. Il permet en outre de s'assurer de la concordance entre la numérotation des conduits et celle des événements. Dans le cas où l'essai mettrait en évidence des communications entre gaines, les câbles concernés seraient injectés simultanément.

La préparation de l'injection doit également tenir compte des prévisions météorologiques. La rhéologie du coulis doit en effet tenir compte de la température et de l'hygrométrie ambiantes.

Enfin, il ne faut pas négliger de vérifier le matériel et de s'assurer que les matériaux nécessaires sont approvisionnés en quantité suffisante.

*Contrôles en cours d'injection*

En cours d'injection sous pression, le contrôle de la pression d'injection est un paramètre fondamental pour la conduite des opérations. La valeur de base à retenir est celle de la pression dans la gaine qui ne doit pas dépasser 1,5 MPa.

On contrôlera également de façon systématique la purge des capots d'ancrage et des événements aux points hauts.

Les essais de fluidité et d'exsudation sont pratiqués selon les recommandations de l'article 95.5.1.B du fascicule 65A.

*Contrôles après injection*

Après injection, des contrôles de différents niveaux peuvent être réalisés pour s'assurer du bon remplissage des conduits :

- un contrôle visuel des gaines,
- un contrôle statistique par démontage des capots,
- un contrôle par sondage acoustique,
- un contrôle gammagraphique si l'épaisseur de béton le permet ( $e < 0,50 \text{ m}$ ).

*7.7.4.4 - L'injection de la précontrainte extérieure*

La circulaire n° 2001-16 du 28 février 2001 "relative à la conception de la précontrainte extérieure au béton" définit les solutions possibles pour concevoir la précontrainte extérieure au béton en tenant compte des risques inhérents à son démontage. Cela conduit dans les faits, compte tenu des techniques disponibles, soit à privilégier les monotorons protégés-gainés placés dans un conduit général injecté au coulis de ciment,

---

soit à choisir des torons clairs placés dans un conduit général injecté à l'aide d'un produit souple, en général de la cire pétrolière.

#### 7.7.4.5 - Les produits souples

##### *La cire*

La cire est un solide malléable cristallisé préféré à la graisse du fait de l'absence de phénomène de ressuage et, donc, d'une plus grande stabilité dans le temps.

L'injection à la cire devant se faire au-delà de son point de fusion, entre 90 et 120° C, certaines précautions importantes doivent être prises.

Il est tout d'abord capital de tenir compte des échanges thermiques avec les matériaux en contact au cours de l'injection et de la température ambiante. Lors du refroidissement, la contraction de la cire est importante, de l'ordre de 5 à 10 %, et peut provoquer des vides. Il convient donc de prendre des précautions particulières comme la réinjection des points hauts. Cependant, dans le cas de la précontrainte extérieure, le retrait de la cire est compensé en grande partie par le refroidissement du conduit en PEHD, précédemment réchauffé par le passage de la cire chaude.

Il est ensuite absolument indispensable d'éviter toute fuite de cire pendant les injections. En effet, des compagnons pourraient être brûlés et le béton imbibé localement - et de façon désastreuse - de cire. Pour limiter ce risque au maximum, il convient de n'employer que des matériaux ayant une bonne tenue aux températures élevées et de s'assurer, par des contrôles et des essais rigoureux, de la parfaite étanchéité des conduits et des ancrages (*le risque zéro n'existant pas, il convient de protéger les personnes présentes contre les risques de brûlures par la cire*).

##### *Les graisses*

Du fait de leur important ressuage, les graisses sont interdites pour la protection des unités de précontrainte non auto-protégées.

Pour les unités autoprotégées comme celles souvent utilisées pour exercer une précontrainte transversale, la protection à la graisse des ancrages doit être exécutée sur le chantier avec le plus grand soin, de manière à aboutir à une protection assurant une étanchéité totale.

## 7.8 - AUTRES POINTS SENSIBLES

### 7.8.1 - LA COLLE ET SA MISE EN ŒUVRE (VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS)

#### 7.8.1.1 - Caractéristiques

La colle mise en œuvre sur les chantiers à voussoirs préfabriqués est constituée de résines époxydiques mélangées à un durcisseur dont les principales caractéristiques sont :

- densité voisine de 1,50 ;
- résistance à la compression comprise entre 15 à 25 MPa ;
- module d'élasticité instantané compris entre 1500 et 2500 MPa, donc faible.

Il est vivement recommandé d'adopter des colles titulaires soit de la marque "NF-Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique" dans la catégorie des produits de collage structural, soit d'un marquage européen équivalent.

#### 7.8.1.2 - La colle et son rôle

Le terme colle est impropre. En effet, la dispersion des essais de collage béton-béton en laboratoire, les démolitions d'ouvrage et les examens de comportement d'ouvrages conduisent à considérer que, dans les conditions normales de réalisation sur chantier, il n'y a pas véritablement collage du joint, car il n'y a pas création d'une résistance à la traction dans le joint.

La colle remplit néanmoins plusieurs fonctions importantes :

- remplissage des ouvertures entre joints dues au retrait différentiel des diverses parties de la section du caisson ; l'ordre de grandeur de ces ouvertures peut atteindre 3/10<sup>ème</sup> de mm,

- correction partielle des imperfections de conjugaison, car la résistance à la compression de la colle est du même ordre de grandeur que celle du béton,
- lubrification des surfaces lors de la présentation des pièces limitant les épaufrures dues aux inévitables petits chocs de manutention,
- aide au centrage des surfaces conjuguées,
- étanchéité des conduits de précontrainte.

### 7.8.1.3 - Contrôle du temps de prise

Avant la pose des voussoirs et leur encollage, il convient de réaliser un contrôle du temps de prise de la colle, c'est-à-dire du temps séparant le moment du démarrage du mélange des composants de celui où le mélange n'adhère plus au contact. Ce contrôle doit être mené en prenant des précautions spécifiques :

- l'échantillon doit correspondre à une quantité de composants voisine de celle qui sera effectivement mélangée lors de l'exécution,
- le mélange des composants constitutifs de la colle doit éviter l'entraînement d'air,
- les conditions de température et d'humidité de l'essai doivent être représentatives et conformes aux spécifications.

### 7.8.1.4 - Précautions de mise en œuvre

La mise en œuvre de la colle sera réalisée en prenant les précautions suivantes :

- s'assurer qu'en cas de pluie, des précautions (bâchage de la zone d'encollage, réalisation d'une barrière anti-ruissellement près du joint) sont prises pour éviter les ruissellements d'eau avant et après encollage des voussoirs, jusqu'à leur brêlage complet ;
- contrôler que la quantité de colle disposée sur les joints des deux voussoirs est suffisante pour qu'un bourrelet, correspondant à un trop-plein de colle, puisse apparaître sur les lèvres des joints,
- contrôler, après polymérisation, que ce bourrelet n'est pas meulé, sauf en extrados du tablier pour permettre le surfacage nécessaire à la mise en œuvre de la chape d'étanchéité.

On notera que l'existence du bourrelet évoqué ci-dessus simplifie les opérations de contrôle à court ou à long terme en garantissant que le joint n'a pas été repris après serrage des pièces.

### 7.8.1.5 - Réparation des défauts d'encollage

Un défaut d'encollage notable ne peut être rattrapé que par une injection de résine selon une procédure particulière adaptée à chaque cas.

Un ragréage au mortier de ciment peut être considéré comme nuisible à l'appréciation de la nature et de l'intensité du défaut. Cette appréciation devra impérativement être faite avant toute réparation.

En cas d'arrachage de béton sur une arrête de joint, si le défaut est mineur, il sera de préférence laissé apparent. Si une réparation doit être faite par ragréage au mortier, on pratiquera auparavant une feuilure franche et on utilisera plutôt un mortier à base de résine époxy.

## 7.8.2 - LE PAREMENT DES VOUSSOIRS

Le contrôle de l'aspect d'un voussoir dans son ensemble fait appel à trois notions : la forme qui correspond aux diverses dimensions géométriques, la texture qui est transmise à la pièce par l'intermédiaire de la peau coffrante, et la teinte qui est celle du béton.

Ces trois notions sont liées.

Ainsi, la notion de teinte est-elle assez délicate à cerner car elle est fonction de la façon dont la pièce reçoit la lumière. Le relief de la surface permettra en effet d'atténuer les différences de couleur du béton ; la notion de teinte est donc reliée à celle de texture. La teinte va également évoluer en fonction du nombre de réemplois du coffrage, donc en fonction des moyens du chantier.

Lorsqu'on cherche à maîtriser la teinte des parements des voussoirs d'un ouvrage construit par encorbellements successifs, trois points doivent être examinés : la qualité du béton, le coffrage et la vibration.



### 7.8.2.1 - La qualité du béton

C'est dès l'étude de la formulation du béton qu'il convient de se soucier de ce que sera le rendu des parements des voussoirs. En effet, la teinte va dépendre de la rhéologie du béton et la quantité d'eau, les proportions d'adjuvants et la température sont les trois facteurs clefs à contrôler. Ils sont interdépendants. En particulier, le rôle de l'adjuvantation et son incidence sur l'eau et la température sont fondamentaux.

Il est aujourd'hui indispensable d'admettre qu'une condition pour obtenir un parement de qualité est l'adaptation de la formulation du béton au cours de l'année. En effet, les chantiers de construction de pont en encorbellement ont une durée telle que la fabrication du béton s'étend sur plusieurs saisons. Une formulation de référence qui correspond au printemps et à l'automne devrait être ajustée en été pour tenir compte de l'augmentation de la température et de la baisse de l'humidité, et recalée en hiver pour intégrer les variations en sens inverse de ces mêmes paramètres. Il convient en particulier de tenir compte de la variation de la teneur en eau des constituants. Seule une étude rhéologique détaillée permet de répondre à cette nécessité.

La maturométrie qui globalise l'évolution des paramètres d'hydratation du béton est un moyen de mieux maîtriser la qualité du béton. C'est aussi un indicateur intéressant pour le décoffrage ; la durée de coffrage de la pièce, qui est un des éléments clefs de l'homogénéité du parement, peut ainsi être gérée avec précision.

Ce facteur est particulièrement important pour la préfabrication de voussoirs en cellules. Le cycle journalier qui conduit à décoffrer le matin, s'accommode en effet assez mal de l'interruption du travail en fin de semaine.

### 7.8.2.2 - Le coffrage et sa peau coffrante

Les coffrages les plus couramment utilisés aujourd'hui sont soit en acier, soit en contre-plaqué baké (le contre-plaqué filmé, moins cher, peut provoquer des problèmes en fonction des granulats utilisés). Ce choix est essentiellement économique, la nature de ces matériaux n'étant par ailleurs pas idéale pour l'obtention d'un parement de qualité.

Une double peau coffrante par contre répond mieux à ce souci. Il s'agit d'une épaisseur inférieure ou égale à 10 mm de contre-plaqué ordinaire appliquée contre le coffrage courant. Dans ce cas, pour éviter le bullage, une des précautions à prendre est de disposer les fibres du bois dans le sens du coulage du béton.

L'inconvénient de ce type de dispositif réside dans le temps nécessaire au montage et au démontage de la peau coffrante à chaque remplacement, plus que dans le coût du matériau. En effet, des planchettes de bois brut biseautées et disposées verticalement ont déjà été utilisées dans ce but.

Aujourd'hui apparaissent sur le marché des peaux coffrantes en matériaux composites qui permettent au moins 300 réemplois. Ces matériaux sont cependant très chers et ne se prêtent pas à toutes les formes.

Un rôle important de la peau coffrante dans l'obtention d'un parement de qualité est l'amortissement des vibrations transmises au coffrage, lors de la vibration du béton, par la lame d'air séparant la peau coffrante du coffrage proprement dit.

### 7.8.2.3 - La vibration

Un nombre important de défauts proviennent d'une vibration mal pratiquée. Deux écueils sont à éviter :

- la survibration, qui correspond à un temps de vibration trop important d'une partie de la pièce, qui s'accompagne à cycle constant, donc le plus souvent, d'un manque de vibration d'une autre partie de la pièce,
- la post-vibration, qui consiste à créer des vibrateurs secondaires constitués des armatures ou de la structure coffrante par l'intermédiaire de ses points durs.

L'importance de la nature de la peau coffrante est ici mise en évidence puisque son choix va faire varier la capacité d'absorption des vibrations.

Ainsi la vibration à plat, d'une dalle par exemple, conduit-elle le plus souvent à survibrer ponctuellement, les armatures jouant le rôle de vibrateur secondaire dès que le béton est serré.



Pour vibrer suffisamment la partie supérieure d'une passe de bétonnage, il convient de vibrer pendant une à deux minutes après que les bulles d'air aient cessé de sortir du béton.

Enfin, il convient de respecter le plan de vibration établi par un spécialiste ou avec son aide en fonction de la forme de la pièce (voir le 7.4.4 concernant le contrôle de la mise en œuvre).

La variabilité du parement peut être réduite par utilisation de ciment blanc ou de ciment plutôt clair. Le clinker est un élément nettement teinté ; l'emploi d'additions permet de gommer cet impact. Ainsi les ciments CHF-CEM III/A et B, et CPJ-CEM II/A et B permettent-ils l'obtention de parements clairs.

Le voussoir d'essai, après prise en compte de l'ensemble des éléments évoqués ci-dessus, va permettre d'apporter une réponse globale à la question du parement. Il faut cependant anticiper l'évolution de la qualité de la peau coffrante. Ainsi, lorsque la peau est constituée d'une tôle peinte, cette peinture va disparaître petit à petit, faisant évoluer le rendu obtenu.

Le fascicule 65A ne traitant pas complètement le problème des parements, le maître d'œuvre peut s'aider du rapport du Projet National Qualibé pour compléter ses prescriptions.

# PATHOLOGIES ET RÉPARATIONS

*Le présent chapitre propose tout d'abord un rapide rappel de l'évolution des règlements applicables aux ouvrages construits par encorbellements successifs, puis présente les principales pathologies dont ces ouvrages ont fait l'objet et les techniques de réparations correspondantes.*

## 8.1 - HISTORIQUE DE LA RÈGLEMENTATION

Ce paragraphe rappelle quelques points importants de l'évolution des règlements français, et plus généralement, des textes techniques relatifs aux ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

### 8.1.1 - LA PÉRIODE 1946-1952 : LES PREMIERS PONTS PRÉCONTRAINTS

À cette époque, il n'existait pas de réglementation française concernant le béton précontraint.

### 8.1.2 - LA PÉRIODE 1953-1964 : LES PREMIERS RÈGLEMENTS DE BÉTON PRÉCONTRAINT

C'est le 1<sup>er</sup> octobre 1953 qu'apparaît le premier règlement français de béton précontraint, (circulaire n° 141 du ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme, instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint) qui préconisait essentiellement un béton totalement comprimé (compression minimale sur une fibre au moins égale à 8 % de la compression maximale), tout en laissant une ouverture vers les constructions partiellement précontraintes.

Cette instruction recommandait de prévoir dans les cahiers des prescriptions spéciales (CPS) certaines clauses sur la composition des bétons (dosage minimal en béton de 400 kg/m<sup>3</sup>) et la qualité des armatures de précontrainte. Elle imposait également pour la mise en précontrainte par post-tension, l'utilisation de gaines métalliques étanches et résistantes.

### 8.1.3 - LA PÉRIODE 1965-1975 : ÉVOLUTION CONTINUELLE DE LA RÉGLEMENTATION

Cette période a été extrêmement fertile en changements avec une continue évolution de la réglementation.

En 1965, la circulaire n° 44 du 12 août 1965 relative à l'instruction provisoire sur l'emploi du béton précontraint, dite IPI, remplace la circulaire de 1953. La précontrainte totale restait de rigueur, mais sans réserve de compression ( $\sigma_{\min.} \geq 0$ ). La résistance sur cylindre à 28 jours remplaçait la résistance sur cube à 90 jours. Il est à noter que cette circulaire avait été essentiellement rédigée dans l'optique du calcul des ponts à poutres préfabriquées. Elle tenait compte de l'évolution des connaissances depuis 1953, en particulier pour le calcul des pertes de tension (formules des pertes par relaxation par exemple).

En 1966 paraît la directive provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint. Elle avait pour but d'éviter des incidents constatés en cours de construction ou sur des ouvrages en service. Elle modifiait la partie "exécution" de l'IPI et insistait sur :

- l'obligation d'une chape d'étanchéité ;
- l'utilisation de ciment CPA 325, voire CPA 400, dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> pour la fabrication des bétons afin de limiter les risques de corrosion (le recours à un ciment CPAL était subordonné à l'avis du LCPC) ;
- la quasi interdiction des adjuvants suite à la rupture d'une poutre du viaduc de Guerville, où un adjuvant mal dosé avait perturbé le durcissement du béton, provoquant l'écrasement du talon de la poutre pendant la mise en précontrainte ;
- les précautions de stockage des armatures de précontrainte sur le chantier, pour limiter les risques de corrosion sous tension ;
- les contrôles lors des mises en tension afin de réduire les pertes de précontrainte ;
- les soins à apporter aux injections des conduits et le délai maximal de 8 jours à respecter entre la mise en tension et l'injection, toujours pour limiter les risques de

corrosion sous tension (seul un ciment CPA 325 devait être utilisé pour les coulis d'injection et le mortier de cachetage).

En 1971 paraissent les Directives Communes relatives au Calcul des Constructions (DC71), premier document traitant de la notion d'états-limites. Elles étaient destinées à servir de base à la rédaction des futures règles de calculs des ouvrages en métal, en béton armé et en béton précontraint.

La même année, le règlement de charges de 1960 est remplacé par le titre II du fascicule 61 du Cahier des Prescriptions Communes qui est encore en vigueur en 2002. Ce règlement a réduit sensiblement l'intensité des charges réparties A(l) pour les ponts de moyenne portée (entre 15 et 80 m) et a introduit des coefficients de dégressivité fonction du nombre de voies chargées et de la classe de l'ouvrage.

Le 28 mars 1973 paraît la directive provisoire sur les injections des gaines des ouvrages en béton précontraint. Ce document très didactique traitait des spécifications que devaient respecter les coulis (traditionnels et spéciaux), de la consistance des épreuves d'étude et de convenance, des conditions de fabrication des coulis, de la réalisation et du contrôle des injections, des incidents... Cette directive a permis de faire sur les chantiers de réels progrès dans la maîtrise de la qualité de la protection des câbles de précontrainte.

En décembre 1972, le Setra fait paraître la première version du bulletin technique sur les ponts construits par encorbellements successifs dit BT7. Ce document traitait de l'historique, de la conception, du calcul et de l'exécution de ces ouvrages. Son annexe I exposait un exemple de calcul intégrant l'adaptation par fluage et les gradients thermiques. Son annexe II était un recueil de 55 monographies d'ouvrages construits entre 1960 et 1972 en France et à l'étranger.

En 1973, la circulaire n° 73-153 du 13 août 1973 introduit l'instruction provisoire n° 2 (dite IP2) relative à l'emploi du béton précontraint. Il s'agissait d'un règlement de calcul suivant les méthodes dites "aux états-limites". L'IP2 a introduit :

- la résistance caractéristique des bétons à la place de la résistance nominale ;

- les genres (classes) de précontrainte (du genre I, absence de décompression du béton, au genre III, limitation de l'ouverture des fissures) ;
- les valeurs caractéristiques des actions dues à la précontraintes (notées P1 et P2) ;
- les règles particulières relatives aux zones d'about ou d'appui et aux efforts concentrés en post et pré-tension ;
- des règles pour la prise en compte des déformations différées des bétons par retrait, fluage...

À cette époque, les bureaux d'études privés ou publics n'étaient pas prêts à faire face aux difficultés pratiques soulevées par la mise en application de ce nouveau règlement (refonte totale des programmes de calcul, difficultés d'application de la fourchette sur les valeurs caractéristiques de la précontrainte lorsqu'il y avait redistribution des efforts par déformations différées gênées...). L'IP1, qui restait autorisée, a donc continué à être employée sauf pour la pré-tension, pour la diffusion des efforts concentrés, et pour la détermination précise des effets des déformations différées.

La circulaire n° 74-60 du 23 avril 1974 modifia les articles suivants de l'IP1 en cohérence avec les nouveaux titres II du fascicule 4 du C.P.C. du 5 mars 1971, puis du 26 mars 1973 :

- l'article 10 relatif au calcul des pertes par relaxation des armatures de précontrainte, introduisit la relaxation à 3 000 heures ;
- l'article 12 réduisit la tension initiale des armatures ;
- les valeurs des coefficients de frottement  $f$  et  $\phi$  ont été transférées de l'IP1 dans les arrêtés d'agrément, sauf pour les ouvrages avec de nombreux joints où elles devaient être fixées par le CPS (cahier des prescriptions spéciales).

En 1975, l'étude et la détermination des causes de fissuration constatées sur un certain nombre de ponts construits par phases successives ont conduit la Direction des Routes et de la Circulation Routière à faire paraître le 2 avril une circulaire complétant l'IP1 sur :

- la redistribution des efforts due aux déformations différées ;
- la diffusion de la précontrainte (efforts concentrés) et le cumul des contraintes de cisaillement avec ou sans précontrainte transversale ou verticale (étriers actifs) ;
- les efforts d'entraînement exercés par des câbles ancrés dans un hourdis d'une poutre-caisson ;
- les gradients thermiques ( $5^{\circ}$  C sous combinaisons rares et  $10^{\circ}$  C sous combinaison quasi permanente au sens du BPEL91, en tenant compte du module de déformation instantané du béton) ;
- la poussée au vide dans les hourdis courbes ;
- la continuité du ferrailage au droit des joints...

En introduisant des règles de prise en compte du fluage et du gradient thermique, cette circulaire met fin aux ponts de la seconde génération (voir chapitre 1) et ouvre la voie à une nouvelle génération de ponts, beaucoup mieux dimensionnés.

#### 8.1.4 - LA PÉRIODE 1975-1982

Cette période voit l'arrivée de nouveaux règlements qui, d'une part, intègrent la notion de qualité, et, d'autre part, abandonnent les calculs aux contraintes admissibles au profit de calculs aux états limites.

L'année 1979 voit la parution des quatre circulaires importantes suivantes :

- la circulaire n° 79-23 du 9 mars 1979 qui a diffusé l'instruction du 15 janvier 1979 sur le contrôle de la qualité des bétons (conditions d'exécution et d'interprétation des épreuves d'étude, de convenance et de contrôle qui ne figuraient ni dans le fascicule 65 du 13 août 1969 visé par la circulaire n° 69-92, ni sous une forme utilisable dans l'annexe B de l'IP2) ;
- la circulaire n° 79-78 du 16 août 1979 relative à la mise en œuvre des unités de précontrainte, qui a fixé :
  - les valeurs des coefficients de frottement  $f$  et  $\phi$  (en fonction du rayon de courbure, du nombre des joints traversés et de la nature des armatures, fils lisses ou torons) ;



- les modules d'élasticité des fils (200 000 MPa) et torons (190 000 MPa) ;
  - les conditions de mesure des coefficients de transmission ;
  - le choix des conduits (gainés et tubes) ainsi que les diamètres, les rayons de courbure et la continuité des conduits ;
  - la limitation de la contrainte initiale à 0,7 Fr<sub>g</sub> pour les armatures à faible rayon de courbure (étriers actifs) ;
  - la résistance du béton au voisinage des ancrages et la définition des distances minimales aux parements des plaques d'ancrage ;
  - les conditions d'exécution de la mise en tension ;
  - la nécessité et les conditions de mise en oeuvre de la protection provisoire et des cachetages ;
- la circulaire n° 79-121 du 14 décembre 1979 relative à la réimpression de l'IP1 déjà citée qui a intégré les modifications apportées par les circulaires n° 74-60 du 23 avril 1974 et n° 77-67 du 25 avril 1977 ;
  - la circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979 relative aux nouvelles Directives Communes pour le Calcul des Constructions (D.C.C.C.79). Ces directives ont servi de base pour l'élaboration des règles BAEL et BPEL ainsi que des règles de calcul des fondations.

En avril 1979 parut également un complément au BT7 qui introduisit les prescriptions de la circulaire du 2 avril 1975 et ses conséquences sur les quantités de matières, les nouveaux programmes de calcul, la stabilité des fléaux en cours de construction, des exemples de calcul, des conseils sur l'exécution (voussoirs préfabriqués, mesure des coefficients de transmission, équipages mobiles, étriers actifs, ségrégation des bétons et maniabilité, protection des ancrages, etc...).

### 8.1.5 - LA PÉRIODE DE 1983 À NOS JOURS

Cette période se caractérise par la généralisation des règlements de calculs aux états limites. L'introduction de "l'Assurance de la Qualité" et le développement de la normalisation (française et européenne) ont provoqué une nette évolution des règles relatives à l'exécution des structures.

Le développement de la "précontrainte extérieure" a eu une incidence forte sur l'évolution des procédés de précontrainte, nettement moins sur l'évolution des armatures de précontrainte.

Le domaine des grands ouvrages en béton précontraint a été marqué par une nette évolution de leur conception, mais les techniques d'exécution ont peu changé.

À noter le début des effets de la circulaire 82-50 du 24 mai 1982 relative aux contrôles de qualité où ont été définies les notions de qualité d'usage, d'organisation de la qualité, de contrôle interne et externe, de contrôle extérieur au producteur...

Toutes ces notions relatives à la qualité ont été ensuite introduites dans tous les textes traitant de l'exécution des ouvrages.

La réglementation relative au calcul des ponts en béton précontraint a été marquée par la parution en 1983 du fascicule 62 titre 1<sup>er</sup> section II du CCTG (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, dites BPEL83). Il est à noter que le BPEL83, l'IP1 et l'IP2 ont coexisté jusqu'au 31 décembre 1985 suivant certaines modalités fixées par décret.

Les règles BPEL83 ont introduit :

- la précontrainte extérieure ;
- la notion de classe de vérification des structures (la classe I, qui n'autorise pas de traction, surtout utilisée pour les ponts préfabriqués ; la classe II, où les contraintes de traction du béton sont limitées, utilisée pour les grands ponts ainsi que pour les ponts courants importants ou situés en atmosphère agressive ; la classe III, dite de précontrainte partielle, a été admise pour

certains types de ponts courants situés en atmosphère peu agressive (pont routier de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> classe) et pour les hourdis de ponts précontraints transversalement ;

- une valeur caractéristique de gradient thermique de 12° C pour les vérifications vis-à-vis des états limites de services ;
- pour le béton, la résistance caractéristique comme résistance spécifiée ;
- la possibilité de faire les vérifications avec la précontrainte probable  $P_m$ , au lieu des calculs en fourchette avec  $P_1$  et  $P_2$  (valeurs caractéristiques) ;

En 1984, deux notes d'informations sont publiées par le Setra :

- la première traite de la résistance à l'ancrage des câbles de précontrainte extérieure en cas de surtension de façon que les clavettes ne restent pas bloquées par le coulis de ciment,
- la seconde traite du fonctionnement des coupleurs multi et monotorons, des précautions à prendre avec les ancrages à clavettes et des problèmes liés à l'utilisation des torons "super".

En février 1990, le CTOA du Setra publie un guide intitulé "Précontrainte extérieure" complétant les clauses du BPEL83 sur différents aspects et, en particulier, sur celui de la technologie de la précontrainte extérieure.

Les règles BPEL83 ont été remplacées début 1992 par les règles BPEL91. Parmi les principales modifications introduites par cette nouvelle version, on notera :

- l'extension des règles aux bétons de résistance caractéristique comprise entre 40 et 60 MPa ;
- des améliorations concernant les vérifications vis-à-vis des ELS pour les différentes classes I, II et III ;
- l'introduction d'un coefficient " $\theta$ ", fonction de la durée d'application des charges, dans la formule donnant la valeur de la contrainte limite de compression du béton vis-à-vis des ELU ;

- une réduction de la contrainte limite de cisaillement de 1983 qui avait été jugée trop libérale ;
- la réduction du taux de travail des étriers actifs ;
- l'augmentation de 4 à 5 cm, sauf protection particulière, de l'enrobage des armatures passives pour les ouvrages à la mer ;
- l'annexe 3 qui donne des valeurs numériques des coefficients de frottement  $f$  et  $\phi$  pour les câbles intérieurs au béton, pour les torons gainés protégés et pour les câbles extérieurs au béton.

On notera que les règles BAEL83 ont, simultanément, été remplacées par les règles BAEL91.

À la fin des années 90, le BPEL83 a encore été modifié pour devenir le BPEL91 révisé 1999. Dans cette nouvelle version, on trouve une annexe supplémentaire, l'annexe 14, relative aux bétons de résistance caractéristique comprise entre 40 et 60 MPa.

La fin des années 90 est également marquée par deux circulaires relatives à la technologie de la précontrainte par post-tension :

- la première, datée du 20 août 1999, interdit le lavage à l'eau des gaines lorsque les câbles s'y trouvent, fixe un certain nombre d'exigences nouvelles sur les tubes en PEHD et encourage les injections à la cire des câbles extérieurs ;
- la seconde date du 28 février 2001 ; elle impose de nouvelles exigences sur l'injection des câbles de précontrainte extérieure (voir paragraphe 7.7.4.4).

## 8.2 - LES PATHOLOGIES PROPRES À LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT

Comme la plupart des autres types de ponts, les premiers ouvrages en béton précontraint construits par encorbellements successifs ont présenté des désordres spécifiques.

L'objet du présent paragraphe est de rappeler, brièvement et sans rentrer dans les détails, les principaux désordres spécifiques qui ont été constatés sur ces ouvrages et les leçons qui en

ont été tirées pour la conception des ouvrages actuels. Dans un souci d'efficacité, nous n'aborderons que les problèmes d'origine structurelle, les désordres ayant d'autres origines (matériaux, exploitation, entretien, etc.) ne relevant pas de la construction par encorbellements successifs.

Pour de plus amples informations sur les désordres des ouvrages en béton précontraint, le lecteur pourra utilement consulter le sous-fascicule 32.2 de la deuxième partie de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art de 1979, modifiée en 1995.

**8.2.1 - RAPPEL CONCERNANT  
LES FISSURES DES OUVRAGES  
PRÉCONTRAINTS**

Les désordres structurels sur un ouvrage en béton précontraint se manifestent par l'apparition de déformations importantes et/ou de fissures.

Les fissures que l'on peut rencontrer sur un ouvrage en béton précontraint ne traduisent pas toutes un fonctionnement pathologique. Dans le cadre du diagnostic d'un ouvrage, il convient en effet de prendre en compte toutes les caractéristiques des fissures observées.

**8.2.1.1 - L'ouverture et le souffle  
des fissures**

L'ouverture de la fissure, et son souffle si elle est active, sont évidemment les premiers éléments à connaître mais ces informations sont en général insuffisantes pour apprécier l'état de l'ouvrage.

Les ouvrages en béton précontraint construits par encorbellements successifs ne sont souvent précontraints que dans le sens longitudinal. Ils travaillent donc en béton armé dans le sens transversal. Des fissures fines et longitudinales, traduisant le plus souvent un fonctionnement transversal normal de flexion en béton armé, peuvent alors se produire. C'est le cas des fissures fines que l'on peut observer dans les hourdis supérieurs. C'est aussi le cas des fissures fines que l'on peut trouver dans les déviateurs des ouvrages à précontrainte extérieure.

Pour fixer les idées, on pourra considérer que dans les éléments fonctionnant en béton armé, l'ouverture des fissures ne doit guère excéder :

- 0,1 mm en cas de fissuration systématique (fissures nombreuses et réparties) en considérant la largeur moyenne de l'ensemble de ces fissures,
- 0,2 mm pour la largeur moyenne d'une fissure individuelle,
- 0,3 mm localement pour la largeur d'une fissure individuelle.

Ces ouvertures sont des valeurs sous charges permanentes qui ont été déterminées par des considérations liées à la pénétration dans le béton des agents agressifs, Pour les ouvrages ou parties d'ouvrages situés en atmosphère peu agressive, ces valeurs peuvent donc être augmentées.

**8.2.1.2 - Les hypothèses de calcul et  
l'influence des règlements**

Les ouvrages construits selon l'Instruction Provisoire n° 1 ou selon le BPEL en classe I ont été dimensionnés en précontrainte totale, aucune traction n'étant théoriquement admise en service vis-à-vis de la flexion. Il en résulte que le ferrailage longitudinal mis en œuvre est minimal et s'avère insuffisant pour équilibrer d'éventuels efforts de traction non prévus initialement. Pour ce type d'ouvrage, des fissures transversales traduisent le plus souvent un fonctionnement anormal de flexion longitudinale. En particulier, dans le cas de fissures traversées par des câbles de précontrainte se pose le problème de la fatigue des armatures de précontrainte.

Au contraire, pour les ouvrages dimensionnés selon le BPEL en classe II ou III, des tractions dans le béton sont admises au niveau de la conception. Des dispositions sont donc prises pour rendre le souffle et l'ouverture des éventuelles fissures acceptables, afin :

- d'éviter les risques de fatigue des câbles traversant des zones susceptibles d'être tendues,
- de limiter la pénétration des agents agressifs par les points faibles que constituent des fissures trop ouvertes.



Pour cela, les contraintes ou variations de contraintes sont limitées dans le béton et les armatures, et des aciers passifs longitudinaux sont mis en œuvre pour maîtriser la fissuration.

Ces ouvrages ont été construits plus récemment et bénéficient de l'expérience acquise. Une fissuration transversale fine, fermée à vide, traduit en général un fonctionnement normal en béton précontraint, conforme au règlement. Une fissuration excessive (fissures ouvertes à vide, etc.) traduit bien évidemment un fonctionnement anormal.

## 8.2.2 - LA STABILITÉ DES FLÉAUX

### 8.2.2.1 - Les désordres observés et leurs causes

Certains des premiers ouvrages construits en encorbellements successifs ont donné lieu à des désordres pendant l'exécution des fléaux. Ainsi, un spectaculaire accident s'est produit le 13 novembre 1970 sur le chantier du viaduc de la Viosne. Ce jour là, le premier fléau a basculé, heureusement sans conséquence grave (Fig. 8.1).



Fig. 8.1 - Basculement du premier fléau du viaduc sur la Viosne

Setra

On peut également citer les accidents provoqués par la chute de voussoirs préfabriqués ou d'équipages mobiles, par exemple pour les ponts de Calix, en 1975, et de Bellegarde, en 1982.

### 8.2.2.2 - Incidence sur la conception

Des règles de calculs sur la stabilité des fléaux en cours de construction ont été mises au point et diffusées dans le complément au Bulletin Technique n° 7 du Setra édité en 1979. Ces règles, qui sont reprises et complétées dans le présent guide, donnent satisfaction depuis maintenant plus de vingt ans. Aucune chute de fléau n'a en effet été déplorée depuis leur publication et ce, malgré plusieurs chutes d'équipages mobiles.

## 8.2.3 - LES FISSURES DUES À UNE RÉSISTANCE LONGITUDINALE INSUFFISANTE

### 8.2.3.1 - Les désordres observés et leurs causes

La plupart des ouvrages construits par encorbellements successifs avant 1975 ont présenté une fissuration transversale ou une ouverture des joints dans le hourdis inférieur, vers le milieu des travées centrales ou dans les zones dites "de moment nul" (Fig. 8.2).



Fig. 8.2 - Fissures de flexion

Setra

Ces fissures traduisent une insuffisance de résistance à la flexion longitudinale. Cette fissuration est d'autant plus critique que les fissures ou les joints ouverts sont souvent traversés par les câbles de continuité intérieurs au béton et que se pose donc la question de la fatigue de ces armatures.



Ces fissures ont plusieurs causes qui souvent se cumulent et notamment :

- la non prise en compte dans les calculs des redistributions d'efforts dues aux déformations différées gênées des matériaux, souvent appelées par simplification "redistribution par fluage" (en général, cette omission conduit à une surestimation de la contrainte normale en fibre inférieure à la clef de 2 à 3 MPa) ;
- la non prise en compte dans les calculs du gradient thermique (en général, cette omission conduit également à une surestimation de l'ordre de 2 MPa de la contrainte normale en fibre inférieure à la clef pour un gradient thermique de 6° C) ;
- la surestimation de l'effet de la précontrainte, du fait de coefficients de frottement optimistes ou de sous-évaluations des pertes par relaxation ;
- des efforts parasites enfermés dans la structure au moment du clavage du fait d'improvisations sur chantier (réalignement des fléaux, correction de contre flèches, charges de chantier non prévues, poids d'équipage mal maîtrisé, etc.).

8.2.3.2 - Les incidences sur la conception

La circulaire du 2 avril 1975 puis le complément au BT7 d'avril 1979 ont défini les règles de calculs à adopter vis-à-vis des redistributions d'efforts dues aux déformations différées gênées des matériaux et vis-à-vis du gradient thermique. Pour un ouvrage dimensionné selon l'IP1, il en résulta une diminution importante de l'élancement recommandé à la clef, du 1/50<sup>ème</sup> au 1/40<sup>ème</sup>, soit un épaississement sensible du tablier dans cette zone.

En ce qui concerne les coefficients de pertes par frottement, les valeurs retenues par le BPEL sont plus sévères que celles des anciens agréments. Celui-ci distingue en particulier le cas des câbles traversant de nombreux joints, ce qui est le cas des câbles des ponts construits par encorbellements successifs. De plus, des gaines vides permettent la mise en tension d'une précontrainte complémentaire, en cas de frottements réels supérieurs aux frottements pris en compte dans les calculs. Enfin, des dispositions sont prises dès l'origine pour permettre la mise en œuvre d'une

précontrainte additionnelle (ancrages, tubes déviateurs, etc.) qui permettra de réparer ou de renforcer facilement l'ouvrage en cas de besoin (voir les recommandations du chapitre 3 du présent guide).

8.2.4 - FISSURES ET DÉSORDRES DUS À DES POUSSÉES AU VIDE EXCESSIVES

8.2.4.1 - Les désordres observés et leurs causes

Deux types de désordres peuvent traduire des poussées au vide excessives : des fissures longitudinales du hourdis inférieur dans la zone de clef et des fissures locales, feuilletages ou éclatements du béton.

Les fissures longitudinales du hourdis inférieur résultent de la poussée au vide des câbles de continuité intérieurs au béton dans les ouvrages à hauteur variable. Elles affectent le plus souvent la travée centrale (Fig. 8.3 et 8.4).



Fig. 8.3 - Fissure de poussée au vide à la jonction âme hourdis

Setra

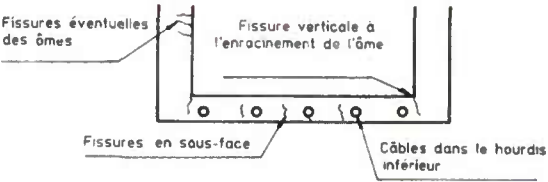


Fig. 8.4 - Fissures de poussée au vide

Ces désordres ont affecté les ouvrages des premières générations, car les câbles de continuité - de faible puissance - y étaient nombreux et répartis sur toute la largeur du hourdis inférieur, essentiellement en travée centrale. De même, de nombreux ouvrages de cette génération étaient construits sans goussets à la liaison âme / hourdis inférieur.

Les fissures locales, feuilletages ou éclatements du béton sont liés à des défauts de positionnement des gaines qui provoquent des poussées au vide des câbles. Ces défauts peuvent être de plusieurs natures : festonnage des gaines entre deux joints, erreurs de positionnement des câbles, cassure angulaire au droit des joints, etc...

#### 8.2.4.2 - Les incidences sur la conception

La réalisation de goussets à la liaison âmes / hourdis inférieur des caissons est maintenant systématique. D'autre part, la disposition constructive consistant à répartir les câbles sur toute la largeur du hourdis inférieur a été abandonnée, en particulier pour les tabliers d'épaisseur variable. Les câbles sont désormais généralement placés dans les goussets ou à leur proximité immédiate, ce qui est d'autant plus facile que dans le cas d'une précontrainte mixte, le nombre de câbles de continuité intérieurs est très réduit.

En ce qui concerne maintenant les désordres dus à des défauts de positionnement des gaines, l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art préconise une disposition de ferrailage permettant de reprendre les éventuelles poussées au vide parasites dues aux cassures angulaires au droit des joints.

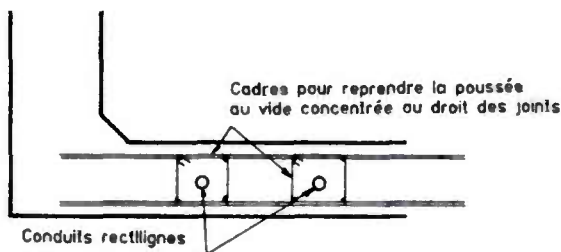


Fig. 8.5 - Proposition de ferrailage reprenant les poussées au vide accidentelles au droit des joints

#### 8.2.5 - LES AUTRES PATHOLOGIES

Citons également pour mémoire deux autres importantes pathologies rencontrées sur les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs :

- les joints mal conjugués dans le cas de voussoirs préfabriqués,
- les flèches des fléaux au droit des articulations.

Bien évidemment, les ponts construits par encorbellements successifs sont aussi concernés par les problèmes rencontrés de façon plus générale par les ouvrages en béton précontraint (diffusion des efforts concentrés de précontrainte, défauts d'injection, corrosion des câbles, etc.). Il est à noter que la disposition constructive, spécifique aux ponts construits par encorbellements successifs, ayant consisté à placer les câbles de fléau sur l'extrados dans des rigoles mal protégées s'est avérée particulièrement mauvaise vis-à-vis de la corrosion des câbles et a été rapidement abandonnée.

Pour être tout à fait complet, signalons enfin que quelques ruptures de câbles de précontrainte extérieure ont eu lieu ces dernières années. Il s'agissait de câbles dont les gaines étaient injectées par un coulis de ciment qui, localement et à cause de phénomènes de décantation, n'avait pas fait prise correctement (coulis humide).

### 8.3 - LES PRINCIPALES TECHNIQUES DE RÉPARATION

En France, les premières réparations significatives de ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ont été effectuées au début des années 70 (pont de Bussang, etc.). Depuis, une soixantaine d'ouvrages ont déjà fait l'objet de réparations structurales importantes selon diverses techniques que nous allons maintenant présenter.

#### 8.3.1 - L'AJOUT OU LA SUBSTITUTION DE PRÉCONTRAINTE

La technique de réparation la plus couramment utilisée consiste à rajouter de la précontrainte ou à remplacer la précontrainte initiale. Dans ce dernier cas, la précontrainte initiale doit être démontée, ce qui est très délicat, en particulier pour des câbles intérieurs au béton. Il faut noter que ces techniques sont également utilisées pour le renforcement d'ouvrages.



Fig. 8.6 - Précontrainte longitudinale additionnelle

Setra

### La précontrainte longitudinale

Le câblage peut être rectiligne ou polygonal. Dans ce dernier cas, il est dévié par des déviateurs ajoutés à la structure initiale (Fig. 8.6).

Les massifs d'ancrages additionnels peuvent être situés au-delà de la culée, comme sur le pont de Corbeil, en Essonne, ou plus classiquement, à l'intérieur du caisson (Fig. 8.7 ci-dessus).

### La précontrainte transversale

La précontrainte transversale peut concerner le hourdis inférieur (Fig. 8.8), les âmes, ou les deux (Fig. 8.9).

On lira utilement dans ce domaine les articles [RIC 93], [DEL 94], [BAR 94], [PER 94], [JEH 94], [DEL 98], [BAR 98], [POI 99], [TAV 00], [BOUT 1] et [GIA 01] portés dans la bibliographie annexée au présent guide.

## 8.3.2 - LES AUTRES TECHNIQUES

D'autres techniques sont également utilisées. Citons pour mémoire les dénivellations d'appui et le collage de matière additionnelle, tôles ou matériaux composites (cf. l'article [POI 92]).

## 8.3.3 - LES CALCULS

Il existe peu de textes traitant des calculs de réparation des ouvrages d'art en béton précontraint. Le lecteur intéressé par la réparation des ponts en béton précontraint pourra cependant utilement consulter les documents suivants :



Fig. 8.7 - Massif d'ancrage pour précontrainte longitudinale additionnelle

Setra

- Maintenance et réparation des ponts (Presses de l'ENPC - 1997) ;
- Norme NFP 95-104 - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Spécifications relatives à la technique de précontrainte additionnelle ;
- Ponts en béton précontraint par post-tension (HA, Setra, TRL, LCPC) ;
- Annales de l'ITBTP n° 501 de février 1992 : Journées réparation et renforcement des structures de bâtiments et d'ouvrages d'art.



Fig. 8.8 - Précontrainte transversale additionnelle du hourdis inférieur

Setra



Setra

Fig. 8.9 - Précontrainte additionnelle verticale d'une âme et transversale du hourdis inférieur



# DISPOSITIONS FAVORISANT LA MAINTENANCE

*Le présent chapitre détaille les dispositions à prendre dès la conception d'un ouvrage à tablier en caisson pour en faciliter la maintenance. Ces dispositions concernent les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs mais sont également applicables aux ouvrages en béton à tablier en caisson construits par d'autres méthodes (sur cintre, par poussage, par baubanage provisoire).*

## 9.1 - PRINCIPES GÉNÉRAUX

D'une manière générale, il convient d'adopter pendant la conception et la construction de l'ouvrage toutes les mesures nécessaires pour qu'il soit possible d'examiner et d'entretenir toutes les parties de l'ouvrage, y compris l'intérieur des parties creuses, sans que cela nécessite la mise en œuvre de moyens lourds.

Cette possibilité étant offerte, l'ouvrage doit être équipé de manière à ce que les opérations de gestion et de surveillance puissent s'effectuer dans le respect de la législation du travail et notamment de la loi n° 93-14-18 du 31 décembre 1993, loi qui a notamment institué la notion de Dossier d'Intervention Ulérieur sur Ouvrage (DIUO).

Enfin, ces possibilités d'accès doivent exister sans soumettre l'ouvrage à des risques de vandalisme.

## 9.2 - TABLIER

### 9.2.1 - PRÉCONTRAINTÉ

#### 9.2.1.1 - Démontabilité de la précontrainte extérieure

La très grande majorité des grands ponts récents adopte une précontrainte mixte, c'est-à-dire comportant un certain nombre de câbles extérieurs au béton. Afin de tirer pleinement parti des qualités de ces câbles, ceux-ci doivent être démontables, c'est-à-dire qu'ils doivent pouvoir être changés sans aucune démolition de la structure.



On trouvera les dispositions à prévoir sur les câbles et leur tracé dans le guide publié en Février 1990 par le Setra et intitulé "Précontrainte extérieure". On notera qu'une grande partie des dispositions explicitées par ce guide ont été reprises dans le chapitre 7 de l'additif au fascicule 65A du CCTG et que, sauf dispositions contraires du CCTP, ces dispositions sont obligatoires.

En ce qui concerne les dispositions à prévoir pour l'injection de ces câbles, celles-ci sont définies par la circulaire de février 2001 relative à l'injection des câbles de précontrainte extérieure au béton. Rappelons que cette circulaire n'autorise que les produits non adhérents (graisse mise en usine, cire), sauf si une technologie particulière capable d'absorber l'énergie du câble en cours de démontage est mise en œuvre.

#### **9.2.1.2 - Dispositions pour mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle**

Il arrive qu'à un moment donné de la vie d'un ouvrage, ses gestionnaires aspirent à renforcer sa précontrainte. Ceci peut survenir à la suite d'une pathologie mais aussi d'un changement de programme fonctionnel. Dans le cas d'un ouvrage en caisson, il convient de prendre en compte cette exigence en prenant quelques dispositions permettant de tendre des câbles extérieurs supplémentaires. Ces dispositions consistent à réserver le passage d'une paire de câbles supplémentaires au travers des entretoises et des déviateurs par des tubes coffrants, à mettre dans les entretoises des trompettes d'ancrages supplémentaires, et à dimensionner le ferrailage des déviateurs et des entretoises en tenant compte des efforts engendrés par cette paire de câbles. Celle-ci est du même type que les câbles qui seront tendus pendant les travaux et son tracé suit les mêmes règles. Elle sera tendue selon les mêmes modalités que les câbles extérieurs de remplacement. (On trouvera d'autres indications sur ce point dans l'article 64 de l'additif au fascicule 65A du CCTG et dans son commentaire).

## **9.2.2 - CHEMINEMENT DANS LE CAISSON**

### **9.2.2.1 - Épaisseur minimale du tablier**

Afin de permettre un cheminement aisé à l'intérieur du caisson (Fig. 9.1), il convient de projeter des tabliers dont la hauteur dépasse un certain seuil. Lorsque le tablier est de hauteur constante, la gêne occasionnée par une hauteur insuffisante affecterait l'ensemble du pont ; il est donc recommandé de ne pas descendre sous une hauteur totale extérieure de 2,20 m. Lorsque le tablier est de hauteur variable, la gêne est plus ponctuelle et ne concerne que les zones au centre des travées ou proches des culées : une hauteur minimale de 2 m peut alors être acceptée. Il convient de noter que ces hauteurs sont données pour des caissons sans nervures transversales. Lorsque le tablier en comporte, il convient de majorer ces valeurs de la hauteur intérieure des nervures, en général de 0,75 m à un mètre.



Fig. 9.1 - Exemple de caisson très petit

Setra

### **9.2.2.2 - Circulation courante**

Dans la majorité des ouvrages, il est possible de marcher confortablement sur le béton du hourdis inférieur car la place disponible entre les câbles extérieurs les plus au centre du caisson est suffisante - au moins 0,75 m. Lorsque cela n'est pas le cas, soit parce que le hourdis inférieur est très étroit, soit parce que les câbles extérieurs sont trop nombreux, il ne faut pas hésiter à prévoir un passage en caillebotis métalliques au dessus des câbles. Ce passage peut être limité au centre des travées, les câbles se relevant au voisinage des piles. (Il est à noter que si l'étroitesse du caisson ne permet pas une maintenance normale, on peut revenir à une précontrainte totalement intérieure au béton, moins encombrante qu'une précontrainte mixte.)

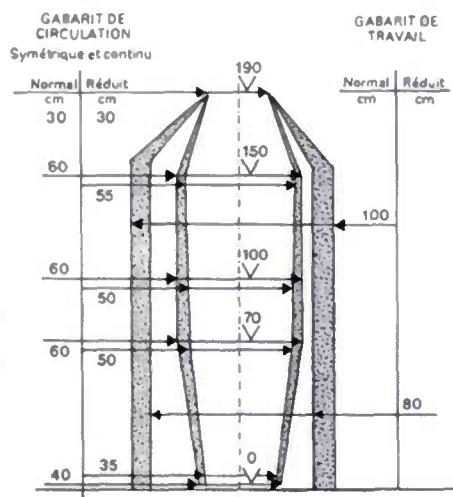


Fig. 9.2 - Gabarits de passage

### 9.2.2.3 - Passage au travers des entretoises et des déviateurs

Les ponts en caissons modernes comportent toujours des entretoises que le personnel de construction puis de surveillance traverse grâce à des trous d'hommes. Afin que cette traversée s'effectue sans difficultés et surtout sans risques, il convient que les gabarits de circulation portés sur la figure 9.2 puissent s'inscrire dans les trous d'hommes. Il est à noter que cette exigence s'applique également à l'espace qui sépare les deux voiles supérieurs des déviateurs.

Par ailleurs, lorsque ces déviateurs et entretoises comportent des poutres basses qui gênent la circulation des personnes et des matériels - ce qui est très souvent le cas - il est recommandé de prévoir, de part et d'autre de ces éléments, des escaliers métalliques ou en béton, voire des rampes en béton (Fig. 9.3). Attention, si la hauteur de franchissement dépasse 1,50 m, ces éléments doivent être équipés de garde-corps.

### 9.2.2.4 - Accès aux têtes de piles

Il y a lieu de prévoir au droit de chaque pile un trou permettant à un homme de passer du tablier aux piles et vice versa. Pour des raisons évidentes, ce trou doit être placé à l'aplomb des fosses de visite prévues dans les têtes de piles (voir 9.3.2.1 ci-dessous). Afin de limiter les effets de ce trou sur le bon fonctionnement mécanique du hourdis ou de la traverse inférieure de l'entretoise, il est recommandé de prévoir un trou circulaire, de 80 cm à 1 m de diamètre. Pour supprimer tout risque de chute de personnes, il est indispensable qu'en



Fig. 9.3 - Rampe de franchissement de la poutre basse d'un déviateur

Setra

situation normale, ce trou soit fermé par un caillebotis métallique qui ne puisse être enlevé et qui se referme automatiquement. Une bonne disposition consiste à prévoir un caillebotis carré placé dans une feuillure carrée réalisée au dessus du trou cylindrique.

### 9.2.2.5 - Installation électrique

Tous les grands ponts en béton précontraint doivent comporter une installation électrique permettant, d'une part, d'éclairer l'intérieur du tablier et, d'autre part, d'alimenter les outils qui peuvent être nécessaires pendant les opérations de maintenance (projecteurs, perceuses, etc...).

L'éclairage du caisson doit être suffisamment puissant pour qu'on puisse y circuler en toute sécurité (Fig. 9.4). Il est assuré par des appliques constituées soit d'ampoules sphériques, soit plus généralement, de tubes néons ou de réglettes fluorescentes. Fixées en général au milieu de la sous-face du hourdis supérieur, ces appliques sont implantées longitudinalement pour que leur entraxe n'excède pas une quinzaine de mètres et pour que les points à risques que constituent les entretoises et les déviateurs soient suffisamment éclairés. Lorsque la longueur totale de l'ouvrage n'excède pas 400 à 500 m, toutes les appliques sont actionnées simultanément par deux télérupteurs "va et vient" situés aux deux extrémités du tablier. Lorsque la longueur du pont excède 500 m, il est recommandé de l'éclairer par tronçons de 300 à 400 m. Dans ce cas, outre les deux interrupteurs sur culées, il y a lieu de prévoir aux extrémités de chaque tronçon N des interrupteurs "va-et-vient" permettant d'allumer et d'éteindre les tronçons N-1 et N+1. Toujours par souci d'économie, il est également possible de prévoir

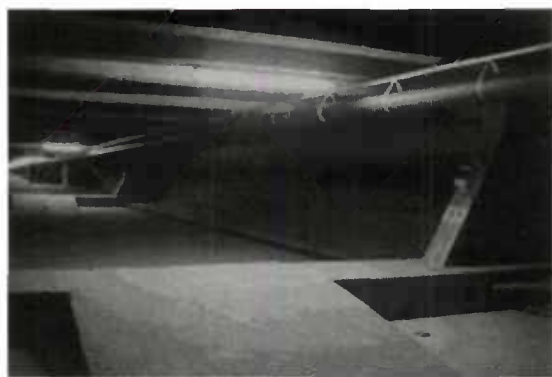


Fig. 9.4 - Éclairage  
intérieur d'un caisson

Setra

une minuterie sur le système d'éclairage mais celle-ci doit être réglée sur un temps assez long (au moins une dizaine d'heures) pour ne pas risquer de plonger dans l'obscurité des agents se trouvant encore dans le caisson.

L'alimentation en courant électrique est assurée par des prises de courant situées en général au droit des appliques d'éclairage, à un mètre du dessus du hourdis inférieur. Afin que des outils du commerce puissent être utilisés dans le caisson, le courant distribué doit présenter un voltage de 220 volts et une fréquence de 50 Hertz. Dans certaines installations, ces prises sont doublées par des prises de sécurité distribuant un courant en 24 volts. Dans tous les cas, le circuit de ces prises de courant est totalement indépendant de celui de l'éclairage, de façon à ce qu'un problème survenant sur un outillage ne coupe pas brutalement l'éclairage intérieur du caisson.

L'installation électrique doit être conforme aux normes générales en vigueur concernant les installations électriques à basse tension (à la date de publication de ce guide, cette norme

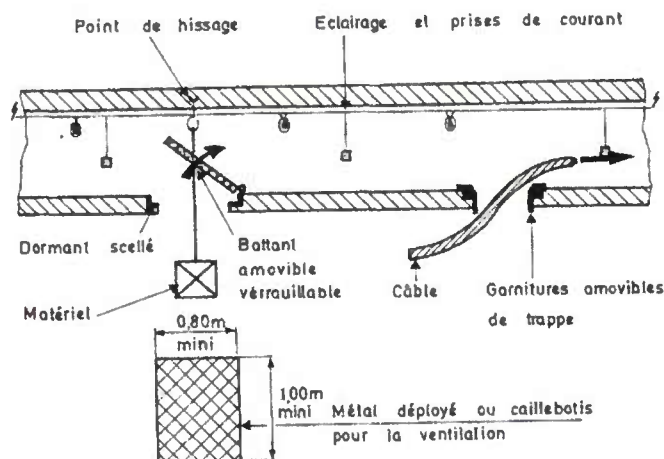


Fig. 9.5 - Trappe d'accès  
pour amenée des câbles

est la NF C 15-100). Après mise en place, elle doit être réceptionnée par un organisme habilité.

Elle doit également être mise en œuvre sans risquer d'endommager les aciers passifs et les câbles de précontrainte.

## 9.2.3 - DIVERS

### 9.2.3.1 - Trappes d'introduction de matériel

Comme cela est expliqué dans le guide Précontrainte Extérieure édité par le Setra, il y a lieu d'examiner les modalités d'amenée dans le tablier des câbles additionnels ou de remplacement et du matériel nécessaire à leur mise en oeuvre. Si cet examen conduit à l'impossibilité d'amener les câbles en passant par les culées, il convient de laisser dans le hourdis inférieur, si possible à l'aplomb d'une voirie, un trou de 1 m x 0,80 m, fermé en situation normale par une trappe en acier galvanisé (Fig. 9.5 et 9.6). Pour de plus amples informations sur ce point, le lecteur pourra consulter le 5.45 du guide cité ci-dessus. Bien évidemment, ces trappes peuvent être utilisées pour l'amenée de tout autre matériel.

Par le passé, certains ouvrages en caisson ont été exécutés avec des trappes d'accès situées dans la partie centrale du hourdis supérieur. Ces trappes posant d'importants problèmes de maintenance et de durabilité, cette disposition doit être totalement bannie.

### 9.2.3.2 - Drainage du hourdis inférieur

Il arrive fréquemment que de l'eau pénètre à l'intérieur du caisson, soit en raison de fuites, soit pendant des opérations de maintenance. Afin que cette eau puisse s'évacuer rapidement, il est indispensable de laisser dans le hourdis



Fig. 9.6 - Percement d'un hourdis  
inférieur rendu nécessaire par  
l'absence de trappe d'accès

Setra



inférieur des trous de 10 à 15 cm de diamètre munis d'un tube biseauté dépassant de l'intrados pour former goutte d'eau. Longitudinalement, leur implantation doit être arrêtée en tenant compte du profil en long du dessus du hourdis inférieur - qui est très différent du profil en long de la voie pour un tablier de hauteur variable - et de la position des entretoises et des déviateurs, qui font obstacle à l'écoulement des eaux. On veillera également à ce que cette implantation ne conduise pas à des coulures sur les parements des piles. Transversalement, il y a également lieu de tenir compte du dévers du dessus du hourdis inférieur et des câbles qui pourraient s'y trouver.

#### **9.2.3.3 - Rails de fixation pour réseaux à venir**

Lorsqu'on souhaite se réserver la possibilité de fixer des réseaux à l'intérieur d'un tablier en caisson, il est d'usage de disposer des rails d'ancrage ou des douilles en sous-face du hourdis supérieur. Ces dispositifs, en général en acier galvanisé ou en inox, constitueront le moment venu l'ancrage supérieur des barres auxquelles sera suspendu soit une canalisation, soit un bâti métallique supportant les réseaux. Les dispositifs situés près des ancrages sur piles pourront également servir de palans à vérins, sous réserve que leur charge nominale soit supérieure à 20 kN.

Afin que ces rails ou ces douilles remplissent correctement leur office le moment venu, il est indispensable de fixer leurs principales caractéristiques (implantation, orientation, longueur, charge nominale ou section, etc...) sur la base d'un cahier des charges précis des réseaux qu'ils sont susceptibles de supporter un jour.

#### **9.2.3.4 - Repérage et orientation**

Il est recommandé de faire numéroté les voussoirs à la construction, conformément aux plans d'exécution, avec une peinture indélébile et au pochoir. Ce marquage évite en effet d'avoir des rapports de visite utilisant des numérotations différentes selon les époques. Dans certains très grands ouvrages, il peut également être utile d'apposer des marques sur les entretoises sur piles indiquant le numéro de la pile franchie, ce repérage facilitant le repérage de certains travaux.

## **9.3 - PILES**

### **9.3.1 - ESPACE ENTRE DESSOUS DU TABLIER ET SOMMET DES PILES**

Afin de faciliter les opérations de surveillance et d'entretien, il est recommandé de laisser un espace minimum de 0,50 m entre le dessus des têtes de piles et le dessous du tablier.

### **9.3.2 - CONCEPTION DES TÊTES DE PILES**

#### **9.3.2.1 - Fosse d'accès et de surveillance**

Dès que la hauteur des piles dépasse 8 à 10 m, il est recommandé de prévoir une fosse dans les têtes de piles. Cette fosse, souvent appelée baignoire en raison de sa forme allongée, permet de travailler "confortablement" au niveau des têtes de piles, malgré le peu d'espace qui sépare le sommet des piles du dessous du tablier (Fig. 9.7 et 9.8). La profondeur normale d'une baignoire est de 0,80 à 1 m et sa largeur d'un mètre, sa longueur étant fonction de l'entraxe des appareils d'appui. Un trou de vidange Ø 100 mm est prévu dans la fosse pour évacuer les eaux susceptibles d'y entrer, en particulier pendant la construction.

#### **9.3.2.2 - Emplacements de vérinage du tablier**

Il arrive fréquemment qu'un tablier doive être vériné après sa mise en service, pour changer ses appareils d'appui, pour recalibrer leurs plaques de glissement ou encore pour corriger les effets d'un tassement d'appui accidentel ou d'un défaut de géométrie. Afin que les opérations de vérinage s'effectuent sans difficultés et sans risques pour la structure, il convient de définir, dès le stade du projet, les points où seront placés les vérins pendant ces opérations.

Ces points, appelés emplacements de vérinage, sont arrêtés en tenant compte de la place disponible sur la tête de pile et en cherchant à minimiser leur distance à l'axe de l'âme la plus proche. En général, on prévoit deux emplacements de vérinage pour chaque appareil d'appui. Toutefois, lorsque la tête de pile est trop courte pour retenir cette disposition, on peut prévoir deux emplacements entre les deux appareils d'appui, soit un emplacement par appareil, le plus près possible des âmes. Une fois ces emplacements arrêtés, il faut bien



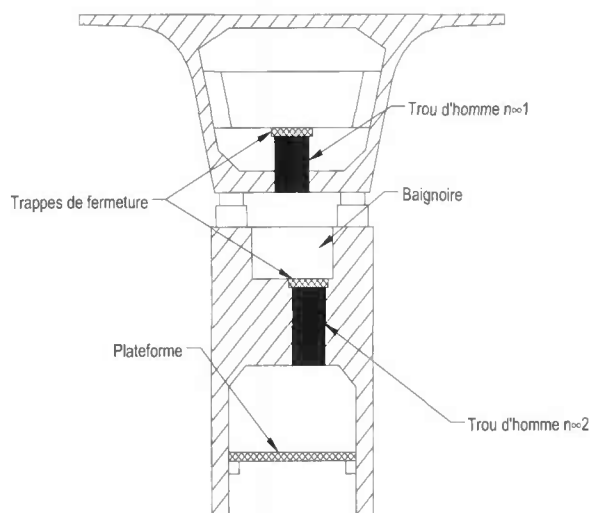


Fig. 9.7 - Accès au tablier depuis les piles et vice versa



Fig. 9.9 - Bossage concrétisant un emplacement de vérinage

sûr calculer et mettre en œuvre le ferrailage, voire la précontrainte, nécessaire à la reprise des efforts générés dans les piles et le tablier par ces conditions d'appui. Il faut également les reporter sur les plans et les matérialiser sur le dessus de la pile soit par des bossages d'appui (Fig. 9.9), ce qui constitue le cas courant, soit par des repères durables (spits, etc...) lorsque la géométrie rend cette opération trop difficile.

### 9.3.3 - VISITE DES PILES CREUSES

#### 9.3.3.1 - Visite

Afin de permettre la surveillance et l'examen de l'intérieur des piles creuses, on équipe en général celles-ci sur toute leur hauteur d'un système comportant des échelles à crinolines et des paliers de repos (Fig. 9.10). Ce système

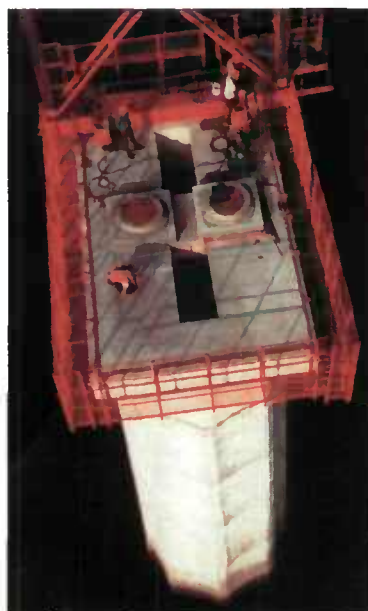


Fig. 9.8 - Fosse ou baignoire de tête de pile

autorise un examen régulier de l'intérieur des piles, avec un niveau de précision suffisant pour les visites d'évaluation périodiques. Pour les inspections plus détaillées, il est possible d'utiliser des jumelles ou, en cas d'escaliers, des échelles supplémentaires.

Les dimensions du système (hauteur et profondeur des marches, fréquence des paliers) sont déterminées conformément aux normes en vigueur relatives aux escaliers de bâtiments (à la date de publication de ce guide, cette norme est la NF E 85-010 "Échelles métalliques fixes avec ou sans crinolines").

Compte tenu de l'investissement que représentent en général ces équipements, il est indispensable que toutes les dispositions soient prises pour que leur durabilité soit garantie. Il convient ainsi d'adopter des escaliers ou des échelles en acier galvanisé à chaud, avec des épaisseurs suffisantes pour qu'un début de corrosion n'entame pas la capacité de ces éléments. Les paliers pourront être exécutés soit en acier galvanisé, soit avec le béton utilisé pour exécuter les fûts de piles.

Ces dernières années, certains maîtres d'ouvrage ont choisi de limiter l'équipement intérieur des piles creuses des grands ponts dont ils avaient la charge à une plateforme métallique en caillebotis située juste sous le dessous du chevêtre et à des douilles permettant de fixer des harnais (Fig. 9.12). Cette disposition, qui consiste à créer une plateforme de travail à partir de laquelle travailleront des inspecteurs-alpinistes, permet de limiter le



Setra

Fig. 9.10 - Échelles à crinolines et paliers à l'intérieur d'une pile

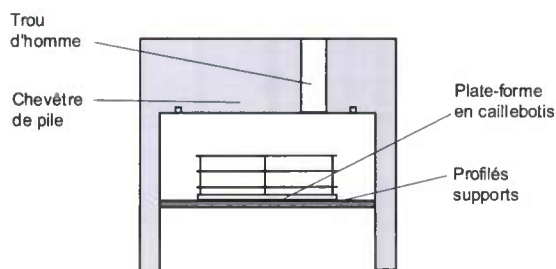


Fig. 9.12 - Aménagement minimal de l'intérieur d'une pile



Setra

Fig. 9.11 - Porte d'accès à une pile ou une culée avec cinq points d'ancrage

Dans la majorité des cas, on prévoit également un second accès constitué par une porte métallique située en bas des piles. Compte tenu des risques de vandalisme, il convient d'utiliser des portes du même type que celles que nous préconisons pour les culées (voir 9.4.2 et Fig. 9.11). On peut également placer ces portes à trois ou quatre mètres au-dessus du terrain naturel, ce qui nécessitera l'amenée d'une échelle. On notera que ces portes sont rarement très esthétiques et qu'il faut rechercher une architecture des piles qui les intègre au maximum.

coût de l'investissement initial et garantit que la visite s'effectue avec des équipements récents, parfaitement contrôlés. En contrepartie, elle augmente sensiblement les moyens et délais à mettre en œuvre pour visiter les piles, ainsi, bien sûr, que le coût de cette opération.

### 9.3.3.2 - Accès

Quel que soit le contexte, il convient de prévoir un accès aux piles creuses depuis le tablier. Celui-ci s'effectue généralement depuis la fosse de visite que nous avons évoquée au 9.3.2.1 ci-dessus, par le biais d'un trou réservé au fond de ce volume. Comme précédemment, ce trou doit être fermé en situation normale par un caillebotis ou une plaque métallique. Il doit également être décalé en plan par rapport au trou réservé dans l'entretoise sur pile, afin qu'une personne chutant du tablier ne puisse pas tomber plus bas que le fond de cette fosse.

Lorsqu'il n'est pas possible de prévoir des portes à la base des piles (piles en mer, risque de vandalisme trop important, résistance insuffisante, etc...), il convient de dimensionner assez confortablement le passage des piles au tablier. En effet, ce trou d'homme devra permettre l'entrée et la sortie du matériel de maintenance. En cas d'accident pendant une opération de maintenance, c'est aussi par cet unique passage que devra être évacuée la victime.

### 9.3.3.3 - Éclairage

Les piles creuses doivent bénéficier d'un éclairage. Pour la conception de celui-ci, on s'inspirera de celui prévu dans le tablier de l'ouvrage.

## 9.4 - CULÉES

### 9.4.1 - DESSERTE DES CULÉES

Il convient d'étudier et de réaliser avec soin les accès aux culées. En général, les accès se font depuis la voie portée, le long des murs en retour de la culée mais ils peuvent aussi se faire depuis une voie passant sous l'ouvrage, le long de la culée, si celle-ci dispose d'emplacements de stationnement. Ces accès doivent être réalisés avec soin (revêtement en béton, escalier en béton ou en bois, si nécessaire garde-corps, etc...). Ils doivent cependant être aussi discrets que possible, afin de ne pas susciter l'intérêt de personnes mal intentionnées.

### 9.4.2 - LIMITATION DES ACCÈS DANS LES CULÉES

Sur les grands ponts récents, la face avant des culées est en général fermée par un mur souvent appelé mur-cache, l'accès se faisant par une porte métallique installée dans l'un de ces murs. Nous recommandons vivement cette disposition, car elle empêche l'entrée de personnes non autorisées, et par là-même, les actes de malveillance sur les appareils d'appui, la précontrainte de continuité extérieure ou encore les chèneaux sous les joints. Cette disposition est également intéressante sur le plan esthétique car ces murs cachent l'intérieur des culées qui est rarement très soigné. Nous attirons l'attention du lecteur sur la nécessité d'équiper les portes de serrures de qualité. Sur ce dernier point, des serrures de sécurité à cinq points certifiées "A2P trois étoiles" par l'Assemblée Plénière des Sociétés d'Assurances Dommage (APSAD) semblent bien adaptées (Fig. 9.11 pages précédentes).

En complément de cette disposition importante, on veillera à ce que le jour entre le muret cache et les bords extérieurs du caisson soit le plus faible possible. À cet égard, un vide de 15 cm semble un maximum, y compris entre la sous-face du tablier et le dessus de la partie centrale du muret cache.

### 9.4.3 - INSTALLATION ÉLECTRIQUE

Bien que de superficie beaucoup plus modeste, les culées doivent bénéficier des mêmes fonctionnalités électriques (éclairage, prises de courant) que le tablier de l'ouvrage. On veillera à ce qu'un interrupteur soit installé au voisinage immédiat de la porte dont nous avons parlé au 9.4.2 ci-avant.

### 9.4.4 - PROFONDEUR DES CULÉES

#### *Cas courant des culées avec chambre de tirage*

Une des conditions indispensables au changement de la précontrainte extérieure est la possibilité d'accéder aux ancrages et de tendre des câbles neufs. Comme l'indique le 5.42 du guide "Précontrainte extérieure" publié par le Setra, une culée doit être conçue avec une chambre de tirage chaque fois que des câbles extérieurs comportent des ancrages actifs sur l'entretoise située au droit de cette culée. Pour déterminer la profondeur utile  $L$  de cette chambre, c'est-à-dire la distance entre le nu intérieur du mur garde-grève et l'extrémité du tablier hors corbeau, il convient de considérer la phase la plus encombrante du processus de remplacement des câbles extérieurs. Pour des câbles extérieurs injectés à l'aide d'un produit souple (cire ou graisse), la phase dimensionnante est celle où les câbles neufs étant dans leur gaine, on place le vérin de mise en tension au bout des torons, pour qu'il puisse les "avalier" (Fig. 9.13). En effet, dans cette phase, on doit disposer du cumul de la longueur du vérin  $L_v$  avec la longueur des torons nécessaire à la prise du vérin  $L_t$ .

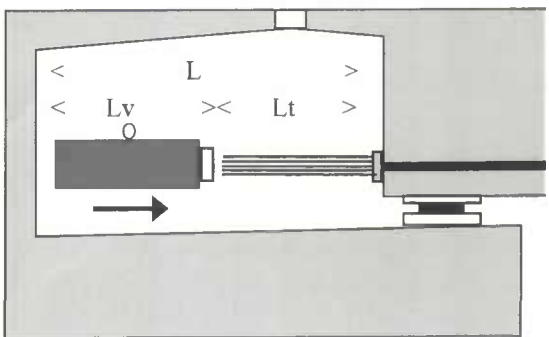


Fig. 9.13 - Phase dimensionnant la profondeur  $L$  minimale de la chambre de tirage



Le tableau ci-dessous donne les longueurs  $L_v$ ,  $L_t$  et  $(L_v+L_t)$  pour des câbles de type 19T15S, 27T15S et 37T15S issus de quelques systèmes de précontrainte français.

Unité		19T15S			27T15S			37T15S		
Fournisseur	Système	$L_v$	$L_t$	$L_v + L_t$	$L_v$	$L_t$	$L_v + L_t$	$L_v$	$L_t$	$L_v + L_t$
Freyssinet	C avec vérin C1000F	1,28	1,11	2,39	1,29	1,12	2,41	1,25	1,08	2,33
SEEE	FUT	1,07	1,25	2,33	1,18	1,40	2,58	1,20	1,40	2,60
Spie Précontrainte	SB	1,14	1,20	2,34	1,16	1,25	2,41	1,18	1,38	2,56

Au stade d'un projet, on peut donc considérer que la profondeur utile  $L$  des chambres doit être au moins de 2,40 m pour un câblage composé de 19T15S et de 2,60 m avec des 27T15S ou des 37T15S.

Cas particuliers de culées sans chambre de tirage

Dans certains cas très particuliers, une culée peut ne pas comporter de chambre de tirage. Dans ce cas, les conditions de recul que nous venons de préciser ne s'appliquent pas. Il ne faut cependant pas réduire excessivement la distance entre l'about du tablier et le mur garde-grève. Une distance minimale de 0,80 m à 1 m est en effet indispensable pour visiter et entretenir correctement ces parties d'ouvrage.

9.4.5 - RECUEIL DES EAUX SOUS LE JOINT DE CHAUSSÉE

La quasi-totalité des grands ponts modernes sont équipés de joints de chaussée à leurs extrémités, donc à l'aplomb des culées. Malgré le soin en général accordé à leur conception et à leur pose, ces joints ne sont pas jamais totalement étanches. Il convient donc de collecter les eaux qui les traversent, sous peine de souiller les chevêtres des culées, les appareils d'appui et les ancrages de précontrainte extérieure situés aux abouts de l'ouvrage.

Les dispositions les plus satisfaisantes sont portées sur les figures 9.14 à 9.16. Elles consistent à placer sous le joint un chéneau métallique formant gouttière. Supporté par des équerres en acier galvanisé, ce chéneau doit être centré

sous le joint de chaussée, ce qui implique l'existence d'un corbeau de 30 à 40 cm coté tablier. Afin d'éviter les éclaboussures, il convient de canaliser l'eau par des bavettes verticales en Néoprène fermant l'espace entre le joint et le chéneau. Ces bavettes, qui sont dans la majorité des cas différentes de celles qui sont livrées avec le joint, doivent être lestées pour être aussi insensibles que possible au souffle des camions. Afin de faciliter l'entretien du chéneau, il est recommandé de prévoir un robinet d'eau dans la culée, si bien sûr l'ouvrage peut être raccordé au réseau d'eau potable pour un coût raisonnable et son alimentation protégée contre le gel.

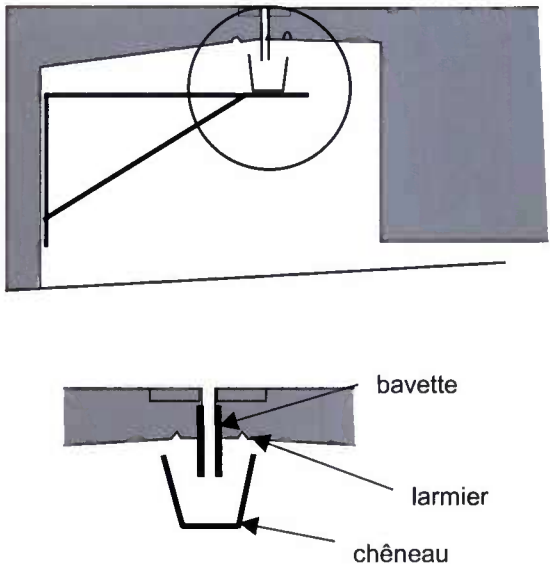


Fig. 9.14 - Collecte des eaux sous les joints de chaussée





Fig. 9.15 - Chêneau sous joint  
(la distance au hourdis autorise  
un nettoyage facile)

Setra



Fig. 9.16 - Fixation  
d'un chêneau

Setra

#### 9.4.6 - ESPACE ENTRE DESSOUS DU TABLIER ET DESSUS DES CHEVÈTRES

Afin de faciliter les opérations de maintenance, comme pour les piles, il est recommandé de laisser un espace minimum de 0,50 m entre le dessus des chevêtres des culées et le dessous du tablier.

#### 9.4.7 - EMPLACEMENTS DE VÉRINAGE DU TABLIER

Les culées, comme les piles, doivent comporter des emplacements de vérinage du tablier. Ceux-ci sont définis comme indiqué au 9.3.2.2 ci-dessus.

# RECOMMANDATIONS POUR L'ÉTABLISSEMENT D'UN DCE

*On trouvera dans ce qui suit un certain nombre de recommandations et d'indications pour établir le Dossier de Consultation des Entreprises (DCE) d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs et notamment, pour rédiger les pièces écrites de ce dossier. Compte tenu de l'impossibilité d'être exhaustif, ces recommandations portent surtout sur les articles fortement influencés par cette méthode de construction et les structures de tablier qui lui sont associées.*

## 10.1 - NATURE DE LA CONSULTATION

En France, la très grande majorité des ponts construits par encorbellements successifs sont exécutés dans le cadre d'un appel d'offres restreint, c'est-à-dire avec sélection préalable des candidats.

Dans la majorité des cas, le marché n'est découpé ni en tranches, ni en lots. Dans le cas d'ouvrages très importants, un découpage en tranches est cependant parfois prévu, afin de permettre un étalement du financement des travaux. Cette disposition est cependant peu recommandée car chaque tranche est rarement fonctionnelle par elle-même.

## 10.2 - CONSTITUTION DU DCE

Sauf cas très particuliers, les DCE sont constitués de trois sous-dossiers ou bordereaux.

Le sous-dossier 0 est limité au règlement de la consultation (RC).

Le sous-dossier I contient les pièces qui constitueront le marché. Il comporte les cadres de l'acte d'engagement (AE), du bordereau des prix (BP), du détail estimatif (DE), les projets de CCAP et de CCTP, et parfois, des cadres de décomposition et de sous-détails des prix. Il comporte aussi une série de documents annexés au CCTP et notamment :

- le plan de situation,
- la vue en plan,
- la coupe longitudinale,

- des coupes transversales du tablier,
- le plan de détails des entretoises et des déviateurs,
- le plan de détails des superstructures du tablier,
- les plans de coffrage des piles,
- les plans de coffrage des culées,
- la partie contractuelle de l'étude géotechnique, c'est-à-dire, en général, les résultats des sondages.

Dans certains cas, le sous-dossier I contient également des études spécifiques influençant directement la conception de l'ouvrage : études hydrauliques, étude des effets du vent, etc. Dans d'autres cas, une partie des études architecturales peut aussi être incluse dans le sous-dossier I, pour rendre contractuelles des informations portées uniquement sur les documents de cette étude (référence d'une matrice de fond de coffrage, granulats, etc.). Enfin, si l'ouvrage doit être construit au-dessus ou près d'une voie circulée, le sous-dossier I doit comporter un document recensant les contraintes d'exploitation routières, ferroviaires ou fluviales qui seront opposées à l'entrepreneur pendant les travaux.

Le sous-dossier II est constitué par des documents n'ayant qu'un caractère informatif. Pour un ouvrage construit par encorbellements successifs, ce sous-dossier comporte en général :

- un plan des terrains pouvant accueillir les installations de chantier,
- un plan des accès possibles au chantier,
- un plan de câblage longitudinal,
- un plan de câblage transversal (pour les ouvrages précontraints transversalement),
- un plan de découpage en voussoirs du tablier,
- une cinématique de construction,
- un plan du dispositif de stabilisation des fléaux,

- un avant-métré,
- l'étude architecturale,
- la partie non contractuelle de l'étude géotechnique, c'est-à-dire en général le pré-dimensionnement des fondations effectué par le laboratoire en charge de cette étude.

Il arrive aussi que le sous-dossier II comporte des plans de principe du ferrailage du tablier, des notes de calcul ou encore des études diverses portées à la connaissance des entreprises.

Ces dernières années, certains DCE comportaient également dans le sous-dossier II une note relative à la formulation des bétons, note donnant le résultat d'études effectuées en amont par le maître d'œuvre sur des points particuliers (BHP, alcali-réaction, formules G+S, etc...).

## 10.3 - RÈGLEMENT DE LA CONSULTATION

### 10.3.1 - COMPLÉMENTS À APPORTER AU CCTP / PROPOSITIONS TECHNIQUES

Les propositions techniques sont des précisions que les entreprises sont astreintes à fournir dans leur offre et qui complètent la définition de la solution de base. L'article 2.3 bis du RC précise les éléments d'ouvrage devant faire l'objet de propositions techniques de la part des candidats. Pour ce qui concerne le tablier d'un pont construit par encorbellements successifs, ces propositions, qui doivent être jointes à l'offre, portent en général sur :

- l'origine des constituants, la composition et la mise en œuvre des bétons,
- les appareils d'appui,
- les procédés de précontrainte,
- le procédé de chape d'étanchéité,
- les joints de chaussée.

### 10.3.2 - VARIANTES TECHNIQUES

Afin de favoriser la concurrence, le maître d'ouvrage peut autoriser les entreprises à proposer des variantes. Contrairement aux propositions techniques, ces variantes, si elles sont acceptées, peuvent nécessiter des retouches du bordereau des prix, du détail estimatif et bien sûr du CCTP et des plans qui lui sont joints.

Les variantes techniques non interdites sont listées dans l'article 2.3 du RC. Parmi les variantes les plus fréquemment admises, on relève :

- le découpage en voussoirs,
- les unités de précontrainte utilisées,
- la forme intérieure des goussets du tablier,
- la cinématique de construction,
- le dispositif de stabilisation des fléaux.

Parfois, des variantes plus ouvertes sont autorisées. On peut ainsi citer :

- la substitution des âmes en béton par des âmes métalliques légères (pour les ponts de grande portée),
- le remplacement de la construction par encorbellement par la construction par poussage, avec ou sans palées selon les cas (pour les ponts de portées moyennes et de hauteur constante),
- le changement du mode d'exécution des fondations d'un ou des appuis.

### 10.4 - ACTE D'ENGAGEMENT

#### 10.4.1 - DÉLAI DE VALIDITÉ DES OFFRES

La phase de jugement des offres pour un ouvrage construit par encorbellements successifs est souvent bien plus longue que celle d'un ouvrage courant. Il convient donc de prévoir dans l'article premier de l'acte d'engagement un délai de validité des offres assez long (180 jours minimum), voire plus si les entreprises peuvent présenter des variantes importantes.

### 10.4.2 - PÉRIODE DE PRÉPARATION

Comme nous l'avons vu, les études d'exécution des ouvrages construits par encorbellements successifs et leur contrôle par le maître d'œuvre sont longs et complexes. Sur certains ouvrages, le chantier progresse même à certains moments "plus vite" que les études d'exécution. Afin d'éviter qu'il ne soit interrompu par l'insuffisance de plans d'exécution visés par le maître d'œuvre, il est indispensable de prévoir une période de préparation suffisamment longue, pendant laquelle les bureaux d'études prendront une avance significative sur le chantier. Le délai est variable selon les ouvrages mais sera d'autant plus long que le délai d'exécution des piles est faible.

### 10.5 - CAHIER DES CLAUSES ADMINISTRATIVES PARTICULIÈRES

#### 10.5.1 - PIÈCES GÉNÉRALES CONSTITUTIVES DU MARCHÉ

Pour un ouvrage construit par encorbellements successifs, la liste des pièces générales constitutives du marché comprend au moins les documents suivants :

- le fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes" ;
- le fascicule 61 titre IV section II du CCTG : Actions de la neige sur les constructions (DTU P 06-006 de septembre 1996) ;
- le fascicule n° 62 titre 1<sup>er</sup> - Section I du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites" (BAEL 91 révisé 99) ;
- le fascicule n° 62 titre 1<sup>er</sup> - Section II du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites" (BPEL 91 révisé 99) ;
- le fascicule n° 65-A du CCTG et son additif : "Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint", dans leurs mises à jour d'août 2000 ;



- le fascicule n° 62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil" ;
- le fascicule n° 68 : "Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil".

Pour les ouvrages supportant des convois exceptionnels, il convient de citer également :

- la circulaire n° R/EG3 du 20 juillet 1983 intitulée "Transports exceptionnels, définition des convois types et règles pour la vérification des ouvrages d'art" publiée par la Direction des Routes, pour les ouvrages supportant ce type de véhicules ;

En zone sismique, il convient en outre d'ajouter les documents particuliers suivants :

- guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts, édité par l'Association Française du Génie Parasismique, publié aux presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ;
- norme homologuée NF P 06-013, plus couramment appelée "Règles de construction parasismique - règles applicables aux bâtiments - PS92", pour ce qui concerne les fondations ;
- décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique et à l'arrêté du 15 septembre 1995 relatif à la classification et aux règles de constructions parasismiques applicables aux ponts de la catégorie dite "à risque normal".

### 10.5.2 - PÉRIODE DE PRÉPARATION

L'article 8.1 du CCAP précise la durée de la période de préparation et indique si celle-ci est comprise ou non dans le délai du marché. Sur ce point, nous renvoyons le lecteur à l'article 10.4.2 du présent chapitre.

### 10.5.3 - DÉLAI DE CONTRÔLE DES ÉTUDES D'EXÉCUTION

Le respect des délais de visa étant très souvent à l'origine de conflits entre l'entreprise et le maître d'œuvre, il est recommandé d'introduire dans l'article 8.2 du CCAP un texte fixant clairement :

- les documents que le maître d'œuvre considère comme formant un ensemble indissociable,

- les délais que le maître d'œuvre s'engage à respecter, dans le cadre du premier examen des documents puis des suivants.

Le texte ci-dessous, bien que probablement imparfait, peut servir d'exemple pour ce texte :

#### ***Délais d'examen et de visa des documents d'exécution***

*L'entrepreneur doit présenter les études d'exécution au visa du maître d'œuvre par partie d'ouvrages et sous forme de groupes homogènes de documents (par exemple, plans de coffrage, plans de ferrailage et note de calculs de la partie considérée), en joignant les procédures d'exécution correspondantes.*

*Le maître d'œuvre fait part de ses observations au titulaire par écrit et dans un délai maximal de quarante-cinq (45) jours ouvrables pour ce qui concerne le premier examen des groupes "flexion longitudinale du tablier" et "flexion transversale du tablier" et vingt-cinq (25) jours ouvrables pour ce qui concerne le premier examen des autres groupes de documents. Ces délais sont ramenés à quinze (15) et cinq (5) jours ouvrables pour ce qui concerne les examens ultérieurs de ces groupes de documents.*

*Il est à noter qu'en cas d'arrivée échelonnée des documents d'un même groupe, ces délais courent à partir de la date d'arrivée du dernier document.*

### 10.5.4 - SUJÉTIONS D'EXPLOITATION DU DOMAINE PUBLIC

La construction de nombreux ponts s'effectue au voisinage immédiat voire au-dessus de voies circulées. Dans ces conditions et pour des raisons de sécurité, il y a lieu d'attendre que la circulation sur ces voies soit neutralisée pour effectuer certains travaux.

Ces interruptions ne pouvant en général avoir lieu qu'à certains moments de la journée, il en résulte une gêne pour la progression du chantier. On prendra soin de bien faire état de ces contraintes dans les articles 8.4 et 8.5 du CCAP, soit en listant directement les contraintes dans ces articles, soit en renvoyant à un autre document contractuel du DCE.

10.5.5 - LEVÉE DES POINTS D'ARRÊT

L'article 9.1 du CCAP rappelle les principaux points d'arrêt du chantier ainsi que le délai nécessaire au maître d'œuvre pour lever ces points d'arrêt. Le tableau ci-dessous comporte une liste non exhaustive de points d'arrêt pouvant concerner le tablier d'un pont construit par encorbellements successifs ainsi que le délai moyen nécessaire à leur levée.

Points d'arrêts	Délai
Bétonnages et décoffrages	
Acceptation de l'élément témoin de convenance	1 journée
Autorisation de bétonnage d'une partie d'ouvrage	1 journée
Autorisation d'avancement des équipages mobiles	1 journée
Autorisation de décintrement d'un tronçon de tablier	1 journée
Précontrainte	
Autorisation de mise en tension de la précontrainte	1 journée
Acceptation de la mise en tension avant la coupe des armatures	1 journée
Autorisation d'injection des gaines de précontrainte	1 journée
Appareils d'appui	
Acceptation des bossages des appareils d'appui	1 journée
Acceptation au moment de la livraison	1 journée
Acceptation de la pose des appareils d'appui (réglage et implantation)	1 journée
Équipements	
Acceptation du support de l'étanchéité	1 journée
Acceptation de l'étanchéité ; autorisation de mise en œuvre des enrobés	1 journée
Acceptation d'un élément témoin de corniche préfabriquée en béton	1 journée
Acceptation du calage des corniches avant scellement	1 journée
Acceptation des joints de chaussée avant fixation ou scellement	1 journée
Acceptation des dispositifs de retenue avant scellement	1 journée
Épreuves	
Autorisation de réaliser les épreuves de chargement	1 journée

10.6 - CAHIER DES CLAUSES  
TECHNIQUES  
PARTICULIÈRES

10.6.1 - PRÉAMBULE

On trouvera ci-dessous un certain nombre de points devant être parfaitement précisés dans le CCTP du dossier de consultation des entreprises.

Ces points peuvent être classés en deux catégories. La première catégorie est constituée par les éléments qui apportent des compléments aux fascicules du CCTG et aux normes applicables, soit parce que ces documents sont incomplets, soit parce qu'aucun d'entre eux ne couvre le domaine concerné. La seconde catégorie est constituée par les points qui lèvent des options proposées par ces textes.

À l'instar de ce qui a été fait dans le CCTP-type du logiciel CAPT-DCE-OA du SETRA, aucun de ces points ne rappelle les exigences des fascicules du CCTG et des normes, car elles sont opposables de fait à l'entrepreneur.

Pour être tout à fait exhaustif, nous précisons que ces points concernent des caissons de forme classique construits par encorbellements successifs, des compléments pouvant être nécessaires pour des caissons plus sophistiqués.

10.6.2 - PROGRAMME DES ÉTUDES  
D'EXÉCUTION DE L'OUVRAGE

Comme nous l'avons écrit dans ce qui précède, il faut accorder une très grande importance à la qualité des études et à leur déroulement. Sur ce dernier point, il est recommandé d'inclure au CCTP un article intitulé "Programme des études d'exécution" et libellé comme suit :

*Programme des études d'exécution*

*L'entrepreneur doit fournir un programme des études d'exécution comprenant la liste et le calendrier prévisionnel des documents à établir.*

*La liste énumère les documents dont la fourniture est nécessaire à la réalisation des ouvrages provisoires et des ouvrages définitifs. Elle est dressée en conformité avec le cadre des études tel qu'il est fixé par le marché.*

*Le calendrier prévisionnel comporte l'échéancier d'envoi des documents et les dates prévues ou souhaitées pour l'obtention des visas du maître d'œuvre, dans le respect des délais minima fixés par l'article 8.2 du CCAP. Il est représenté sous la forme d'un diagramme à barres faisant ressortir clairement les tâches critiques et les marges.*

10.6.3 - ÉTUDES D'EXÉCUTION  
DE L'OUVRAGE

10.6.3.1 - Actions

Le CCTP de l'ouvrage doit rappeler l'ensemble des actions à prendre en compte dans les calculs justificatifs de l'ouvrage.

Une grande partie de ces actions sont définies dans le fascicule 61 titre II du CPC et dans le BPEL 91 révisé 99. Ces actions, qu'il est d'usage de rappeler et de préciser dans le CCTP, sont :

- le poids propre du caisson (préciser la masse volumique du béton),
- le poids des équipements du tablier,
- les effets de la précontrainte,
- le retrait et le fluage du béton (préciser dans quelle zone se situe l'ouvrage),
- les effets thermiques généraux (gradient et variation uniforme),
- les effets thermiques (variation uniforme) à prendre en compte pour les joints,



- les surcharges routières et piétonnières prévues sur l'ouvrage, y compris les éventuels camions de fatigue,

- les chocs sur les dispositifs de retenue.

Ces actions doivent être complétées par quelques actions spécifiques aux tabliers en caisson et à la méthode de construction, actions qu'il est nécessaire de préciser dans le CCTP. Il s'agit :

- du poids propre des ouvrages provisoires (équipages mobiles, poutre de lancement, ...),
- des surcharges de chantier définies dans les chapitres 3 et 5 du présent guide, à utiliser dans les seuls calculs en construction, en situation de fléau non clavé,
- des actions particulières de chantier (déséquilibre d'un voussoir, chute de l'un des équipages mobiles, efforts transmis par les appuis du lanceur, etc.) également évoquées au chapitre 5 du présent guide.

Selon les cas, il y a lieu également de préciser certaines actions complémentaires telles que :

- des chocs sur certains appuis,
- la poussée due aux eaux ou aux glaces,
- le vent et/ou la neige à prendre en compte dans certains sites très exposés,
- le séisme,
- etc.

#### 10.6.3.2 - Combinaisons d'actions

Le CCTP rappelle en général les différentes combinaisons d'actions à envisager. Les combinaisons à utiliser pour la justification en service de l'ouvrage sont celles définies par le BPEL91 révisé 99. Celles à utiliser pour justifier l'ouvrage vis-à-vis des risques d'instabilité des fléaux sont données dans le chapitre 5 du présent guide. Nous rappelons qu'elles dérogent aux Directives Communes de 1979.

#### 10.6.3.3 - Justification du tablier

Le CCTP doit préciser :

- les classes de vérification, au sens de l'article 1.3 du BPEL91 révisé 99, pour la justification de la flexion longitudinale du tablier et, pour les ouvrages précontraints transversalement, de la flexion transversale de son hourdis supérieur (voir le 3.3.2) ;
- la classe de fissuration au sens de l'article A 4.5.3 du BAEL91 révisé 99, pour la justification des parties en béton armé (flexion transversale, déviateurs, entretoises, ...) ;
- le gradient thermique et les dilatations thermiques à retenir en phase de construction (voir le 3.3.3.2).

Certaines différences d'appréciation existant entre les maîtres d'œuvre, on précisera également si l'article 6.1.23 du BPEL 91 révisé 99 est applicable stricto sensu ou si des contraintes admissibles différentes doivent être adoptées. (Le paragraphe 3.3.3 du présent guide recommande par exemple l'application du commentaire de l'article 6.1.23 en situation d'exécution.)

Le CCTP doit également indiquer si un calcul en fourchette sur les effets de la précontrainte est obligatoire. Dans la négative, le CCTP devra préciser les valeurs de  $k$  et  $k'$  à prendre en compte pour l'application de l'article 4.10 du BPEL 91 révisé 99, ces valeurs étant directement reliées aux exigences formulées par le maître d'œuvre en matière de gaines vides et de mesure des coefficients de transmission (voir nos recommandations au 3.2.3).

Le BPEL 91 révisé 99 ne comportant aucune règle de cumul des aciers passifs issus de la flexion transversale d'une part, des efforts tangents de flexion générale et de diffusion d'autre part, il est indispensable de porter une règle de ce type dans le CCTP (voir chapitre 4 du présent guide). Ce dernier sera aussi utilement complété par une règle de prise en compte du phasage de construction dans le calcul des sollicitations à l'ELU (voir nos propositions au 3.3.5).

Conformément au paragraphe 3.2.5, il y a lieu de préciser qu'un calcul de récolement doit être effectué après la fin des travaux. Ce calcul prend en compte le phasage réel des travaux



avec les dates de bétonnage constatées et les éventuels incidents de chantier (par exemple, rupture d'un toron non remplacé). Il tient aussi compte parfois de coefficients de frottement estimés grâce aux mesures effectuées sur le site.

Enfin, selon les ouvrages, le CCTP peut également imposer :

- la prise en compte de la courbure en plan de l'ouvrage dans les calculs en flexion longitudinale,
- un calcul aux éléments finis d'un tronçon du tablier,
- un calcul aux éléments finis d'un élément précis de l'ouvrage (VSP, VSC, nervures, etc.),
- un calcul au second ordre d'une ou des piles lorsque celles-ci sont très élancées (dans ce cas, le CCTP doit préciser les hypothèses de calcul pour les efforts horizontaux en tête de piles),
- etc.

Le chapitre 3 du présent guide donne de nombreux et précieux conseils pour choisir les coefficients et les règles évoquées dans ce paragraphe.

## 10.6.4 - COFFRAGES DU TABLIER

### 10.6.4.1 - Coffrages

Le CCTP doit préciser la classe de parement retenue pour les faces extérieure et intérieure du caisson, cette classe s'entendant au sens de l'article 52 du fascicule 65A du CCTG.

### 10.6.4.2 - Plaquettes témoins ou voussoir d'essai

Le CCTP doit préciser si l'entrepreneur doit procéder à un voussoir d'essai au titre des épreuves de convenance, ou si celles-ci peuvent se réduire à la réalisation d'éléments ou de plaquettes témoins. Dans tous les cas, le CCTP doit clairement indiquer :

- les dimensions de ces éléments,
- les gaines et aciers passifs qu'ils doivent contenir,

- si des bossages de câble de continuité doivent être prévus.

Outre ces précisions, le CCTP doit clairement définir les conditions d'acceptation de ces épreuves : examen des parements, carottage dans les zones de gaines, mesure de planéité des parements, etc...

### 10.6.4.3 - Décoffrage

Il est recommandé de fixer une résistance minimale du béton au moment du décoffrage. Celle-ci ne doit pas être inférieure à 15 MPa.

## 10.6.5 - PRECONTRAINT

### 10.6.5.1 - Câbles de fléaux

Le CCTP doit indiquer précisément le nombre, le type et les classes de résistance et de relaxation des torons constituant un câble de fléau. Il doit également indiquer le type de conduit ainsi, bien sûr, que la nature du produit d'injection.

### 10.6.5.2 - Câbles éclisses ou de continuité

Le CCTP doit indiquer les mêmes caractéristiques que celles recensées pour les câbles de fléaux. Il doit en outre préciser les exigences du maître d'ouvrage en matière de protection définitive des ancrages (cachetage traditionnel, capot métallique, etc.). Pour les conduits, certains maîtres d'œuvre imposent des gaines rigides au niveau des bossages, ce qui garantit un tracé régulier, donc sans concentration des poussées au vide.

### 10.6.5.3 - Câbles transversaux

Si le projet prévoit la mise en œuvre de câbles transversaux dans le hourdis supérieur ou dans ses éventuelles nervures, le CCTP devra indiquer précisément les exigences les concernant. Celles-ci sont identiques à celles des câbles éclisses.

### 10.6.5.4 - Câbles extérieurs

Le CCTP doit indiquer les mêmes caractéristiques que celles précisées pour les câbles de fléaux. Il doit également préciser le type et la protection anticorrosion des tubes déviateurs à placer dans les déviateurs structurels - ainsi le cas échéant, que les caractéristiques des

dispositifs anti-vibratoires. Il doit enfin préciser les exigences du maître d'ouvrage en matière de précontrainte additionnelle, et plus précisément, la capacité de cette précontrainte.

#### 10.6.6 - ÉQUIPEMENTS PARTICULIERS DU CAISSON

Ces équipements n'étant pas toujours bien représentés sur les plans du DCE, le CCTP doit décrire aussi précisément que possible les équipements de maintenance que le maître d'ouvrage souhaite voir mis en place dans l'ouvrage. Parmi ces équipements, on citera notamment :

- l'installation électrique du caisson, notamment l'éclairage intérieur,
- les escaliers ou rampes de franchissement des entretoises et des déviateurs,
- les dispositifs (portes, caillebotis, tôles, etc.) de fermeture des points d'entrée dans le tablier (trou d'hommes des entretoises sur culées, trous d'homme réservés dans le hourdis inférieur, sur pile ou près des culées),
- les rails d'ancrage éventuellement fixés au hourdis supérieur ou aux âmes, pour permettre la pose immédiate ou ultérieure de réseaux dans le caisson,
- les rails de manutention mis en œuvre dans le hourdis supérieur, à l'aplomb des trappes éventuellement réservées dans le hourdis inférieur,
- les rails facilitant la mise en œuvre des vérins de mise en tension des câbles de précontrainte extérieure,
- les équipements de visite des piles creuses.

On trouvera dans le chapitre 9 du présent guide de nombreuses indications pour la rédaction des clauses correspondantes.

#### 10.6.7 - CONTRÔLE DES TRAVAUX

Comme on a pu le lire au chapitre 7, le contrôle des travaux d'un ouvrage construit par encorbellements successifs est une tâche importante et complexe que le maître d'œuvre doit organiser assez longtemps à l'avance.

Le DCE (CCAP, CCTP) doit mettre en évidence ces contrôles qui constitueront la plupart du temps un point d'arrêt pour les entreprises.

Il arrive en outre que certaines opérations de contrôle ne puissent être assurées par le maître d'œuvre et son laboratoire et qu'on doive les confier à l'entreprise sous forme de contrôle externe. Dans ce cas, il convient de définir parfaitement ces contrôles et de les rémunérer par des prix spécifiques.

### 10.7 - BORDEREAU DES PRIX

On trouvera annexé au fascicule 65A du CCTG un bordereau des prix type bien adapté à la construction de tous les ouvrages courants.

Outre les prix habituels de cette annexe, le bordereau des prix d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés en place doit comporter des prix :

- de dispositifs de stabilisation des fléaux,
- d'équipages mobiles,
- d'outil coffrant des VSP,
- d'étalement des tronçons de rive.

Le prix du dispositif de stabilisation des fléaux est en général un prix "au forfait" ou un prix "au forfait par pile". Il rémunère la fourniture, la mise en œuvre et la dépose en fin de chantier des cales de stabilité provisoire, de la précontrainte de clouage et, le cas échéant, des palées provisoires ou des haubans. Il rémunère également les opérations de vérinage qui sont nécessaires pendant le chantier, en particulier au moment du passage sur les appuis définitifs.

Le prix d'équipages mobiles comprend généralement la conception, la construction, l'amenée, les réglages, les déplacements successifs et la dépose finale des équipages utilisés sur le chantier ainsi que les frais liés au contrôle externe. Il s'agit soit d'un prix forfaitaire, soit, sur les très grands ouvrages, d'un prix "par paire". Compte tenu des sommes en jeu, ce prix est en général réglé par fractions, en fonction de l'avancement du chantier.

Le prix d'outil coffrant pour VSP est forfaitaire ou "forfaitaire par pile". Il comprend généralement la conception, la construction, l'amenée, les réglages, les déplacements successifs et la dépose finale des structures utilisées pour étayer et coffrer les voussoirs sur pile ainsi que les frais liés aux opérations de contrôle externe.

Le prix d'étalement des tronçons de rive comprend la conception, le montage puis le démontage de l'étalement (tours ou cintre) utilisé pour les tronçons de tablier non construits à l'aide d'équipages mobiles ainsi que les frais liés au contrôle externe. La rémunération est souvent au forfait ou au forfait par culée mais peut aussi s'effectuer au mètre carré de surface de tablier étayée.



# A1

*Cette annexe présente un exemple de détermination du tablier d'un ouvrage construit par encorbellements successifs. Il apporte également quelques précisions sur des points particuliers du calcul.*

## EXEMPLE DE DÉTERMINATION

### EXEMPLE DE DÉTERMINATION DU TABLIER D'UN OUVRAGE CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS



## A1.0 - OBJET DE LA PRÉSENTE ANNEXE

La présente annexe décrit, sur la base d'un exemple concret, une méthode simplifiée permettant de dégrossir le coffrage et la précontrainte du tablier d'un pont construit par encorbellements successifs et coulé en place. Compte tenu de la complexité des calculs à mener, cette méthode n'a pas pour objectif de déterminer un coffrage et un câblage définitifs. Elle permet plutôt de disposer des informations minimales (coffrage, découpage en voussoirs, câbles de fléaux) nécessaires à la préparation d'un modèle de calculs informatique plus sophistiqué.

Comme le reste de ce guide, cette annexe est établie en respectant le BPEL91 révisé 99 et le fascicule 61 titre II.

## A1.1 - QUELQUES RAPPELS

### A1.1.1 - NOTATIONS

La figure A1-1 précise les notations utilisées ; nous désignons par :

$G$  le centre de gravité de la section,

$v$  la distance de  $G$  à la fibre supérieure,

$v'$  la distance de  $G$  à la fibre inférieure,

$h = v + v'$  la hauteur totale de la section,

$e_0$  l'excentrement du câble moyen,

$d$  la distance minimale du câble moyen à la fibre supérieure pour que l'enrobage des câbles soit suffisant,

$d'$  la distance minimale du câble moyen à la fibre inférieure pour que l'enrobage des câbles soit suffisant.

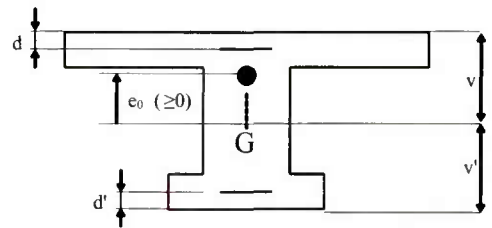


Fig. A1.1 - Notations

En outre, nous désignons par :

$B$  l'aire de la section,

$I$  son moment d'inertie par rapport à un axe horizontal passant par  $G$ ,

$\rho = \frac{I}{Bvv'}$  le rendement géométrique de la section,

$c = \rho v$  l'ordonnée (par rapport à  $G$ ) du point le plus haut du noyau central,

$c' = \rho v'$  l'ordonnée du point le plus bas du noyau central,

$M_g$  les moments dus au poids propre,

$M_q$  les moments dus aux équipements,

$M_{s1}$  et  $M_{s2}$  les moments extrêmes (comptés algébriquement) respectivement maximal et minimal dus aux charges d'exploitation,

$M_1$  et  $M_2$  les moments extrêmes respectivement maximal et minimal appliqués sur une section,

$M = M_1 - M_2$ ,

$F$  l'effort de précontrainte (traction utile).

Notons enfin que nous utilisons pour les efforts tranchants (T) les mêmes indices que pour les moments.

### A1.1.2 - QUELQUES RAPPELS DE PRÉCONTRAINTE

#### A1.1.2.1 - Contraintes limites

En classe II du BPEL, les limites de contraintes sont :

- en compression  $\overline{\sigma_b} = 0,6f_{ci} - kf_c$  avec  $k = 0,02$  pour un tel ouvrage
- en traction  $-\overline{\sigma_t} = -\left(f_{ti} - kf_c\right)$

Dans la mesure où on néglige les efforts hyperstatiques dus à la précontrainte, on doit avoir en chaque section :

$$\text{sous } M_{\min i} = M_2 \quad \sigma_{\sup} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M_2}{I} v \geq -\overline{\sigma_t} \quad (1)$$

$$\sigma_{\inf} = \frac{P}{B} - \frac{Pe_0 + M_2}{I} v' \leq \overline{\sigma_b} \quad (2)$$

$$\text{sous } M_{\max i} = M_1 \quad \sigma_{\sup} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M_1}{I} v \leq \overline{\sigma_b} \quad (3)$$

$$\sigma_{\inf} = \frac{P}{B} - \frac{Pe_0 + M_1}{I} v' \geq -\overline{\sigma_t} \quad (4)$$

Ceci revient à écrire :

$$-c' - \frac{M_2}{P} - \frac{I}{v} \frac{\overline{\sigma_t}}{P} \leq e_0 \leq c - \frac{M_1}{P} + \frac{I}{v'} \frac{\overline{\sigma_t}}{P}$$

#### A1.1.2.2 - Sections sous-critiques

Ce sont celles pour lesquelles on n'est pas limité par les conditions d'enrobage des câbles ; on peut alors choisir P de telle sorte que :

$$-c' - \frac{M_2}{P} - \frac{I}{v} \frac{\overline{\sigma_t}}{P} = c - \frac{M_1}{P} + \frac{I}{v'} \frac{\overline{\sigma_t}}{P}$$

$$\text{d'où } P = \frac{\Delta M}{c + c'} - B\overline{\sigma_t} \quad \text{et} \quad e_0 = c - \frac{M_1}{P} + \frac{I}{v'} \frac{\overline{\sigma_t}}{P} = -c' - \frac{M_2}{P} - \frac{I}{v} \frac{\overline{\sigma_t}}{P} \quad \text{avec} \quad -(v' - d') \leq e_0 \leq v - d$$

Dans la mesure où l'on est maître des épaisseurs des deux membrures, on peut les choisir de telle façon que

$$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'} = \frac{\Delta M}{\Delta \sigma} \quad (\Delta \sigma \text{ étant l'étendue de variation de contrainte}). \quad \overline{\sigma_b} + \overline{\sigma_t}$$

On atteindrait alors sous les cas de charge extrêmes les quatre contraintes limites (Fig. A1.2a) ; si une membrure surabondante est imposée a priori (par exemple membrure supérieure pour laquelle on a

généralement  $\frac{I}{v} > \frac{\Delta M}{\Delta \sigma}$ ), on ne peut plus atteindre que trois contraintes limites (Fig. A1.2b).

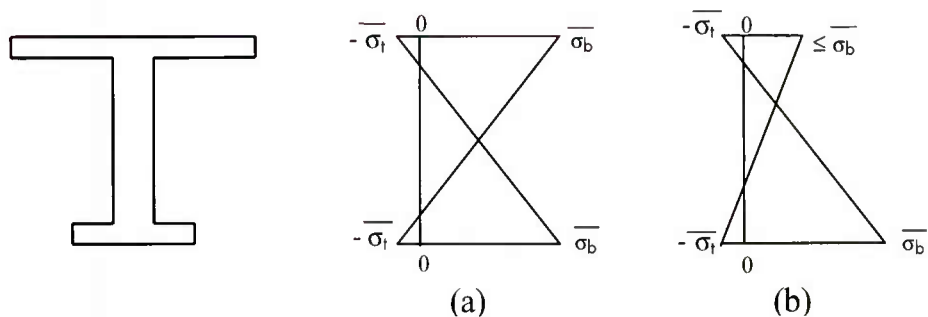


Fig. A1.2 - Diagrammes des contraintes limites pour une section sous-critique

**A1.1.2.3 - Sections sur-critiques**

Ce sont celles pour lesquelles on est limité par les conditions d'enrobage des câbles, ce qui entraîne, à partir du respect de la contrainte minimum :

$$P \geq \frac{\Delta M}{c + c'} - B\overline{\sigma}_t = \frac{\Delta M}{\rho h} - B\overline{\sigma}_t$$

P devra être alors au moins égal à la plus élevée des deux valeurs (suivant le moment qui est prépondérant) :

$$\frac{M_1}{c + v' - d' + \frac{l}{v}\overline{\sigma}_t} \quad \text{et} \quad - \frac{M_2}{c' + v - d + \frac{l}{v'}\overline{\sigma}_t}$$

Le nombre des contraintes limites qu'il est possible d'atteindre dépend, comme dans le cas précédent, de la possibilité de jouer sur l'épaisseur des membrures. Prenons le cas d'une section essentiellement soumise à des moments négatifs (section sur appui intermédiaire), donc  $M_2$  (minimal en valeur algébrique) prépondérant. Si on peut jouer sur l'épaisseur de la membrure supérieure, on pourra atteindre trois contraintes limites (Fig.A1.3a) avec :

$$P = - \frac{M_2}{c' + v - d + \frac{l}{v'}\overline{\sigma}_t} \quad \text{et} \quad \frac{l}{v} = \frac{\Delta M}{\Delta \sigma} \quad (\text{respect de la variation de contrainte } \sigma_b \text{ sur la fibre supérieure}).$$

Si la membrure supérieure est imposée (surabondante), ce qui est en général le cas, on ne peut atteindre que deux contraintes limites (Fig.A1.3b) avec :

$$P = - \frac{M_2}{c' + v - d + \frac{l}{v'}\overline{\sigma}_t}$$

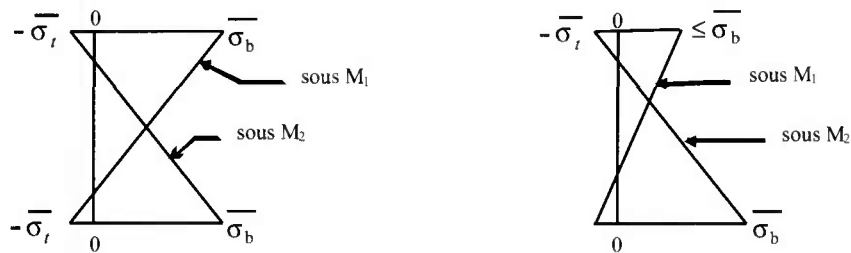


Fig. A1.3 - Diagrammes des contraintes limites pour une section sur-critique

### A1.1.3 - MÉTHODE DES FOYERS POUR LE CALCUL D'UNE POUTRE CONTINUE

Reprenant les notations de M. COURBON, la méthode des foyers consiste à calculer à partir des constantes mécaniques  $a_i, b_i, c_i$  de chaque travée, les rapports focaux de gauche,  $\varphi_i$ , et de droite,  $\varphi'_i$ . Les deux groupes d'équations sont les suivants :

$$\begin{array}{ll} \varphi_1 = 0 & \varphi'_n = 0 \\ \frac{b_2}{\varphi_2} = a_2 + c_1 - b_1 \varphi_1 & \frac{b_{n-1}}{\varphi'_{n-1}} = c_{n-1} + a_n - b_n \varphi'_n \\ \frac{b_{i+1}}{\varphi_{i+1}} = a_{i+1} + c_i - b_i \varphi_i & \frac{b_i}{\varphi'_i} = c_i + a_{i+1} - b_{i+1} \varphi'_{i+1} \\ \frac{b_n}{\varphi_n} = a_n + c_{n-1} - b_{n-1} \varphi_{n-1} & \frac{b_1}{\varphi'_1} = c_1 + a_2 - b_2 \varphi'_2 \end{array}$$

Connaissant les rapports focaux et les rotations  $\omega'_i$  et  $\omega''_i$  d'extrémité de la travée  $i$  supposée indépendante et sous le cas de charge considéré, on calcule ensuite les moments fléchissants sur les appuis  $A_{i-1}$  et  $A_i$  lorsque la travée  $A_{i-1} A_i$  est chargée.

$$\begin{array}{l} M_{i-1} = \frac{\frac{\omega'_i}{\varphi'_i} + \omega''_i}{b_i \left( \frac{1}{\varphi_i \varphi'_i} - 1 \right)} \\ M_i = - \frac{\omega'_i + \frac{\omega''_i}{\varphi_i}}{b_i \left( \frac{1}{\varphi_i \varphi'_i} - 1 \right)} \end{array}$$

Les moments sur les autres appuis se déduisent par les rapports focaux :

$$\begin{array}{lll} M_{i-2} = -\varphi_{i-1} M_{i-1} & M_{i-3} = -\varphi_{i-2} M_{i-2} & \text{etc.} \\ M_{i+1} = -\varphi'_{i+1} M_i & M_{i+2} = -\varphi'_{i+2} M_{i+1} & \text{etc.} \end{array}$$

### A1.1.4 - UNITÉS

Dans le présent exemple, nous utilisons systématiquement comme unités (sauf précisions contraires) :

- pour les longueurs, le mètre (m),
- pour les masses, la tonne (t),
- pour les forces, le MégaNewton (MN),
- pour les contraintes, le MégaPascal (MPa), qui vaut aussi 1 N/mm<sup>2</sup> ou encore 10<sup>3</sup> kN/m<sup>2</sup>.

Nous adoptons par ailleurs comme accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .



## A1.2 - DONNÉES DE BASE

### A1.2.1 - PORTÉES ET HAUTEUR DU TABLIER

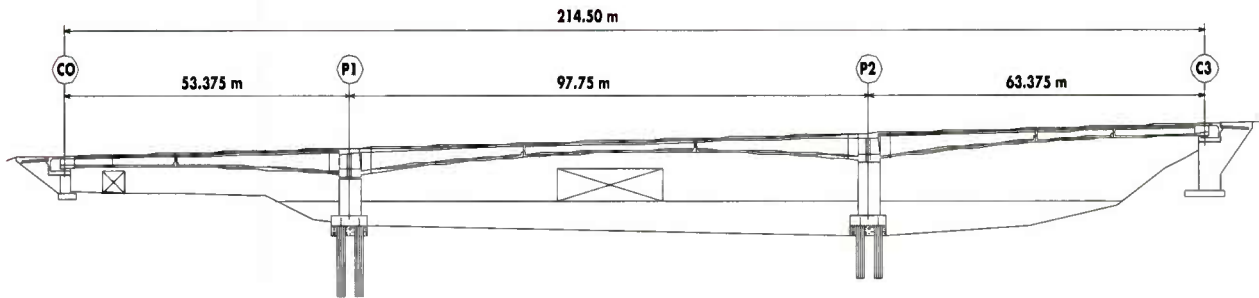


Fig. A1.4 - Coupe longitudinale de l'ouvrage

Il s'agit de déterminer un ouvrage à trois travées dissymétriques de 214,50 m de longueur entre axes des appuis extrêmes de rive, composé de deux travées de rive de 53,375 m et 63,375 m et d'une travée centrale de 97,75 m. Compte tenu de sa faible longueur, le tablier est coulé en place (Fig.A1.4).

Compte tenu de la présence d'un gabarit à respecter, la hauteur de caisson varie paraboliquement entre :

- sur pile  $h_1 = 5,30$  m (renformis inclus) soit un élancement d'environ 1/18,
- à la clé  $h_0 = 2,30$  m soit un élancement d'environ 1/43 (\*).

Les voussoirs sur piles ont une longueur de 8,00 m et le voussoir de clavage de la travée centrale une longueur de 2,00 m.

(\*) Cet élancement est assez faible mais il nous est imposé par le fait que cet ouvrage double un pont existant.

### A1.2.2 - PROFIL EN TRAVERS FONCTIONNEL

La plate-forme portée est schématisée sur la figure A1.5, étant entendu qu'il ne s'agit là que de l'un des sens de circulation, l'ouvrage complet se composant de deux ponts accolés.

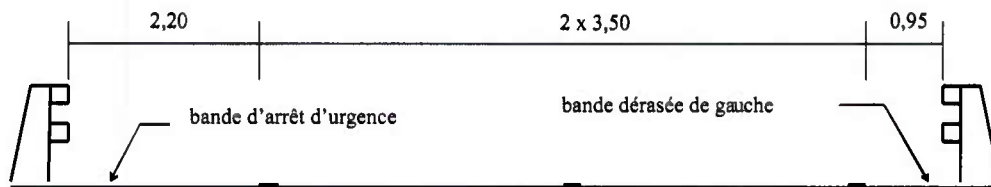


Fig. A1.5 - Profil en travers de l'ouvrage

L'application du fascicule 6I titre II donne pour la surcharge répartie A :

largeur roulable = 10,15 m  $\Rightarrow$  pont de première classe

largeur chargeable =  $10,15 - (2 \times 0,50) = 9,15$  m

nombre de voies chargeables = partie entière  $(9,15 / 3) = 3$  voies

$a_1 = 0,9$  puisque le pont comporte trois voies

largeur de voie =  $9,15 / 3 = 3,05$  m

$a_2 = 3,5 / 3,05 = 1,15$

Compte tenu du troisième commentaire de l'article 4,21, on trouve pour la charge linéique  $s$  et selon la longueur chargée :

$$\ell \leq 200 \text{ m} \quad s = 9,15 A_2(\ell) = 9,15 \times 0,90 \times 1,15 A(\ell) = 9,45 A(\ell)$$

$$\text{avec } A(\ell) = 230 + \frac{36000}{1+12} \quad (A(\ell) \text{ en kg/m}^2 \text{ et } \ell \text{ en m - unités utilisées dans le fascicule 6I titre II})$$

### A1.2.3 - POIDS DES ÉQUIPEMENTS

Le poids linéique probable des équipements s'établit à  $q = 47,4$  kN/ml.

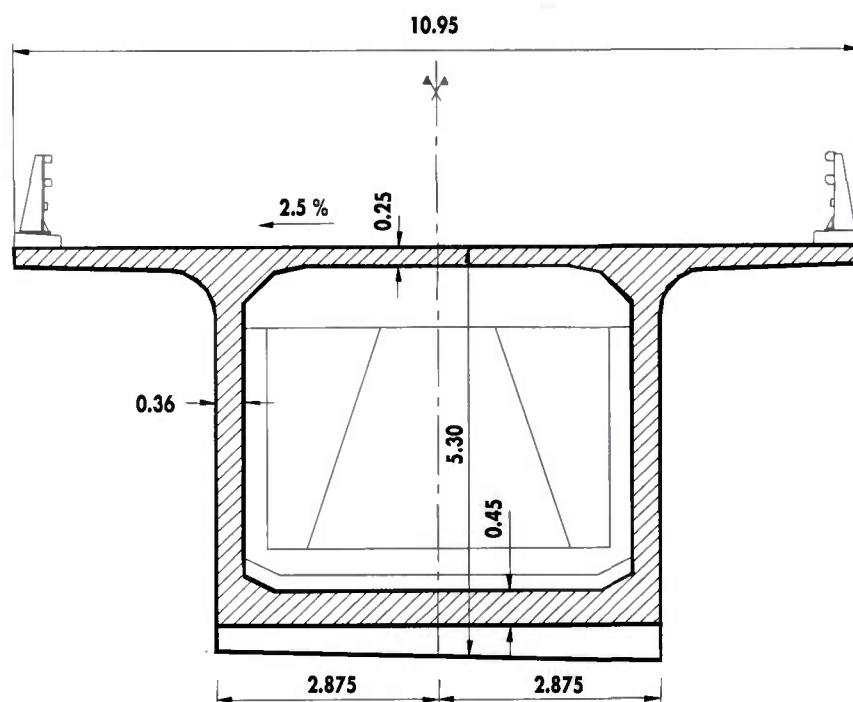
### A1.2.4 - CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont :

- pour le béton, résistance à la compression  $f_{c28} = 35$  MPa, soit une contrainte de compression admissible en service  $\overline{\sigma}_b = 0,6 \times 35 = 21$  MPa ;
- pour les câbles de fléau et éclisses, nous prenons des unités 12T15S permettant d'obtenir une force utile moyenne en service évaluée à 1,95 MN ; le diamètre d'encombrement des gaines est de 80 mm ;
- pour les câbles extérieurs, nous prenons des unités 19T15S permettant d'obtenir une force utile moyenne en service évaluée à 3,1 MN ; le diamètre d'encombrement des gaines est de 100 mm.

### A1.2.5 - SECTIONS TRANSVERSALES DU TABLIER

Coupe sur appui



## Coupe à la clé et dans les zones de hauteur constante

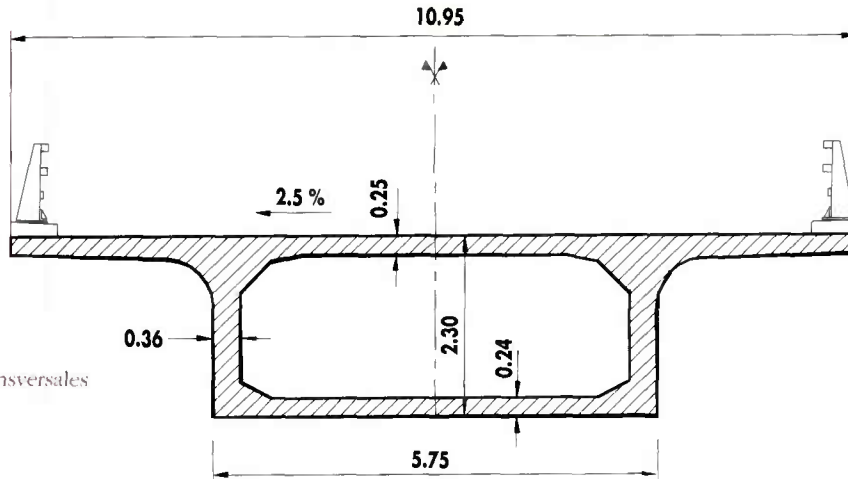


Fig. A1.6 - Coupes transversales du tablier

La largeur totale du hourdis étant égale à 10,95 m, y compris les longrines d'ancrage des barrières de sécurité, il est logique de concevoir un caisson à deux âmes dont l'implantation résulte d'une étude sommaire du comportement transversal. Cette dernière a permis également de fixer à 25 cm l'épaisseur du hourdis supérieur entre âmes, tandis que l'épaisseur des âmes (36 cm) résulte des conditions de bétonnage, compte tenu du diamètre des gaines. Le choix de faire des âmes verticales est d'ordre esthétique. L'épaisseur des encorbellements varie de 25 cm coté BN4 à 30 cm coté âmes. L'épaisseur moyenne du hourdis supérieur est donc de 27 cm. La figure A1.6 donne les coupes transversales servant de base aux premiers calculs de dégrossissage.

Nous savons enfin qu'il faut prévoir des goussets dans les hourdis, goussets dont nous ne pouvons encore fixer précisément le coffrage mais que nous prenons en compte dans nos calculs. En première approximation, nous prendrons ceux définis par la figure A1.7.

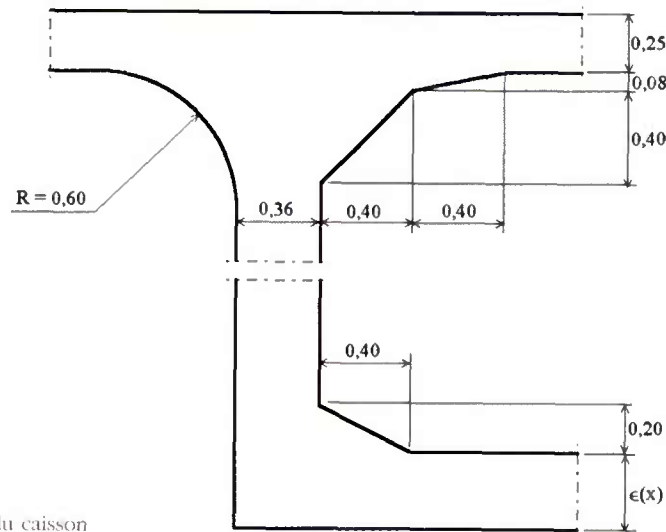


Fig. A1.7 - Détail des goussets du caisson

La surface transversale représentée par les goussets est :

$$S = 2 \times \left[ \frac{1,20^2 - \pi \times 0,60^2}{4} + \frac{0,40^2}{2} + \frac{0,40 \times 0,08}{2} + \frac{0,40 \times 0,20}{2} + 0,4 \times 0,08 \right] = 0,4905 \text{ m}^2$$

Dans les travées centrales, la hauteur totale du caisson varie paraboliquement suivant la loi :

$$h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left( \frac{2x}{\ell} \right)^2$$

considérée avec les notations de la figure A1.8 ci-dessous :

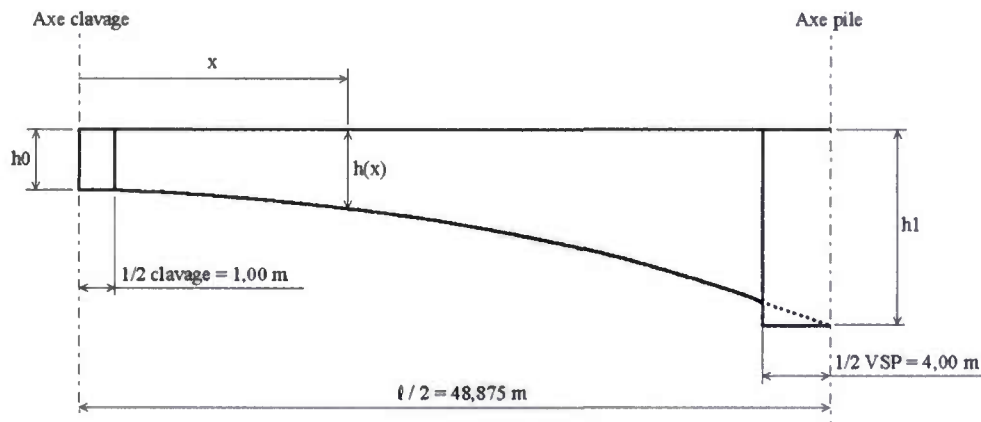


Fig. A1.8 - Variation de la hauteur du tablier dans la travée centrale

Dans les travées de rive (Fig.A1.9), la hauteur totale est d'abord variable paraboliquement (partie proche de la pile) puis devient constante et égale à  $h_0$  près de C0 et C3.

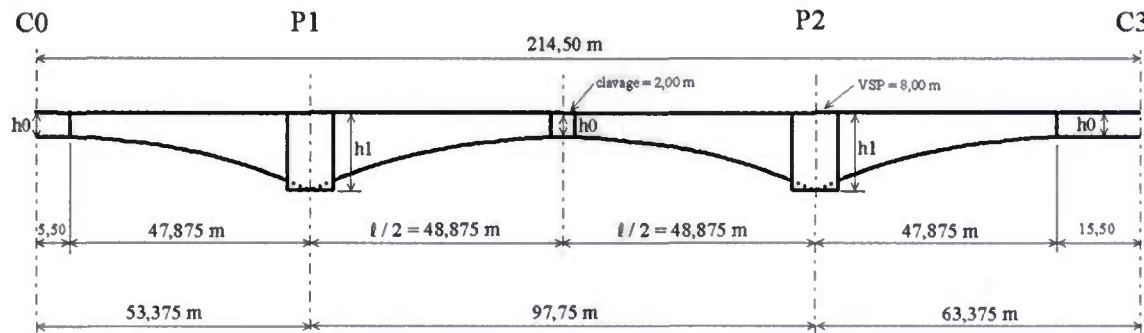


Fig. A1.9 - Variation de la hauteur du tablier

On peut schématiser les sections ainsi qu'il est fait sur la figure A1.10.

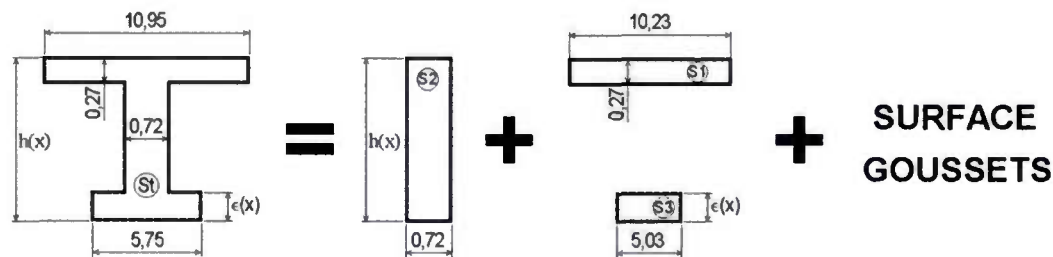


Fig. A1.10 - Calcul des caractéristiques mécaniques du tablier



Il nous reste à fixer l'épaisseur  $\varepsilon(x)$  du hourdis inférieur ; en fait, nous adoptons pour celle-ci une loi de variation parabolique analogue à celle de  $h(x)$ , soit avec  $\varepsilon_0$  et  $\varepsilon_1$  les épaisseurs à la clé et sur pile :

$$\varepsilon(x) = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \left( \frac{2x}{\ell} \right)^2$$

Nous adoptons en première approximation  $\varepsilon_0 = 24$  cm, valeur imposée par les conditions de bétonnage, et  $\varepsilon_1 = 45$  cm, valeur choisie au regard des portées et des élancements.

A1.2.6 - CARACTÉRISTIQUES DES SECTIONS

Un calcul informatique nous donne les caractéristiques mécaniques des sections sur pile et à la clé. Celles-ci sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

	Section à la clé	Section sur pile
<b>h(x)</b>	2,300 m	5,300 m
<b>ε(x)</b>	0,240 m	0,450 m
<b>B</b>	6,0965 m²	9,3129 m²
<b>v</b>	0,860 m	2,420 m
<b>v'</b>	1,440 m	2,880 m
<b>I</b>	4,620 m⁴	41,532 m⁴
<b>ρ</b>	0,612	0,640

A1.2.7 - CINÉMATIQUE DE CONSTRUCTION

Dans les calculs qui suivent, nous adoptons la cinématique de construction suivante :

1	Construction du fléau sur P1
2	Construction de la partie coulée sur cintre près de C0
3	Clavage C0-P1, mise en tension des câbles éclisses de C0-P1 et passage sur appuis définitifs de P1
4	Construction du fléau sur P2
5	Construction de la partie coulée sur cintre près de C3
6	Clavage P2-C3, mise en tension des câbles éclisses de P2-C3 et passage sur appuis définitifs de P2
7	Clavage P1-P2 et mise en tension des câbles éclisses de P1-P2
8	Mise en tension des câbles extérieurs
9	Pose des équipements et mise en service

### A1.3 - CALCUL DE LA PRÉCONTRAINTE DE FLÉAU

#### A1.3.1 - MOMENT SUR PILE PENDANT LE BÉTONNAGE DES DERNIERS VOUSOIRS

Le fléau complet est représenté sur la figure A1.11 ci-dessous. Afin de simplifier les calculs, nous supposons que le tablier est en appui dans l'axe de la pile, le moment résultant de cette hypothèse étant légèrement supérieur à celui que nous aurions trouvé si le calcul était fait au droit des cales de stabilité provisoire.

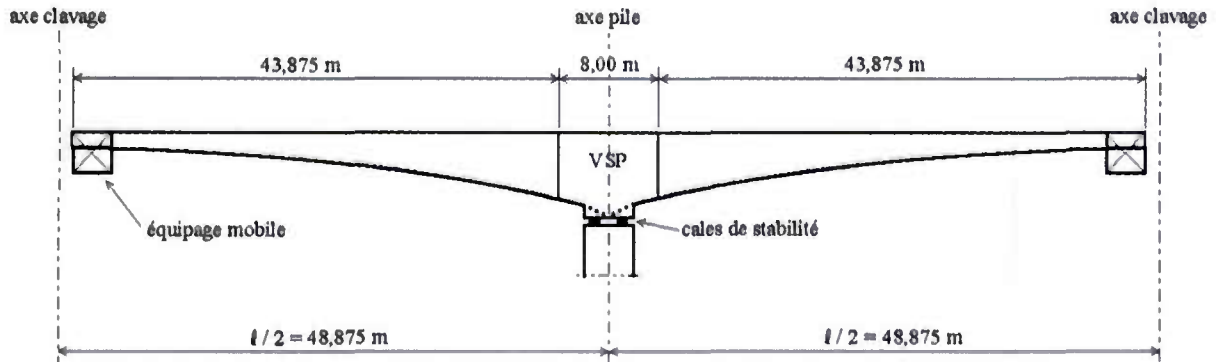


Fig. A1.11 - Détermination du moment sur appui pendant le bétonnage des derniers voussoirs

Le calcul de  $M_g$  est défini ci-après (avec pour  $x$  la définition de la figure A1.8) :

$$B(x) = 10,23 \times 0,27 + 0,72 \left[ 2,30 + 3,00 \left( \frac{x}{48,875} \right)^2 \right] + 5,03 \left[ 0,24 + 0,21 \left( \frac{x}{48,875} \right)^2 \right] + 0,4905$$

d'où, avec une masse volumique de  $2,5 \text{ t/m}^3$ , donc un poids volumique de  $0,024525 \text{ MN/m}^3$  :

$$g(x) = 0,024525 B(x) = 0,149990 + 33,02 \cdot 10^{-6} x^2$$

$$-T_g(x) = \int_0^x g(\xi) d\xi = 0,149990 x + 11,01 \cdot 10^{-6} x^3$$

$$-M_g(x) = \int_0^x -T_g(\xi) d\xi = 0,074995 x^2 + 2,75 \cdot 10^{-6} x^4$$

Pour la section sur pile, c'est-à-dire pour  $x = 48,875 - 1,00 \text{ m}$  (1/2 voussoir de clavage), on trouve  $M_g = -186,34 \text{ MNm}$ .

À ce moment  $M_g$ , il faut ajouter le moment dû aux charges de chantier connues (Qc1) ainsi que celui dû aux charges de chantier aléatoires (Qc2 et Qc3).

Qc1  $\Rightarrow$  Moment dû au poids de l'équipage mobile, que nous supposons égal à environ 40 t, soit 0,40 MN, et exercé à  $3,00 \text{ m} / 2 + 1 \text{ m} = 2,5 \text{ m}$  de la clé :

$$M_{Qc1} = M_{\text{équipage mobile}} = -0,40 \times 46,375 = -18,55 \text{ MNm}$$

Qc2  $\Rightarrow$  Moment dû à une charge répartie de  $200 \text{ N/m}^2$  sur un demi fléau

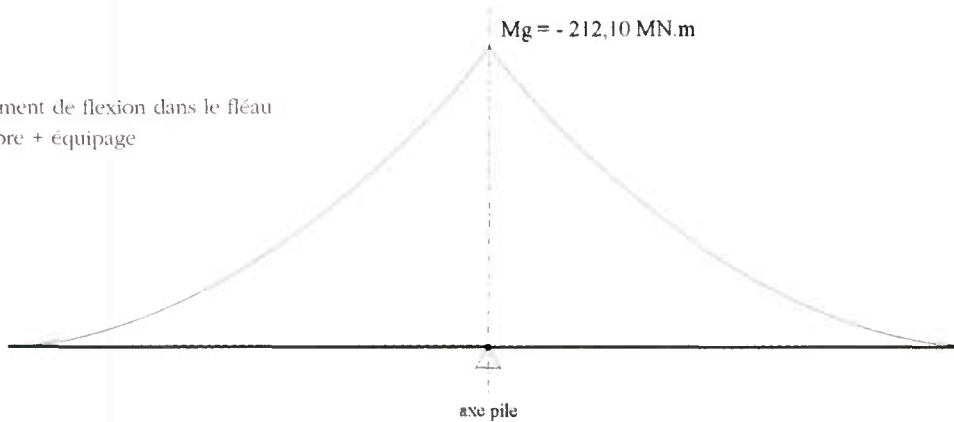
Qc3  $\Rightarrow$  Moment dû à une charge concentrée de  $(50+5b) \text{ kN}$ ,  $b$  étant la largeur du hourdis supérieur du caisson :

$$M_{Qc2} = - (200 \times 10,95 \times 47,875) \times 0,000001 \times (47,875 / 2) = -2,51 \text{ MNm}$$

$$M_{Qc3} = - [(50 + (5 \times 10,95))] \times 0,001 \times (47,875 - 3,00) = -4,70 \text{ MNm}$$

On retiendra donc :  $M_g = -186,34 - 18,55 - 2,51 - 4,70 = -212,10$  MNm. L'allure de la courbe de moment dans le fléau  $M_g$  est donnée à la figure A1.12 ci-dessous.

Fig. A1.12 - Moment de flexion dans le fléau sous poids propre + équipage



### A1.3.2 - CALCUL DU CÂBLAGE DE FLÉAU

Rappel : câbles de fléau 12T15 S

force utile 1,95 MN

diamètre gaine 81 mm

béton B35

On considère que le tablier est coulé en place en prenant certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission) et on adopte comme résistance du béton des VSP au moment du bétonnage de la dernière paire de voussoirs  $f_{cj} = 35$  MPa. La contrainte admissible en fibre supérieure est donc :

$$\overline{\sigma}_t = 0,7 f_{tj} - k f_{cj} \text{ avec } k = 0,02$$

$$\overline{\sigma}_t = 0,7 \times (0,6 + 0,06 \times f_{cj}) - 0,02 \times f_{cj} = 0,7 \times (0,6 + 0,06 \times 35) - 0,02 \times 35 = 1,19 \text{ MPa}$$

L'effort  $N$  développé par les câbles de fléau dans la section sur pile doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} + \frac{Ne_0 v}{I} \geq -\overline{\sigma}_t$$

avec  $B = 9,3129 \text{ m}^2$ ,  $I = 41,532 \text{ m}^4$ ,  $v = 2,420 \text{ m}$ ,  $M = -212,10 \text{ MNm}$

$e_0 = 2,258 \text{ m} \Rightarrow$  position du câble moyen en supposant une répartition sur deux lits

$$e_0 = v - 2 \phi_g \text{ avec } \phi_g = 0,081 \text{ m}$$

$$N \geq \frac{-\overline{\sigma}_t - \frac{Mv}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e_0 v}{I}} = \frac{-1,19 + \frac{212,10 \times 2,42}{41,532}}{\frac{1}{9,3129} + \frac{2,258 \times 2,42}{41,532}} = 46,74 \text{ MN}$$

$$n_{\text{cables}} \geq \frac{46,74}{1,95} \approx 24 \text{ cables}$$

auxquels nous ajoutons deux câbles pour précontraindre la dernière paire de voussoirs.

Nous retiendrons donc 13 paires de câbles 12T15S, ce qui nous conduit à découper le fléau en 2 x 13 voussoirs courants de 3,375 m de longueur (voir figure A1.13 ci-dessous).

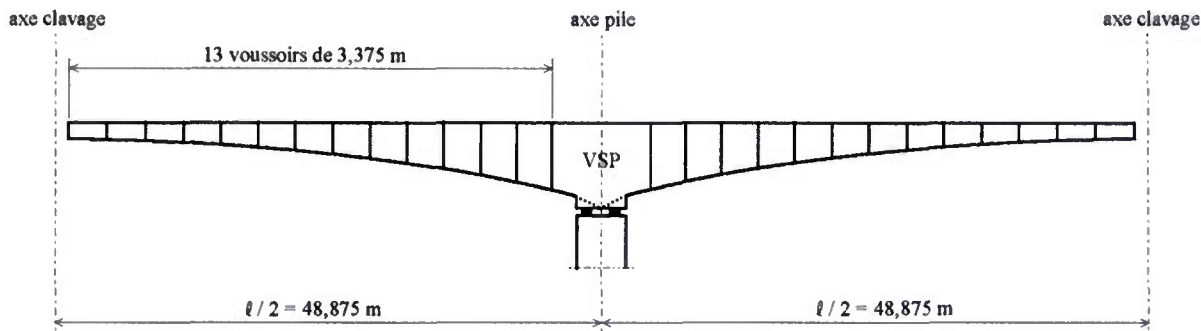


Fig. A1.13 - Découpage en voussoirs des fléaux

L'allure de la courbe de moment dans le fléau sous poids propre et précontrainte est donnée à la figure A1.14 ci-dessous.

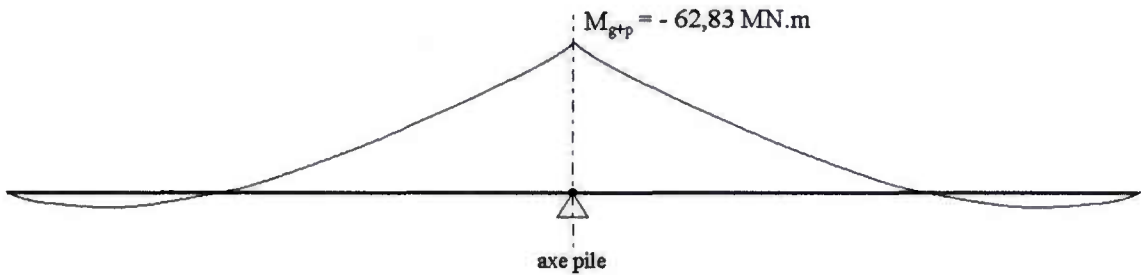


Fig. A1.14 - Moment fléchissant dans les fléaux

### A1.3.3 - VÉRIFICATION PENDANT LE BÉTONNAGE DU CLAVAGE P1-P2

À ce stade du calcul, il est bon de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage central. Pour cela, on applique deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux (figure A1.15), forces qui représentent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes et isostatiques, puisque, à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées.

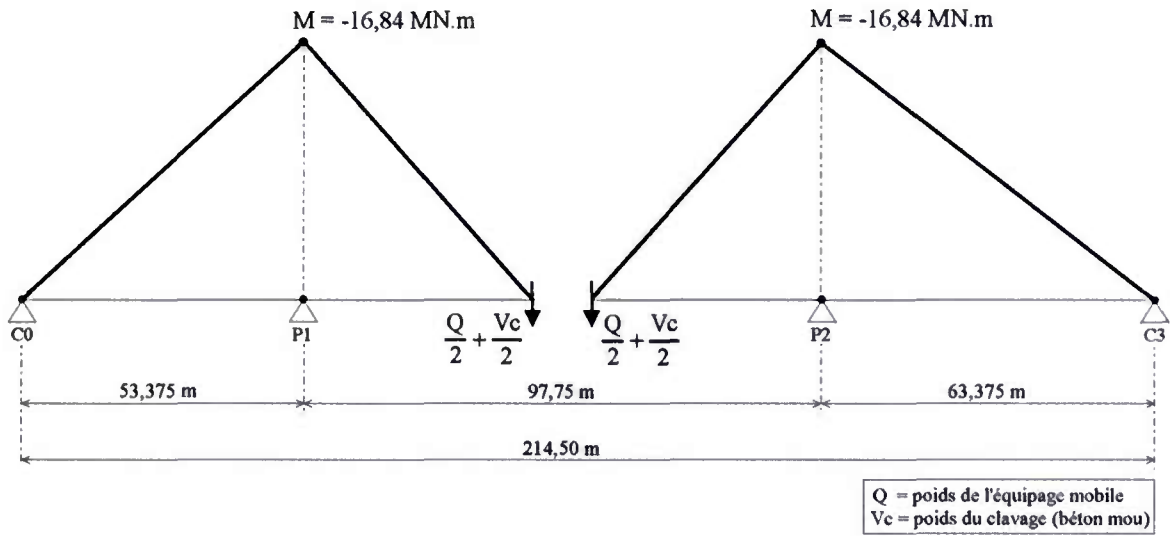


Fig. A1.15 - Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage



Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

$$M = -186,34 - (18,55/2) - 16,84 = -212,45 \text{ MN.m}$$

$$N_{\text{fléau}} = 2 \times 13 \times 1,95 = 50,7 \text{ MN}$$

$$M_{\text{isofléau}} = 50,7 \times 2,258 = 114,48 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} = \frac{50,7}{9,3129} + \frac{(-212,45 + 114,48) \times 2,42}{41,532}$$

$$\sigma_i = -0,26 \text{ MPa} \geq -\sigma_t = -1,19 \text{ MPa} \implies \text{Le dimensionnement est donc correct.}$$

## A1.4 - CALCUL DE LA PRÉCONTRAINTÉ DE CLAVAGE

### A1.4.0 - PRÉAMBULE

Nous avons vu au A1.2.7 que les clavages étaient exécutés dans l'ordre suivant :

- clavage de C0-P1 et mise en tension des câbles éclisses de C0-P1,
- clavage de P2-C3 et mise en tension des câbles éclisses de P2-C3,
- clavage de P1-P2 et mise en tension des câbles éclisses de P1-P2.

La détermination des câbles éclisses doit se faire dans l'ordre inverse. Commencer par le dernier clavage permet en effet de ne pas avoir comme inconnue l'effet hyperstatique des câbles éclisses tendus pendant les précédents clavages.

#### A1.4.1 - CLAVAGE ENTRE P1 ET P2

Les câbles éclisses de la travée P1-P2 doivent reprendre le poids propre du clavage, l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile, l'effet du gradient thermique. Contrairement aux autres câbles éclisses, ils développent à la fois des moments isostatiques et des moments hyperstatiques. La figure A1.16 ci-dessous représente la structure au moment du clavage P1-P2.

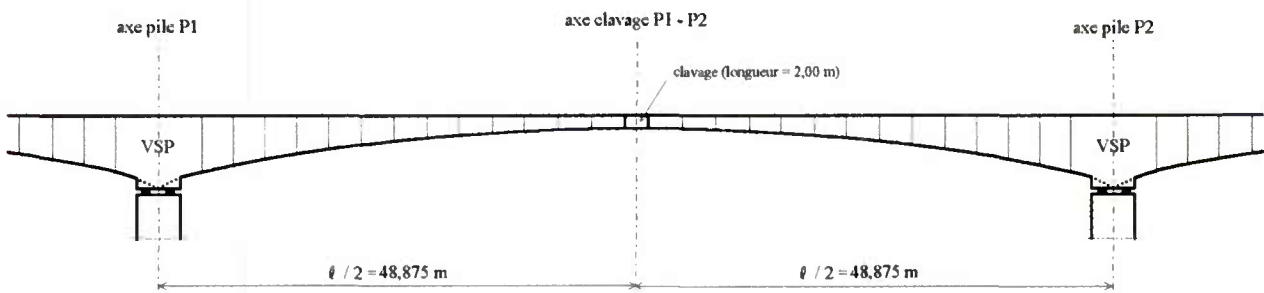


Fig. A1.16 - Détail du clavage central

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires au clavage de la travée centrale, nous allons étudier chaque phase du clavage et déterminer son effet sur la structure.

A1.4.1.1 - Effet du poids propre du clavage et de l'équipage mobile

Comme nous l'avons écrit précédemment, la première étape du clavage peut être simulée par deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux (figure A1.15). Dans cette phase, le tablier est encore constitué de deux structures indépendantes et isostatiques. Cette phase n'influence donc pas le calcul des câbles de continuité.

A1.4.1.2 - Effet de l'enlèvement de l'équipage mobile

Cette phase peut être décomposée en deux parties. En premier lieu, on applique deux forces verticales orientées vers le haut à chaque extrémité des fléaux (figure A1.17). Ces forces représentent l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile et du béton de clavage (béton mou) que nous remplacerons dans un deuxième temps par une charge uniformément répartie orientée vers le bas représentant le béton durci (figure A1.18). Dans cette phase, la structure est hyperstatique.

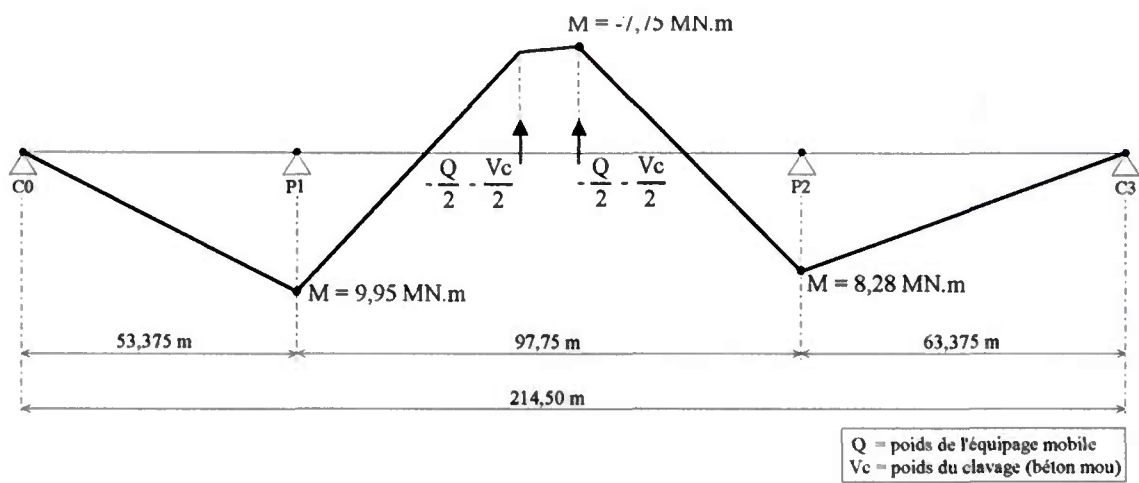


Fig. A1.17 - Diagramme des moments dus à l'enlèvement de l'équipage mobile

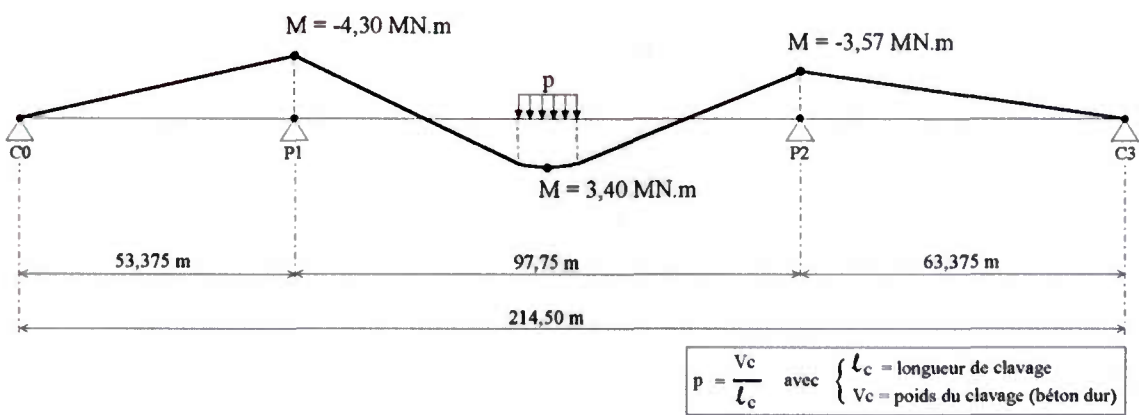


Fig. A1.18 - Diagramme des moments dus au poids du clavage

Au terme de ces deux dernières étapes, le moment à considérer pour le calcul des câbles éclisses de la travée P1-P2 est :

$$M_G = -7,75 + 3,40 = -4,35 \text{ MN.m}$$

A1.4.1.3 - Effet du gradient thermique

La figure A1.19 ci-dessous représente le moment de flexion dû à un gradient thermique de 12° C.

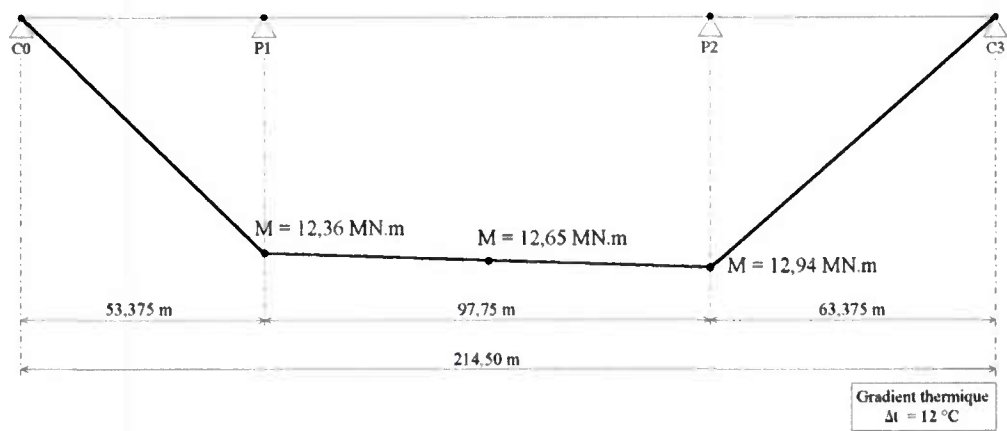


Fig. A1.19 - Diagramme des moments dus à un gradient thermique de 12° C

La valeur du moment à la clé pris en compte pour le calcul des câbles éclisses de P1-P2 est donc :

$$M_{\text{therm}} = 12,65 \text{ MN.m}$$

A1.4.1.4 - Moment isostatique des câbles éclisses de P1-P2

Le moment isostatique est une inconnue. Celui-ci est en effet proportionnel à la précontrainte mise en œuvre (figure A1.20). Le moment isostatique se calcule de la manière suivante :

$M_{\text{iso}} = N \cdot e_0$  avec  $N$  = effort normal dans la section dû aux câbles et  $e_0$  = excentrement du câble moyen

Dans notre exemple :  $N = 1,95 \times n_{\text{câbles}}$  et  $e_0$  à la clé = 1,318 m

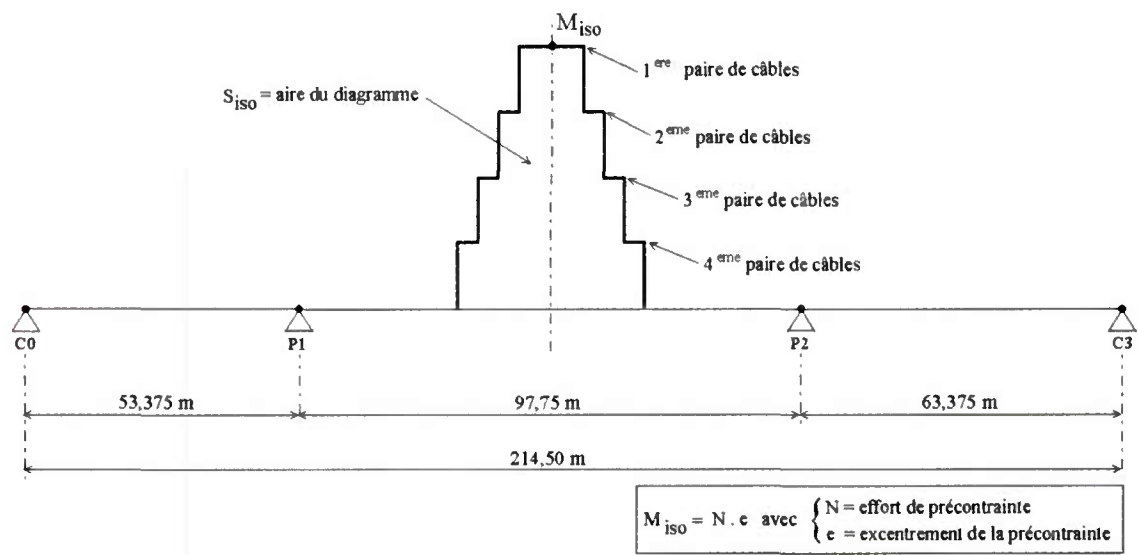


Fig. A1.20 - Diagramme des moments isostatiques des câbles éclisses

A1.4.1.5 - Moment hyperstatique des câbles éclisses de P1-P2

La structure étant hyperstatique au moment de leur mise en tension, les câbles éclisses développent dans la travée centrale un moment hyperstatique de signe contraire à celui du moment isostatique qu'ils développent. Ce moment hyperstatique est une inconnue qui dépend de l'intensité et de la distribution de la précontrainte dans la travée (tracé, longueur des câbles) mais aussi des caractéristiques de la structure étudiée (variation d'inertie ou pas). Son diagramme est représenté sur la figure A1.21 ci-dessous.

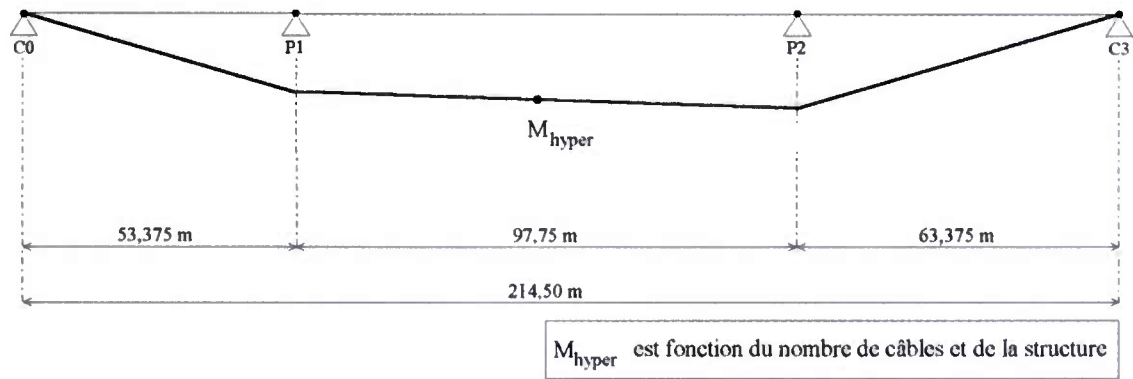


Fig. A1.21 - Diagramme des moments dus au seul effet hyperstatique des câbles éclisses de P1-P2

Au stade du prédimensionnement, on peut admettre la simplification qui consiste à considérer un encastrement de la travée sur ses appuis (figure A1.22). Dans ce cas, le moment hyperstatique peut être évalué de la manière suivante :

$$M_{\text{hyper}} = - \frac{\text{aire du diagramme du moment isostatique}}{\text{longueur de la travée}}$$

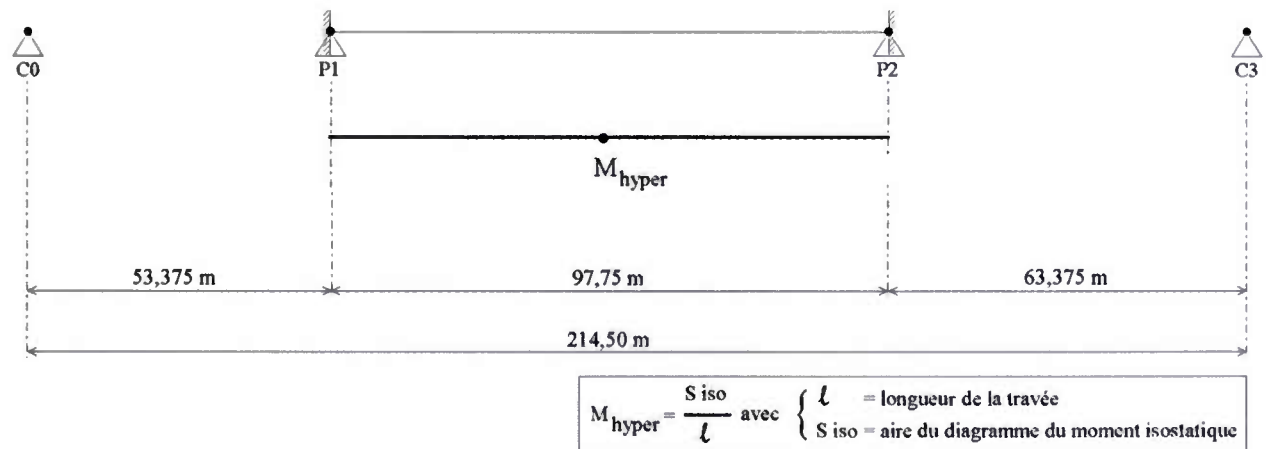


Fig. A1.22 - Diagramme des moments dus au seul effet hyperstatique des câbles éclisses selon calcul simplifié



**A1.4.1.6 - Calcul des câbles éclisses de P1-P2**

Rappel : câbles de fléau 12T15 S

force utile 1,95 MN

diamètre gaine 81 mm

béton B35

Comme précédemment, on considère que le tablier est coulé en place en prenant certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission) et on adopte comme résistance du béton au moment de la dépose de l'équipage de clavage  $f_{cj} = 16$  MPa. La contrainte admissible en fibre inférieure est donc :

$$\overline{\sigma}_t = 0,7 f_{tj} - k f_{cj} \text{ avec } k = 0,02$$

$$\overline{\sigma}_t = 0,7 \times (0,6 + 0,06 \times f_{cj}) - 0,02 \times f_{cj} = 0,7 \times (0,6 + 0,06 \times 16) - 0,02 \times 16 = 0,77 \text{ MPa}$$

L'effort N développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{B} - \frac{M_G v'}{I} - \frac{N e_0 v'}{I} - \frac{M_{Therm} v'}{I} - \frac{M_{Hyper} v'}{I} \geq -\overline{\sigma}_t$$

avec  $B = 6,0965 \text{ m}^2$   $I = 4,620 \text{ m}^4$   $v' = 1,440 \text{ m}$   $M = 13,57 \text{ MN.m}$

$e_0 = -1,318 \text{ m} \Rightarrow$  position du câble moyen  $e_0 = -(v - 1,5 \phi_g)$  avec  $\phi_g = 0,081 \text{ m}$

Comme on ne connaît pas le nombre de câbles nécessaires, on ne connaît pas non plus leur implantation dans le caisson et donc leur diagramme de moment isostatique. Nous procédons donc à un calcul itératif en commençant avec une seule paire de câbles de 22,25 m de longueur régnant sur 6 voussoirs de 3,375 m et le voussoir de clavage de 2 m.

La répartition de la précontrainte conduit à un moment isostatique distribué presque uniformément dans le cas d'une seule paire (à la variation de  $e_0$  près et à la variation d'inertie de la section). Le moment hyperstatique est alors :

$$\begin{aligned} n_{\text{câbles}} &= 2 & f_u &= 1,95 \text{ MN} \\ F_p &= 3,90 \text{ MN} \\ e_0 &= -1,318 \text{ m à la clé} \\ L &= 97,75 \text{ m} \\ l_c &= 22,25 \text{ m} \\ M_{iso} &= F_p \times e_0 &= -5,14 \text{ MN.m} &\text{à la clé} \\ M_{hyper} &= -(l_c \times M_{iso}) / L &= 1,17 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$$\text{d'où } \sigma_b = -0,71 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b \geq -\overline{\sigma}_t$$

Nous retiendrons donc une paire de câbles 12T15S.

Dans le cas où une paire aurait été insuffisante, nous aurions repris le calcul avec deux paires de câbles en prenant bien soin de recalculer le moment hyperstatique avec la nouvelle implantation des câbles.

**A1.4.2 - CLAVAGE ENTRE C0 ET P1**

Les câbles éclisses de la travée C0-P1 doivent reprendre le poids propre de la partie coulée sur cintre. La figure A1.23 ci-dessous représente la structure au moment du clavage.

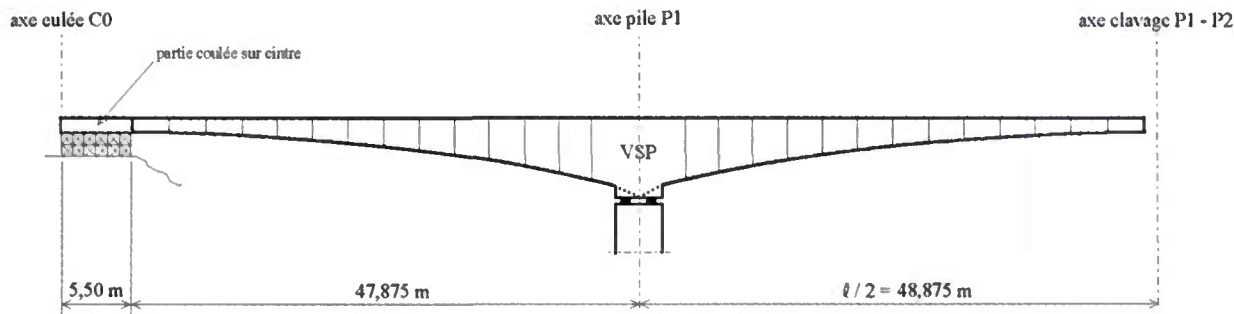


Fig. A1.23 - Détail de la structure en cours de clavage côté C0

**A1.4.2.1 - Calcul des réactions d'appui, de l'effort tranchant et du moment fléchissant**

Le tablier ayant une section de 6,0965 m<sup>2</sup> près des culées (h = 2,30 m), la charge représentant le poids propre de la partie coulée sur cintre est égale à  $Q = 6,0965 \times 0,02453 = 0,14955$  MN/m.

La structure étudiée étant isostatique, nous pouvons calculer simplement les réactions d'appui et le moment de flexion longitudinale par les équations de la statique (fig.A1.24) :

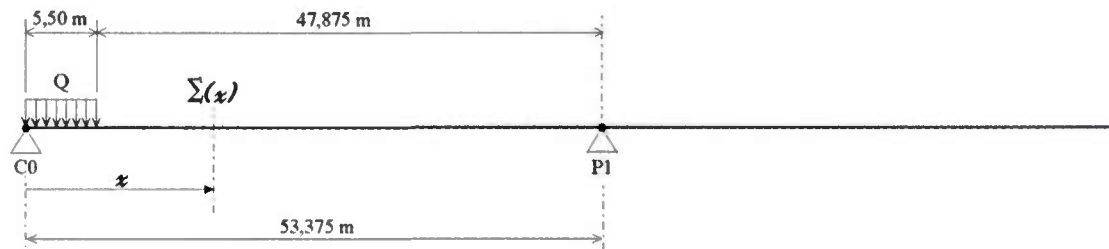


Fig. A1.24 - Détermination des efforts dus au clavage côté C0

**Réactions d'appui :**

$$\begin{cases} \Sigma F = 0 \\ \Sigma M = 0 \end{cases} \Rightarrow R_{P1} = 0,04238 \text{ MN et } R_{C0} = 0,78015 \text{ MN}$$

**Diagramme de l'effort tranchant :**

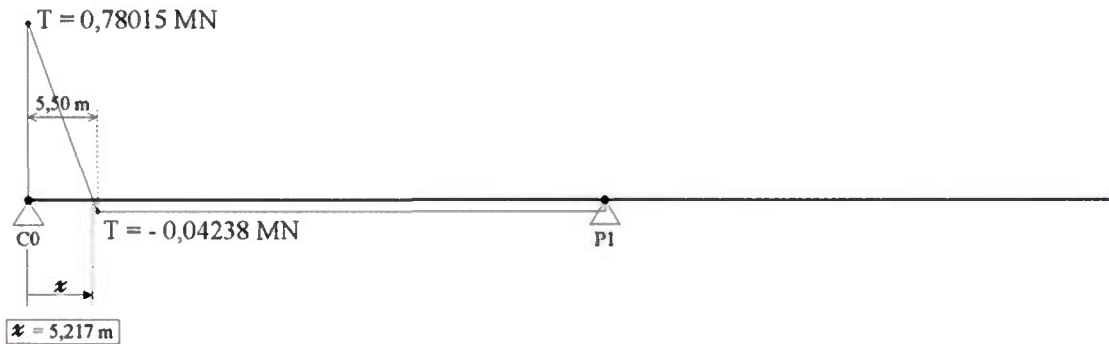


Fig. A1.25 - Diagramme des efforts tranchants dus au clavage côté C0

**Diagramme du moment fléchissant :**

Pour la partie de 5,50 m de longueur comprise entre C0 et le clavage, le moment fléchissant vaut :

$$M(x) = R_{C0} \cdot X - \frac{Q \cdot x^2}{2} \quad \text{soit pour } x = 5,217 \text{ m} \Rightarrow M = 2,03 \text{ MN.m}$$

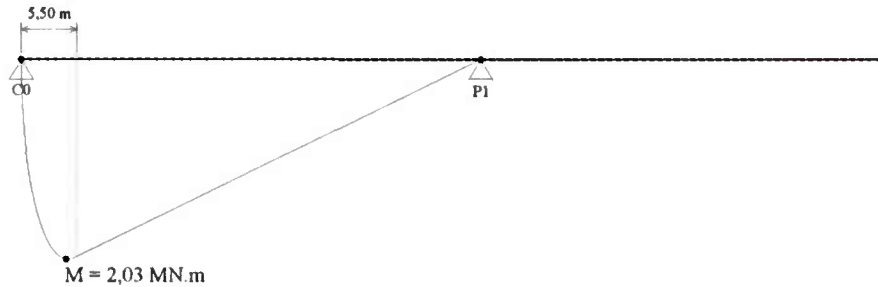


Fig. A1.26 - Moment fléchissant dû au clavage côté C0

**A1.4.2.2 - Calcul des câbles éclisses entre C0 et P1**

Rappel : câbles de fléau 12T15 S

force utile 1,95 MN

diamètre gaine 81 mm

béton B35

Comme précédemment, on considère que le tablier est coulé en place en prenant certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission) et on adopte comme résistance du béton au moment du décintrement  $f_{cj} = 16 \text{ MPa}$ . La contrainte admissible en fibre inférieure est donc :

$$\overline{\sigma}_t = 0,7 f_{tj} - k f_{cj} \text{ avec } k = 0,02$$

$$\overline{\sigma}_t = 0,7 \times (0,6 + 0,06 \times f_{cj}) - 0,02 \times f_{cj} = 0,7 \times (0,6 + 0,06 \times 16) - 0,02 \times 16 = 0,77 \text{ MPa}$$

L'effort N développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{B} - \frac{M v'}{I} - \frac{N e_0 v'}{I} \geq -\overline{\sigma}_t$$

avec  $B = 6,0965 \text{ m}^2$ ,  $I = 4,620 \text{ m}^4$ ,  $v' = 1,440 \text{ m}$ ,  $M = 2,03 \text{ MN.m}$

$e_0 = -1,318 \text{ m} \Rightarrow$  position du câble moyen  $e_0 = -(v - 1,5 \phi_g)$  avec  $\phi_g = 0,081 \text{ m}$

$$N \geq \frac{\frac{-\overline{\sigma}_t + \frac{M v'}{I}}{\frac{1}{B} - \frac{e_0 v'}{I}}}{\frac{1}{6,0965} + \frac{1,318 \times 1,440}{4,620}} = \frac{-0,74 + \frac{2,03 \times 1,440}{4,620}}{\frac{1}{6,0965} + \frac{1,318 \times 1,440}{4,620}} = -0,19 \text{ MN}$$

En principe, aucun câble n'est nécessaire. Afin de prévenir toute fissuration liée à des phénomènes parasites (retrait gêné, etc...), nous prévoyons cependant une paire de câbles 12T15S.

**A1.4.2.3 - Vérification des contraintes après clavage de P1-P2**

Le calcul que nous venons de faire détermine un câblage éclipse qui permet à la structure de résister après décintrement de la partie coulée sur cintre. Des efforts un peu plus élevés se développent toutefois dans cette zone après le clavage de P1-P2. En effet, la structure étant devenue hyperstatique, le tablier devient sensible aux effets des gradients thermiques, effets auxquels nous devons ajouter l'effet hyperstatique des câbles éclisses de P1-P2.

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre inférieure sont :

$M_g = 2,03 \text{ MN}$

$N_{\text{éclissesC0P1}} = 2 \times 1,95 = 3,9 \text{ MN}$

$M_{\text{éclissesC0P1}} = 3,9 \times -1,318 = -5,14 \text{ MN.m}$

$M_{\text{éclissesP1P2}} = 1,17 \text{ MN.m} \times 5,50 / 53,375 = 0,121 \text{ MN.m}$

$M_{\Delta t} = 0,5 \times 12,65 \text{ MN.m} \times 5,50 / 53,375 = 0,65 \text{ MN.m}$

$$\sigma_s = \frac{N}{B} - \frac{M.v'}{I} = \frac{3,9}{6,097} - \left( (2,03 - 5,14 + 0,12 + 0,65) \times \frac{1,44}{4,62} \right)$$

$$\sigma_i = -0,09 \text{ MPa} \geq -\overline{\sigma_i} = -2,0 \text{ MPa} \quad (\text{avec } j = 28 \text{ jours})$$

Le câblage éclipse est donc suffisant.

**A1.4.3 - CLAVAGE ENTRE P2 ET C3**

Les câbles éclisses de la travée P2-C3 doivent reprendre le poids propre de la partie coulée sur cintre. La figure A1.27 ci-dessous représente la structure au moment du clavage.

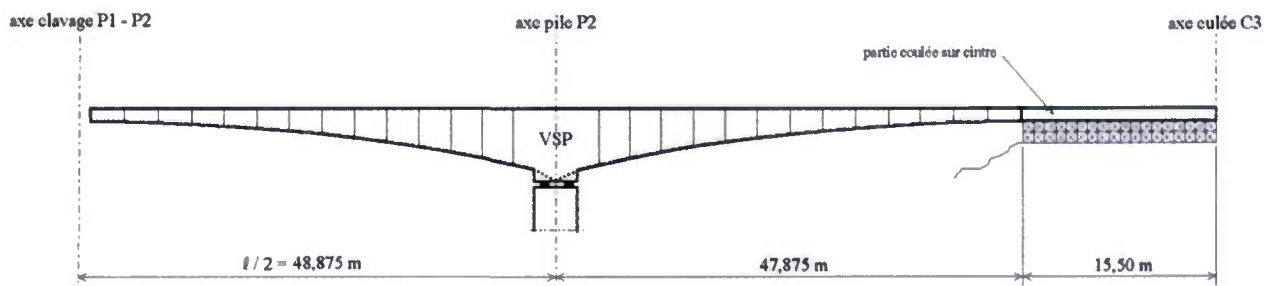


Fig. A1.27 - Détermination des efforts dus au clavage côté C3

**A1.4.3.1 - Calcul des réactions d'appui et des moments fléchissants**

Un calcul similaire à celui effectué pour le clavage de C0-P1 nous donne les réactions d'appui et le moment fléchissant :

$$\begin{cases} \Sigma F = 0 \\ \Sigma M = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{aligned} R_{P2} &= 0,28374 \text{ MN et } R_{C3} = 2,03456 \text{ MN} \\ M &= 13,57 \text{ MN.m} \end{aligned}$$



### A1.4.3.2 - Calcul des câbles éclisses de la travée P2-C3

L'effort N développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{B} - \frac{M v'}{I} - \frac{N e_0 v'}{I} \geq -\bar{\sigma}_t$$

avec  $B = 6,0965 \text{ m}^2$ ,  $I = 4,620 \text{ m}^4$ ,  $v' = 1,440 \text{ m}$ ,  $M = 13,57 \text{ MN.m}$

$e_0 = -1,318 \text{ m} \Rightarrow$  position du câble moyen  $e_0 = -(v - 1,5 \phi_g)$  avec  $\phi_g = 0,081 \text{ m}$

$$N \geq \frac{-\bar{\sigma}_t + \frac{M v'}{I}}{\frac{1}{B} - \frac{e_0 v'}{I}} = \frac{-0,74 + \frac{13,57 \times 1,440}{4,620}}{\frac{1}{6,0965} + \frac{1,318 \times 1,440}{4,620}} = 6,07 \text{ MN}$$

$$n_{\text{câbles}} \geq \frac{6,07}{1,95} \approx 3$$

Nous retiendrons donc deux paires de câbles 12T15S.

### A1.4.3.3 - Vérification des contraintes après clavage de P1-P2

Comme précédemment, nous allons nous assurer que ce câblage est bien suffisant après clavage de la travée P1-P2 et mise en tension des câbles éclisses de P1-P2, avant la mise en tension des câbles extérieurs. Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre inférieure sont :

$$M_g = 13,57 \text{ MN}$$

$$N_{\text{éclissesP2C3}} = 4 \times 1,95 = 7,8 \text{ MN}$$

$$M_{\text{éclissesP2C3}} = 7,8 \times -1,318 = -10,28 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{éclissesP1P2}} = 1,17 \text{ MN.m} \times 15,50 / 63,375 = 0,286 \text{ MN.m}$$

$$M_{\Delta t} = 0,5 \times 12,94 \text{ MN.m} \times 15,50 / 63,375 = 1,58 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_i = \frac{N}{B} - \frac{M.v'}{I} = \frac{7,8}{6,097} - \left( (13,57 - 10,28 + 0,29 + 1,58) \times \frac{1,44}{4,62} \right)$$

$$\sigma_i = -0,33 \text{ MPa} \geq -\bar{\sigma}_i = -2,0 \text{ MPa} \quad (\text{avec } j = 28 \text{ jours})$$

Le câblage éclisse est donc suffisant.

## A1.5 - CALCUL DE LA PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE

### A1.5.0 - PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DE CALCUL

Les câbles de précontrainte extérieure doivent reprendre les efforts dus aux équipements, aux charges routières A(I), au gradient thermique et au fluage. Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, nous allons procéder par étapes :

- détermination de la géométrie du câblage,
- calcul informatique de l'enveloppe des moments longitudinaux dus à A(I),

- choix des sections critiques à dimensionner ou à vérifier,
- calcul informatique des effets du gradient thermique,
- calcul des effets du fluage,
- détermination de la précontrainte.

### A1.5.1 - DÉTERMINATION DES EFFORTS

#### A1.5.1.1 - Préambule sur la géométrie des câbles extérieurs entre C0 et C3

En première approximation, on peut définir un tracé moyen des câbles de précontrainte extérieure en respectant quelque règles de base.

Longitudinalement, nous choisissons de placer les déviateurs intermédiaires de la travée centrale aux tiers de travée, soit à 32,583 m de l'axe des piles. Dans les travées de rive, nous plaçons aussi un déviateur, également à 32,583 m de l'axe des piles (Fig.A1.28). On rappellera que les déviateurs sur pile positionnent les câbles de précontrainte extérieure au plus près de la fibre supérieure du tablier (moment de flexion longitudinale négatif), tandis que les déviateurs intermédiaires placent ces mêmes câbles vers la fibre inférieure (moment de flexion longitudinale positif).

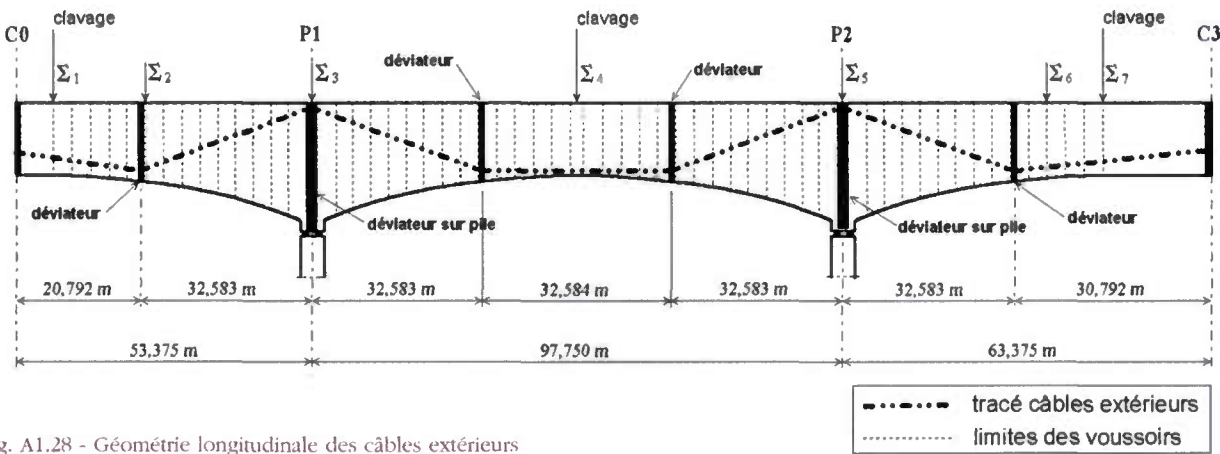


Fig. A1.28 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs

Transversalement, nous prévoyons dans la section sur pile une distance minimale du câble moyen à la fibre supérieure égale à l'épaisseur du hourdis supérieur, soit 0,25 m, et dans la section à la clé, une distance minimale du câble moyen à la fibre inférieure égale à l'épaisseur du hourdis inférieur augmentée de 0,15 m, cette valeur permettant de laisser un espace de 0,10 m entre la gaine du câble de précontrainte et le dessus du hourdis inférieur (Fig.A1.29).

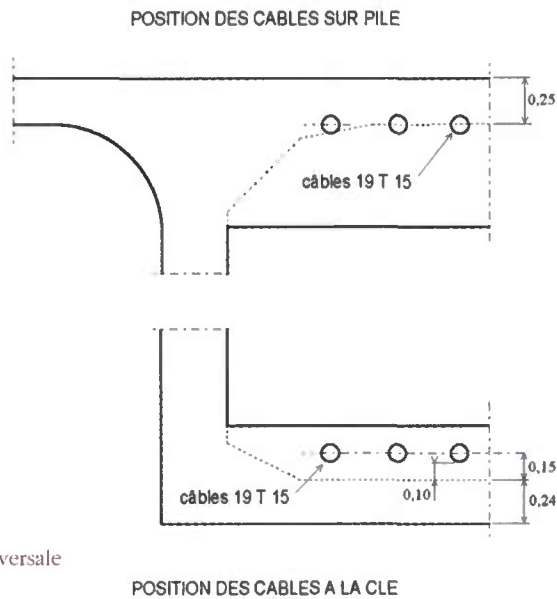


Fig. A1.29 - Géométrie transversale des câbles extérieurs

A1.5.1.2 - Surcharge A(l)

Un calcul informatique nous donne l'enveloppe des moments longitudinaux dus aux charges d'exploitation A(l) (Fig.A1.30).

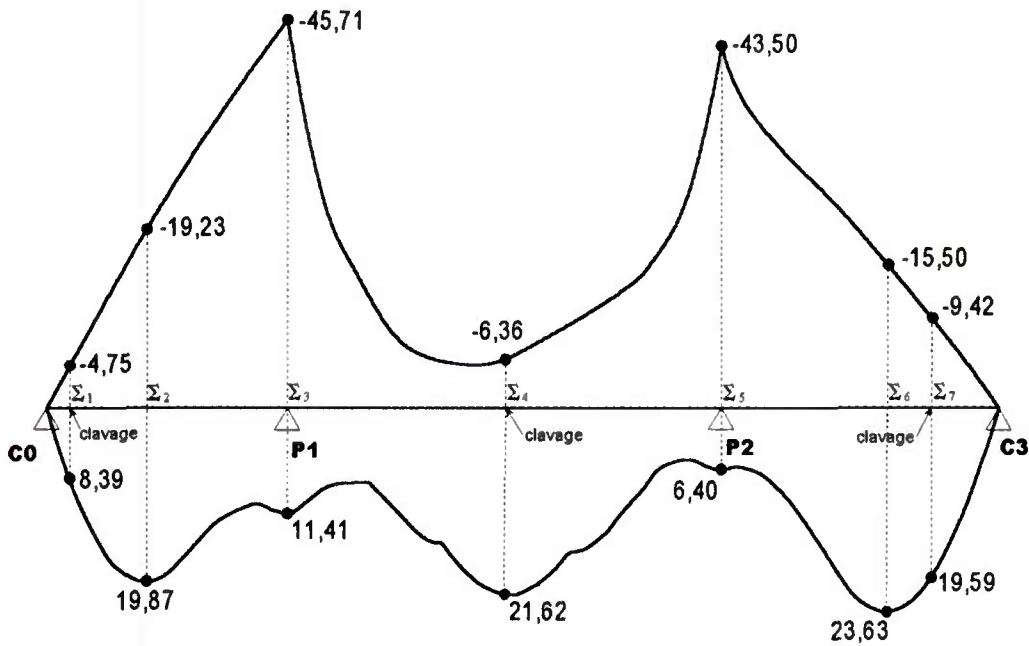


Fig. A1.30 - Diagramme des moments dus à la charge d'exploitation A(l)

La courbe enveloppe ci-dessus nous permet grâce à ses valeurs caractéristiques de déterminer les sections de dimensionnement et les sections de vérification de la précontrainte extérieure (Fig.A1.31).

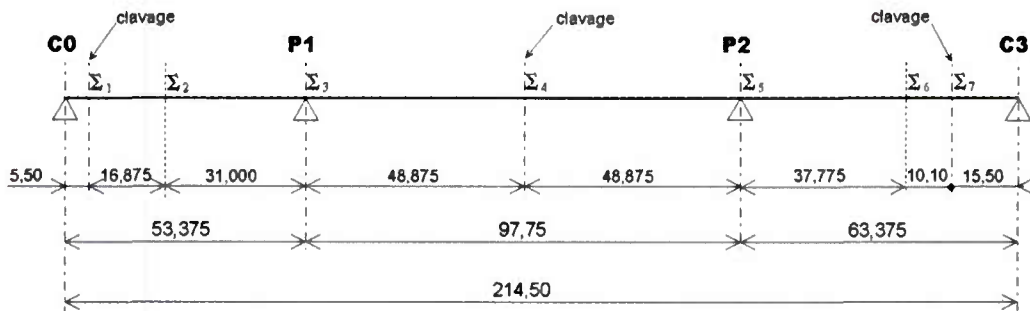


Fig. A1.31 - Position des sections d'études de la précontrainte extérieure

Le tableau ci-dessous récapitule les efforts dus à A(l) ainsi que le type de calcul à effectuer dans chaque section.

Sections		Moments		Type de calcul
		Min	Max	
$\Sigma_1$	Clavage CO-P1	- 4,75 MN.m	8,39 MN.m	dimensionnement
$\Sigma_2$		- 19,23 MN.m	19,87 MN.m	vérification
$\Sigma_3$	Pile P1	- 45,71 MN.m	11,41 MN.m	vérification
$\Sigma_4$	Clavage P1-P2	- 6,36 MN.m	21,62 MN.m	dimensionnement
$\Sigma_5$	Pile P2	- 43,50 MN.m	6,40 MN.m	vérification
$\Sigma_6$		- 15,50 MN.m	23,63 MN.m	vérification
$\Sigma_7$	Clavage P2-C3	- 9,42 MN.m	19,59 MN.m	dimensionnement

A1.5.1.3 - Équipements

Nous obtenons par un calcul informatique la courbe du moment fléchissant dû aux équipements (on rappelle que le poids linéique des équipements vaut  $q = 47,4 \text{ kN/ml}$ ).

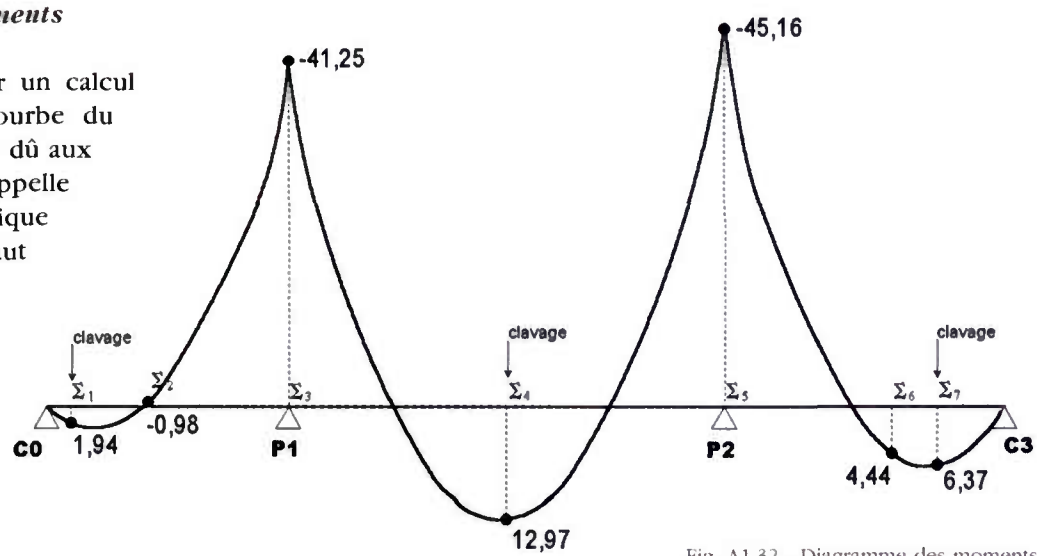


Fig. A1.32 - Diagramme des moments dus au poids des équipements

Sections		Moments
$\Sigma_1$	Clavage CO-P1	1,94 MN.m
$\Sigma_2$		-0,98 MN.m
$\Sigma_3$	Pile P1	-41,25 MN.m
$\Sigma_4$	Clavage P1-P2	12,97 MN.m
$\Sigma_5$	Pile P2	-45,16 MN.m
$\Sigma_6$		4,44 MN.m
$\Sigma_7$	Clavage P2-C3	6,37 MN.m

Le tableau de gauche récapitule les efforts dus aux équipements dans chaque section.



A1.5.1.4 - Gradient thermique

Toujours par calcul informatique, nous obtenons la courbe du moment fléchissant dû au gradient thermique de 12° C.

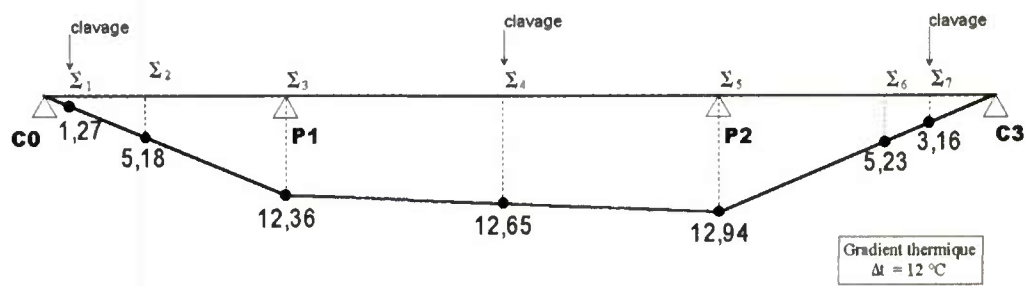


Fig. A1.33 - Diagramme des moments dus à un gradient thermique de 12° C

Le tableau ci-dessous récapitule les efforts dus au gradient thermique dans chaque section.

Sections		Moments
Σ <sub>1</sub>	Clavage CO-P1	1,27 MN.m
Σ <sub>2</sub>		5,18 MN.m
Σ <sub>3</sub>	Pile P1	12,36 MN.m
Σ <sub>4</sub>	Clavage P1-P2	12,65 MN.m
Σ <sub>5</sub>	Pile P2	12,94 MN.m
Σ <sub>6</sub>		5,23 MN.m
Σ <sub>7</sub>	Clavage P2-C3	3,16 MN.m

A1.5.1.5 - Fluage

En première approximation, on se réserve une marge de 2 MPa sur la contrainte en fibre inférieure. Cette réserve nous conduit à calculer un moment de fluage dans la travée centrale :

$$\sigma_b = - \frac{M v'}{I} \Rightarrow M = - \sigma_b \frac{I}{v'}$$

soit pour la section Σ<sub>4</sub> : v' = 1,44 m    I = 4,62 m<sup>4</sup>    M<sub>fluage</sub> = 2 ×  $\frac{4,62}{1,44}$  = 6,42 MN.m

Dans les travées de rive, le moment correspondant à cette réserve de compression sera déterminé en interpolant linéairement entre M = 0 MN.m sur culée et M = 6,42 MN.m sur pile

A1.5.2 - DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE

Les calculs étant similaires et répétitifs, nous dimensionnerons les câbles extérieurs uniquement au droit des sections de clavage.

**A1.5.2.1 - Calcul dans la section  $\Sigma_4$  (clavage entre P1 et P2)**

**Valeur des moments longitudinaux :**

Moment  $M_{G1}$  (état après construction, voir figures A1.17, 18)  $\Rightarrow M_{G1} = -4,35$  MN.m

Équipements  $\Rightarrow M_{G \text{ équip}} = 12,97$  MN.m

Fluage  $\Rightarrow M_{\text{fluage}} = 6,42$  MN.m

Surcharge A(l)  $\Rightarrow M_{A(l)} \text{ min} = -6,36$  MN.m et  $M_{A(l)} \text{ max} = 21,62$  MN.m

Gradient thermique  $\Rightarrow M_{\Delta t} = 12,65$  MN.m

**Calcul de  $M_Q$  :**

$M_Q = 1,2 M_{A(l)} + 0,5 M_{\Delta t}$  ou  $M_Q = M_{\Delta t}$  ce qui donne avec les valeurs ci-dessus :

$M_Q \text{ min} = -7,63$  MN.m  $M_Q \text{ max} = 32,27$  MN.m

**Calcul de  $M_{\text{min}}$  et  $M_{\text{max}}$  :**

$M_{\text{min}} = M_{G \text{ min}} + M_Q \text{ min} = (M_{G1} + M_{G \text{ équip}}) + M_Q \text{ min}$   
 $= -4,35 + 12,97 - 7,63 = 0,99$  MN.m

$M_{\text{max}} = M_{G \text{ max}} + M_Q \text{ max} = (M_{G1} + M_{G \text{ équip}} + M_{\text{fluage}}) + M_Q \text{ max}$   
 $= -4,35 + 12,97 + 6,42 + 32,27 = 47,31$  MN.m

**Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses :**

$f_u = 1,95$  MN force utile pour 1 câble 12T15S

$e_0 = -1,318$  m pour les câbles de clavage

$n = 2$  nombre de câbles de clavage 12T15S

$M_{\text{iso}} = N \cdot e_0 = f_u \cdot n \cdot e_0 = 1,95 \times 2 \times -1,318 = -5,14$  MN.m

$M_{\text{hyper}} = \frac{5,14 \times [(6 \times 3,375) + 2,00]}{97,75} = 1,17$  MN.m

$M_{P_{\text{eci}}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -5,14 + 1,17 = -3,97$  MN.m

**Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs :**

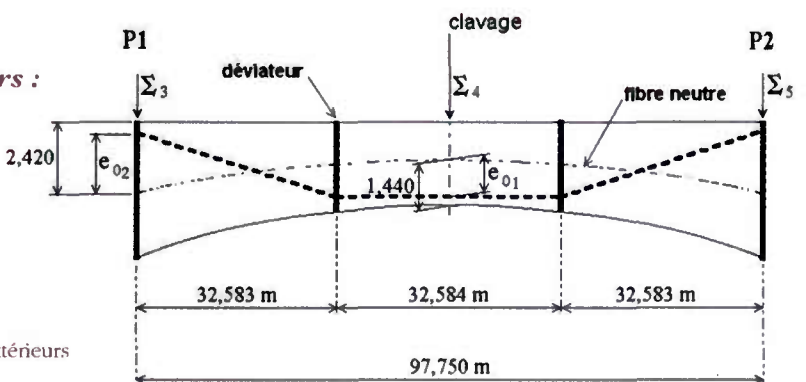


Fig. A1.34 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée centrale

$$e_{01} = - (1,440 - 0,24 - 0,10 - (0,10 / 2)) = -1,05 \text{ m}$$

$$e_{02} = 2,420 - 0,25 = 2,17 \text{ m}$$

$$f_u = 3,1 \text{ MN} \quad \text{force utile pour un câble 19T15S}$$

$$n = \quad \text{nombre de câbles extérieurs 19T15S}$$

$$M_{c1} = n \cdot f_u \cdot e_1 = n \cdot 3,1 \cdot (-1,05) = -3,26 \cdot n \text{ MN.m}$$

$$M_{c2} = n \cdot f_u \cdot e_2 = n \cdot 3,1 \cdot (+2,17) = 6,73 \cdot n \text{ MN.m}$$

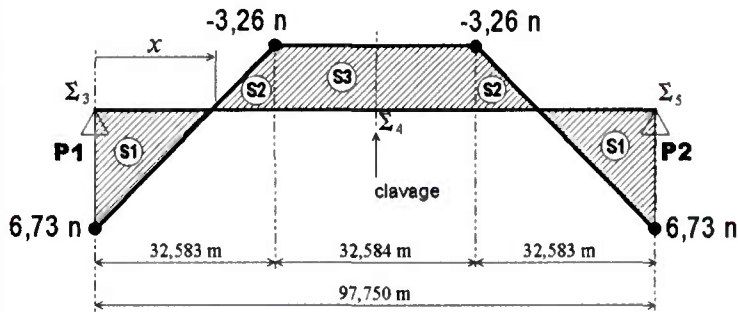


Fig. A1.35 - Diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée centrale

$$x = \frac{6,73}{6,73 + 3,26} \times 32,583 = 21,958 \text{ m}$$

$$2 \times S_1 = 6,73 \cdot n \cdot 21,958 = 147,712 \cdot n$$

Moment hyperstatique :

$$2 \times S_2 = 3,26 \cdot n \cdot 10,625 = -34,584 \cdot n$$

$$S_3 = 3,26 \cdot n \cdot 32,584 = -106,061 \cdot n$$

$$\frac{7,067 \cdot n}{7,067 \cdot n}$$

$$\Rightarrow M_{\text{hyper}} = -\frac{7,067 \cdot n}{97,75} = -0,072 \cdot n$$

$$M_{\text{Pext}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -3,26 \cdot n - 0,07 = -3,33 \cdot n$$

Calcul de la contrainte :

$$\sigma_i = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot v'}{I} = \frac{P_{\text{ecl}} + P_{\text{ext}}}{B} - \frac{M_{\text{max}} \cdot v'}{I} - \frac{(M_{P_{\text{ecl}}} + M_{P_{\text{ext}}}) \cdot v'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{(2 \times 1,95) + 3,1 \cdot n}{6,0965} - \frac{47,31 \times 1,44}{4,620} - \frac{[(-5,14 + 1,17) + (-3,33 \cdot n)] \times 1,44}{4,620}$$

$$\sigma_i = (1,546 \cdot n) - 12,87$$

pour  $n = 6$   $\sigma_i = -3,60 \text{ MPa} < -\sigma_t = -2,0 \text{ MPa}$

pour  $n = 8$   $\sigma_i = -0,50 \text{ MPa} > -\sigma_t = -2,0 \text{ MPa}$

Nous retiendrons donc 4 paires de câbles 19 T15S.

**A1.5.2.2 - Calcul dans la section  $\Sigma 1$  (clavage entre C0 et P1)**

**Valeur des moments longitudinaux :**

Moment  $M_{G1}$  (état après construction - voir figures A1.17,18)  $\Rightarrow M_{G1} = 0,58 \text{ MN.m}$

Équipements  $\Rightarrow M_{G \text{ équip}} = 1,94 \text{ MN.m}$

Fluage  $\Rightarrow M_{\text{fluage}} = 6,42 \times 5,50 / 53,375 = 0,66 \text{ MN.m}$

Surcharge A(l)  $\Rightarrow M_{A(l)} \text{ min} = -4,75 \text{ MN.m} \quad M_{A(l)} \text{ max} = 8,39 \text{ MN.m}$

Gradient thermique  $\Rightarrow M_{\Delta t} = 1,27 \text{ MN.m}$

**Calcul de  $M_Q$  :**

$M_Q = 1,2 M_{A(l)} + 0,5 M_{\Delta t}$  ou  $M_Q = M_{\Delta t}$  ce qui donne avec les valeurs ci-dessus :

$$M_Q \text{ max} = 10,70 \text{ MN.m} \quad \text{et} \quad M_Q \text{ min} = -5,70 \text{ MN.m}$$

**Calcul de  $M_{\text{min}}$  et  $M_{\text{max}}$  :**

$$\begin{aligned} M_{\text{min}} &= M_{G \text{ min}} + M_Q \text{ min} = (M_{G1} + M_{G \text{ équip}}) + M_Q \text{ min} \\ &= 0,58 + 1,94 - 5,70 = -3,18 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= M_{G \text{ max}} + M_Q \text{ max} = (M_{G1} + M_{G \text{ équip}} + M_{\text{fluage}}) + M_Q \text{ max} \\ &= 0,58 + 1,94 + 0,66 + 10,70 = 13,88 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

**Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles de clavage :**

$f_u = 1,95 \text{ MN}$  force utile pour 1 câble 12T15S

$e_0 = -1,318 \text{ m}$  pour les câbles de clavage

$n = 2$  nombre de câbles de clavage 12T15S

$$M_{\text{iso}} = N \cdot e_0 = f_u \cdot n \cdot e_0 = 1,95 \times 2 \times -1,318 = -5,14 \text{ MN.m}$$

$M_{\text{hyper}} = 0$  pour les câbles de la travée de rive

$$M_{\text{hyper}} = 1,17 \frac{5,50}{53,375} - 0,576 \frac{5,50}{53,375} = 0,06 \text{ MN.m} \quad \text{pour les câbles éclisses et extérieurs de la travée P1-P2}$$

$$M_{\text{p ecl}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -5,14 + 0,06 \text{ MN.m} = -5,08 \text{ MN.m}$$

**Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs :**

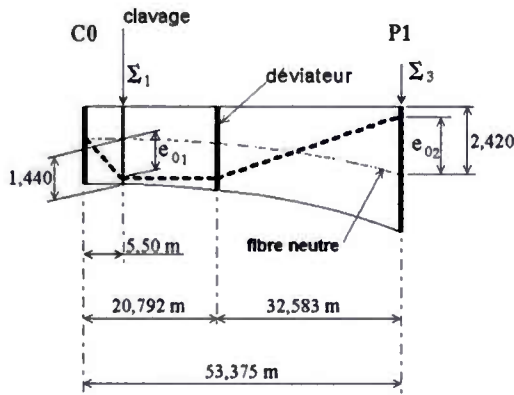


Fig. A1.36 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée C0-P1



$$e_{01} = -(1,440 - 0,24 - 0,10 - (0,10 / 2)) = -1,05 \text{ m}$$

$$e_{02} = 2,420 - 0,25 = 2,17 \text{ m}$$

$$f_u = 3,1 \text{ MN} \quad \text{force utile pour 1 câble 19T15S}$$

$$n = \text{nombre de câbles extérieurs 19T15S}$$

$$M_{e1} = n \cdot f_u \cdot e_1 = n \cdot 3,1 \cdot (-1,05) = -3,26 \cdot n \text{ MN.m}$$

$$M_{e2} = n \cdot f_u \cdot e_2 = n \cdot 3,1 \cdot (+2,17) = 6,73 \cdot n \text{ MN.m}$$

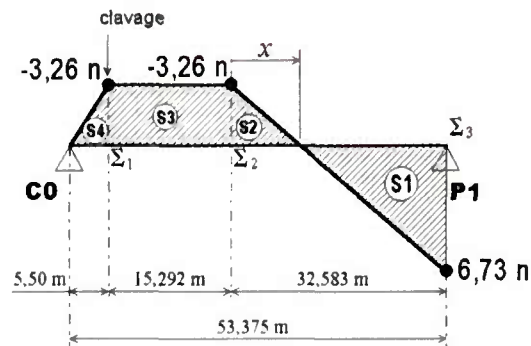


Fig. A1.37 - Diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée C0-P1

$$x = \frac{3,26}{3,26 + 6,73} \times 32,583 = 10,625 \text{ m}$$

$$S_1 = (6,73 \cdot n \cdot 21,958) / 2 = 73,856 \cdot n$$

Moment hyperstatique sur appui :

$$S_2 = (3,26 \cdot n \cdot 10,625) / 2 = -17,292 \cdot n$$

$$S_3 = (3,26 \cdot n \cdot 15,292) = -49,755 \cdot n$$

⇒

$$M_{\text{hyper}} = \frac{2,163 \cdot n \cdot 2}{53,375} = 0,081 \cdot n$$

$$S_4 = (3,26 \cdot n \cdot 5,500) / 2 = -8,951 \cdot n$$

$$\underline{\underline{-2,163 \cdot n}}$$

$$M_{\text{hyper}}(\Sigma_1) = \frac{0,081 \cdot 5,50 \cdot n}{53,375} = 0,008 \cdot n$$

$$M_{\text{Pext}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -3,255 \cdot n + 0,008 \cdot n = -3,25 \cdot n$$

*Calcul de la contrainte en  $\Sigma_1$  :*

$$\sigma_i = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot v'}{I} = \frac{P_{\text{ecl}} + P_{\text{ext}}}{B} - \frac{M_{\text{max}} \cdot v'}{I} - \frac{(M_{p_{\text{ecl}}} + M_{p_{\text{ext}}}) \cdot v'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{(2 \times 1,95) + 3,1 \cdot n}{6,0965} - \frac{13,88 \times 1,44}{4,620} - \frac{[(-5,14 + 0,09) + (-3,25 \cdot n)] \times 1,44}{4,620}$$

$$\sigma_i = (1,524 \cdot n) - 5,26$$

pour  $n = 2$        $\sigma_i = -2,20 \text{ MPa} < -\bar{\sigma}_t = -2,00 \text{ MPa}$

pour  $n = 4$        $\sigma_i = 0,84 \text{ MPa} > -\bar{\sigma}_t = -2,00 \text{ MPa}$

Nous retiendrons donc deux paires de câbles 19T15S.

### A1.5.2.3 - Calcul dans la section $\Sigma_7$ (clavage entre P2 et C3)

#### Valeur des moments longitudinaux :

Moment  $M_{G1}$  (état après construction - voir figures A1.17 et A1.18)  $\Rightarrow M_{G1} = 1,11 \text{ MN.m}$

Équipements  $\Rightarrow M_{G \text{ equip}} = 6,37 \text{ MN.m}$

Fluage  $\Rightarrow M_{\text{fluage}} = 6,42 \times 15,50 / 63,375 = 1,57 \text{ MN.m}$

Surcharge A(l)  $\Rightarrow M_{A(l)} \text{ min} = -9,42 \text{ MN.m}$        $M_{A(l)} \text{ max} = 19,59 \text{ MN.m}$

Gradient thermique  $\Rightarrow M_{\Delta t} = 3,16 \text{ MN.m}$

#### Calcul de $M_Q$ :

$M_Q = 1,2 M_{A(l)} + 0,5 M_{\Delta t}$       ou       $M_Q = M_{\Delta t}$       ce qui donne avec les valeurs ci-dessus :  
 $M_Q \text{ max} = 25,09 \text{ MN.m}$       et       $M_Q \text{ min} = -11,30 \text{ MN.m}$

#### Calcul de $M_{\text{min}}$ et $M_{\text{max}}$ :

$M_{\text{min}} = M_{G \text{ min}} + M_Q \text{ min} = (M_{G1} + M_{G \text{ equip}}) + M_Q \text{ min}$   
 $= 1,15 + 6,37 - 11,30 = -3,78 \text{ MN.m}$

$M_{\text{max}} = M_{G \text{ max}} + M_Q \text{ max} = (M_{G1} + M_{G \text{ equip}} + M_{\text{fluage}}) + M_Q \text{ max}$   
 $= 1,15 + 6,37 + 1,57 + 25,09 = 34,18 \text{ MN.m}$

#### Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles de clavage :

$f_u = 1,95 \text{ MN}$       force utile pour 1 câble 12T15S

$e_0 = -1,318 \text{ m}$       pour les câbles de clavage

$n = 4$       nombre de câbles de clavage 12T15S

$M_{\text{iso}} = N e_0 = 1,95 \times 4 \times -1,318 = -10,28 \text{ MN.m}$

$M_{\text{hyper}} = 0$  pour les câbles de rive

$M_{\text{hyper}} = 1,17 \frac{15,50}{63,375} - 0,576 \frac{15,50}{63,375} = 0,145 \text{ MN.m}$  pour les câbles éclisses et extérieurs de P1-P2.

$M_{p \text{ ecl}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -10,28 + 0,15 \text{ MN.m} = -10,13 \text{ MN.m}$

Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs :

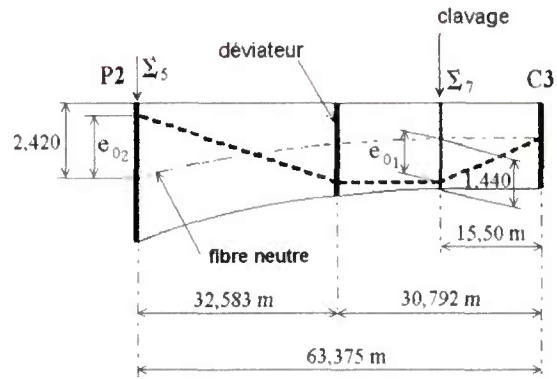


Fig. A1.38 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée P2-C3

$$e_{01} = -(1,440 - 0,24 - 0,10 - (0,10 / 2)) = -1,05 \text{ m}$$

$$e_{02} = 2,420 - 0,25 = 2,17 \text{ m}$$

$$f_u = 3,1 \text{ MN} \quad \text{force utile pour un câble 19T15S}$$

$$n = \text{nombre de câbles extérieurs 19T15S}$$

$$M_{e1} = n \cdot f_u \cdot e_1 = n \cdot 3,1 \cdot (-1,05) = -3,26 \cdot n \text{ MN.m}$$

$$M_{e2} = n \cdot f_u \cdot e_2 = n \cdot 3,1 \cdot (+2,17) = 6,73 \cdot n \text{ MN.m}$$

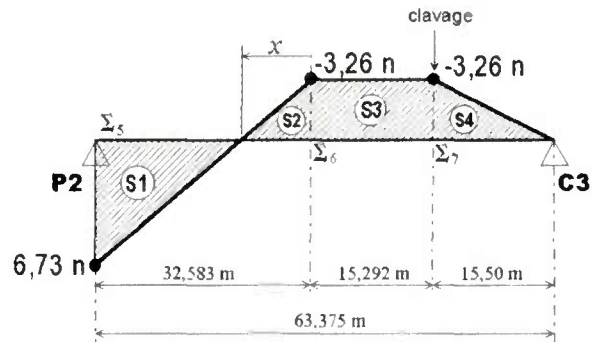


Fig. A1.39 - Diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée P2-C3

$$x = \frac{3,26}{3,26 + 6,73} \times 32,583 = 10,625 \text{ m}$$

$$S_1 = (6,73 \cdot n \cdot 21,958) / 2 = 73,856 \cdot n$$

$$S_2 = (3,26 \cdot n \cdot 10,625) / 2 = -17,292 \cdot n$$

$$S_3 = (3,26 \cdot n \cdot 15,292) = -49,755 \cdot n$$

$$S_4 = (3,26 \cdot n \cdot 15,500) / 2 = -25,226 \cdot n$$

$$-18,417 \cdot n$$

Moment hyperstatique sur appui :

$$\Rightarrow M_{\text{hyper}} = \frac{18,417 \cdot n \cdot 2}{63,375} = 0,581 \cdot n$$

$$M_{\text{hyper}} (\Sigma_7) = \frac{0,581.15,50 \cdot n}{63,375} = 0,142 \cdot n$$

$$M_{\text{Pext}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -3,26 \cdot n + 0,142 \cdot n = -3,113 \cdot n$$

*Calcul de la contrainte :*

$$\sigma_i = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot v'}{I} = \frac{P_{\text{ecl}} + P_{\text{ext}}}{B} - \frac{M_{\text{max}} \cdot v'}{I} - \frac{(M_{P_{\text{ecl}}} + M_{P_{\text{ext}}}) \cdot v'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{(4 \times 1,95) + 3,1 \cdot n}{6,0965} - \frac{34,18 \times 1,44}{4,620} - \frac{[(-10,28) + (-3,113 \cdot n)] \times 1,44}{4,620}$$

$$\sigma_i = (1,480 \cdot n) - 8,404$$

pour  $n = 4$        $\sigma_i = -2,49 \text{ MPa} < -\overline{\sigma}_t = -2,00 \text{ MPa}$

pour  $n = 6$        $\sigma_i = 0,47 \text{ MPa} > -\overline{\sigma}_t = -2,00 \text{ MPa}$

Nous retiendrons donc trois paires de câbles 19T15S.



**Page laissée blanche intentionnellement**



**A2**

## **MONOGRAPHIES**

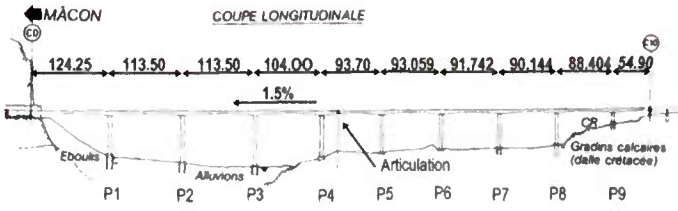
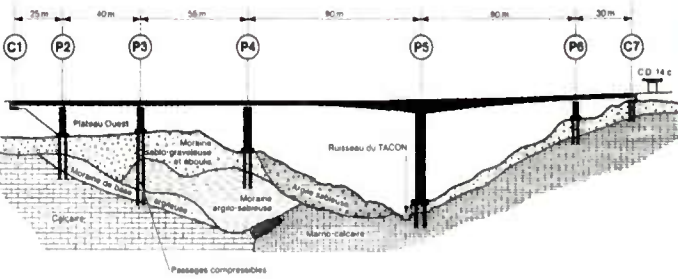
**A -**

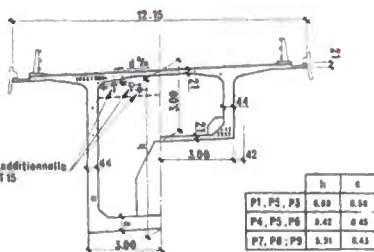
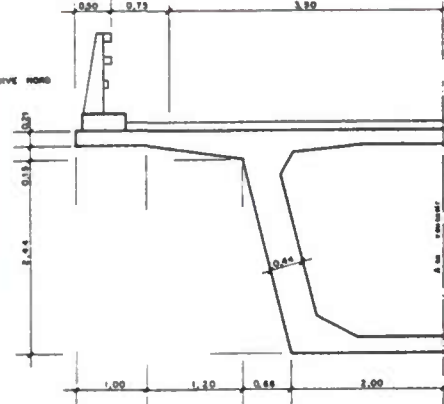
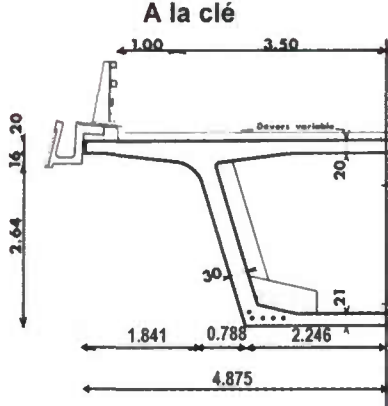
**OUVRAGES FRANÇAIS  
COULÉS EN PLACE**







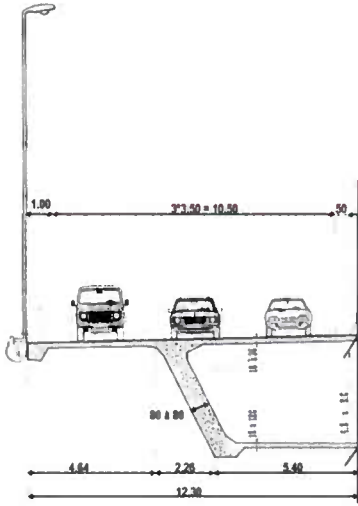
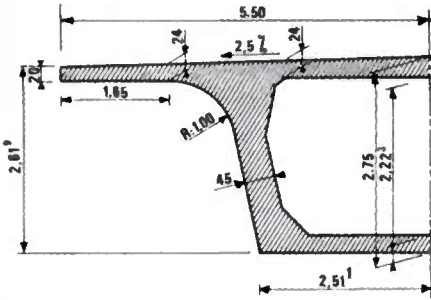
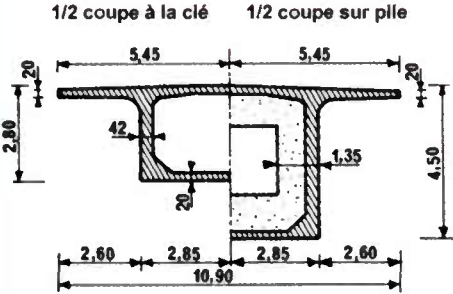
NOM DE L'OUVRAGE	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
Emplacement Entreprises Dates d'exécution		
<b>Viaduc de Nantua</b> (A40)  Groupement : - GTM - Campenon Bernard  Juin 1983 - Nov. 1986	Revue Travaux Janv. 1986  Revue Générale des Routes et des Aérodrômes Oct. 1989 Juin 1986  A4	 <p>L'hétérogénéité des terrains rencontrés a imposé une grande diversité dans les fondations :</p> <p>P7 et P9 : 4 puits marocains de 2,20 m de diamètre</p> <p>P8 : un puits marocain de 6 m de diamètre</p> <p>P1, P2 et P3 : enceintes de 10 m de diamètre en parois moulées</p> <p>P4, P5 et P6 : semelles superficielles d'environ 10 m x 10 m x 2,5 m</p>
<b>Viaduc de Lalleyriat</b> (A40)	Revue Générale des Routes et des Aérodrômes Nov. 198  A5	<p>L'ouvrage est constitué de deux tabliers décalés verticalement de 5 à 7 m, de longueurs différentes,</p> <ul style="list-style-type: none"><li>* tablier Nord : 130 m, 3 travées</li><li>* tablier Sud : 194 m, 4 travées</li></ul> <p>et de largeurs également différentes :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>* tablier Nord : 8,75 m</li><li>* tablier Sud : 11,75 m</li></ul> <p>Longueur de la travée centrale pour les deux tabliers : 58 m</p> <p>Les fondations sont, pour la majorité d'entre elles, constituées par des semelles appuyées sur le rocher sain.</p>
<b>Viaduc du Tacon</b>  Entreprise CITRA France	Revue Générale des Routes et des Aérodrômes Nov. 1989  Revue Travaux Janv. 1986  A6	 <p>L'ouvrage est constitué de deux viaducs indépendants décalés verticalement d'environ 6 m.</p> <p>Fondations par puits marocains (P5 : 4 puits de 2,40 m de diamètre) ou par pieux forés (P2, P3, P4 et P6 : 4 pieux de 1,20 m à 1,50 m de diamètre)</p>

COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES												
<p>1/2 Coupe sur pile    1/2 Coupe à la clé</p>  <table border="1" data-bbox="492 662 619 739"><thead><tr><th></th><th>h</th><th>e</th></tr></thead><tbody><tr><td>P1, P2, P3</td><td>0.89</td><td>0.54</td></tr><tr><td>P4, P5, P6</td><td>0.42</td><td>0.45</td></tr><tr><td>P7, P8, P9</td><td>0.31</td><td>0.43</td></tr></tbody></table>		h	e	P1, P2, P3	0.89	0.54	P4, P5, P6	0.42	0.45	P7, P8, P9	0.31	0.43	<p>Voussoirs coulés en place. Longueur des voussoirs : 2,50 à 3,50 m (60 à 85 t). Précontrainte intérieure par câbles 12T15</p>	<p>- Sur appui : h = 6,65 m e = 1/17 - Encastrement du demi fléau : h = 8,44 m - A la clé h = 3 m e = 1/38</p>	<p>Pour le tablier : - Béton : 9 800 m³ - Aciers passifs : 1 250 000 kg (126 kg/m³) - Aciers actifs : 430 000 kg (44 kg/m³)</p>	<p>Le viaduc se termine par une travée de 124 m prenant appui dans le tunnel. Pour construire et équilibrer celle-ci, une travée contre-poids de 3000 t environ a été construite sur un étaielement. Ce contre-poids est mobile sur deux appuis glissants de 1 500 t de capacité chacun.</p>
	h	e														
P1, P2, P3	0.89	0.54														
P4, P5, P6	0.42	0.45														
P7, P8, P9	0.31	0.43														
	<p>Voussoirs coulés en place (les difficultés d'accès au chantier ont imposé la méthode des voussoirs coulés en place).  La précontrainte est intérieure avec la possibilité de rajouter une précontrainte additionnelle extérieure.</p>	<p>Hauteur constante de 2,80 m e = 1/21</p>														
<p>A la clé</p> 	<p>Voussoirs coulés en place. Chaque voussoir mesure 3,50 m de longueur La précontrainte est intérieure (câbles 12T15) avec la possibilité de rajouter une précontrainte additionnelle extérieure et intérieure.</p>	<p>- Sur appui : h = 6 m e = 1/15 - À la clé et pour les voussoirs de hauteur const. : h = 3 m e = 1/30</p>	<p>Pour le tablier : - Béton : 4 820 m³ - Aciers passifs : 554 000 kg (115 kg/m³) - Aciers actifs : 185 000 kg (38 kg/m³)</p>													

Sur appui (pour les travées de haut. variable) :  
- hauteur du tablier = 6 m  
- épaisseur du tablier = 0,55 m

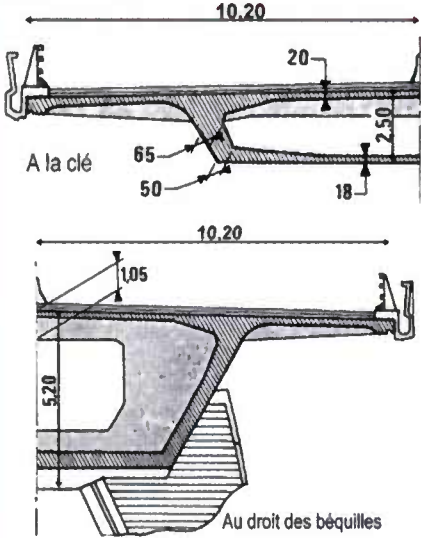

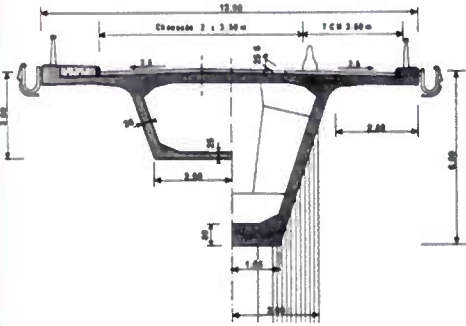
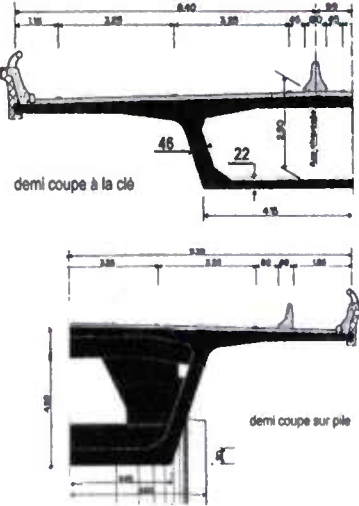
Sur appui (pour les travées de haut. variable) :  
- hauteur du tablier = 6 m  
- épaisseur du tablier = 0,55 m

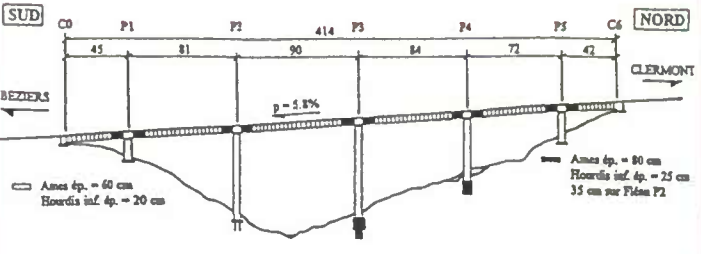
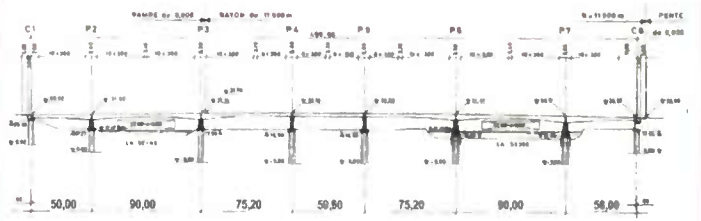
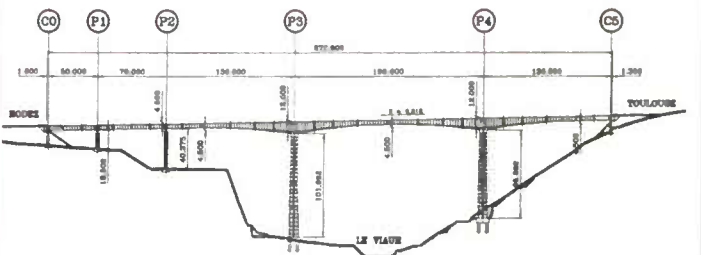


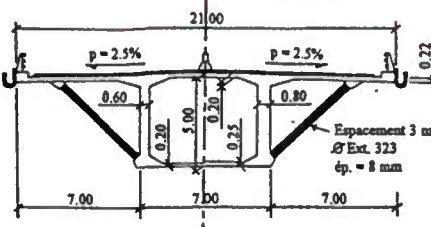

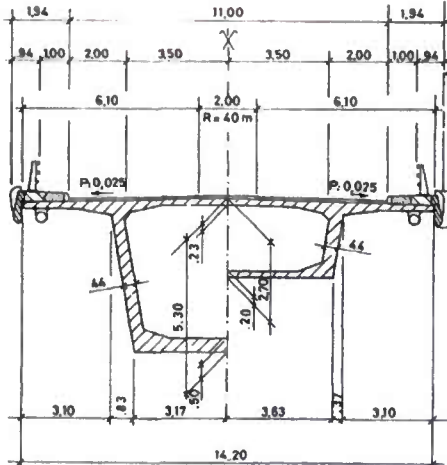
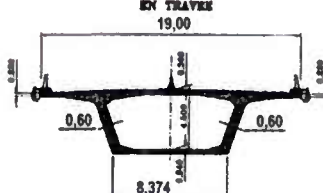
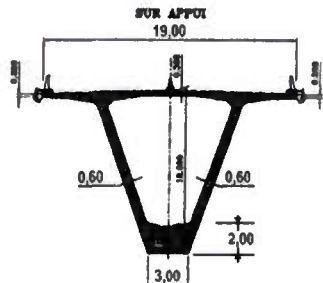
COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
	<p>Voussoirs coulés en place</p> <p>Longueur des voussoirs courants : 2,70 m (111 t)</p> <p>Longueur des voussoirs sur pile : 8,70 m.</p> <p>Les voussoirs sur piles sont coulés horizontalement puis basculés suivant la pente requise avant le début de construction du fléau.</p>	<p>- Sur appui : h = 9,00 m au niveau de N1 et S1</p> <p>- Travées courantes (hauteur constante) : h = 4,55 m e = 1/14</p> <p>- En extrémité de console au-dessus de la Loire : h = 5,20 m</p>	<p>Pour le tablier en béton :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton B35 : 27 500 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 3 850 000 kg (140 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Armatures actives (longitudinales et transversales) : 1 216 000 kg (44 kg/m<sup>3</sup>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les 6 premiers m des travées de rive sont coulés sur cintre. La travée centrale métal est hissée en une fois sur ses appuis définitifs.</li> <li>- Précontrainte : int. : (fléau et continuité) 19T15 ext. : 27T15</li> </ul>
<p>1/2 coupe en travée</p>  <p>L'avant-projet initial ne prévoyait pas de précontrainte extérieure. Il a été complété par une étude sommaire de câblage mixte mais, faute de temps, les dimensions de l'ouvrage n'ont pas été modifiées.</p>	<p>Voussoirs des 3 grands fléaux coulés en place. Le reste de l'ouvrage est construit sur cintre.</p>	<p>- Sur appuis 4, 5 et 6 : h = 4,50 m e = 1/17</p> <p>- Au-delà de la longueur de la variation parabolique (18 m) de part et d'autre de ces appuis : h = 2,75 m e = 1/27,5</p>	<p>Pour la totalité du tablier (y compris les parties coulées sur cintre) :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton B35 : 3 437 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 466 000 kg (136 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Armatures actives : int. : 71 600 kg ext. : 63 000 kg (en tout : 39 kg/m<sup>3</sup>)</li> </ul> <p><i>Remarque :</i> L'ouvrage supporte les convois exceptionnels de classe E.</p>	<p>Grandes travées : 12T15 fléau : 24 u continuité : 6 u extérieur : 8 x 19T15</p> <p>Vu le tracé en plan complexe des câbles et la minceur des déviateurs, de fortes poussées au vide horizontales dans les déviateurs proches des piles ont conduit à un renforcement de ces derniers.</p>
<p>1/2 coupe à la clé      1/2 coupe sur pile</p>  <p>Ce pont aux dimensions peu courantes a été prévu pour permettre le passage d'un convoi EDF de 650 tonnes réparties sur 30 m.</p>	<p>Voussoirs coulés en place. L'extrémité des travées de rive est construite sur cintre.</p>	<p>- Sur appui h = 4,50 m e = 1/15,5</p> <p>- À la clé : h = 2,80 m e = 1/25</p>	<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton B35 : 1 385 m<sup>3</sup></li> <li>- Armatures passives : 205 000 kg (150 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Armatures actives : intérieures : 28 500 kg extérieures : 21 500 kg (en tout : 50 t, soit 36 kg/m<sup>3</sup>)</li> </ul> <p>Épaisseur équivalente : 75 cm</p>	<p>Précontrainte mixte :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- câbles int. : fléau 2 x 9 12T15 continuité 2 x 4 12T15</li> <li>- câbles ext. : 2 x 7 12T15</li> </ul> <p><i>Remarque :</i> puissance un peu limitée des câbles extérieurs</p>





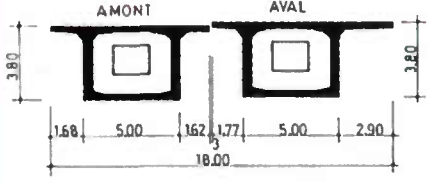
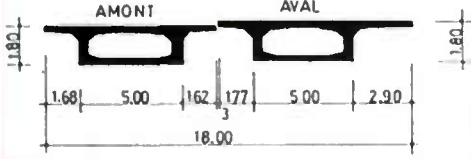
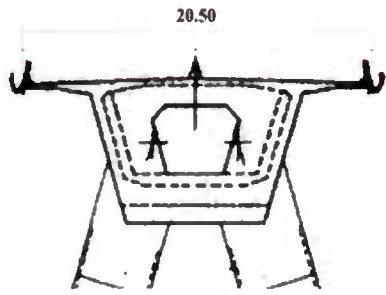
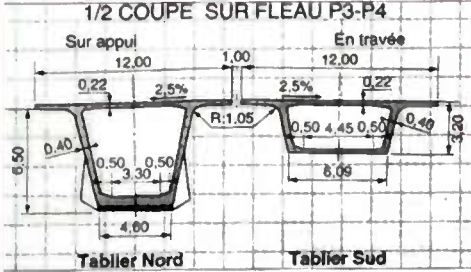
COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
	<p>La grande travée est construite en 2 fléaux (voussoirs de 3 m) à l'aide d'équipages mobiles. Deux palées provisoires supportent les béquilles avant clavage.</p>  <p>Le reste de l'ouvrage est construit sur cintre.</p>	<p>- Sur appui : <math>h = 5,20 \text{ m}</math> <math>e = 1/16</math></p> <p>- À la clé : <math>h = 2,50 \text{ m}</math> <math>e = 1/33,5</math></p>	<p>Pour les parties en encorbellement : Précontrainte mixte</p> <p>- Câbles intérieurs fléau : 12T15 continuité : 2 x 6 12T15</p> <p>- Câbles extérieurs (de béquille à béquille) : 2 x 2 12T15</p> <p>Les nervures sont précontraintes transversalement.</p>	<p>Dans les travées de rive, outre les câbles habituels, une précontrainte extérieure, rectiligne et filante de culée à béquille, a été mise en œuvre pour reconstituer un effort normal sensiblement égal à celui créé par la poussée des béquilles dans la grande travée.</p>
 <p>Epais. âmes voussoirs sur P1 et P4 : 60 cm. Petite dissymétrie du caisson : les pentes transversales débutent à l'axe de la chaussée routière qui n'est pas confondu avec l'axe du caisson. Pour éviter une différence de hauteur des âmes l'ensemble du caisson a été basculé transversalement (pente à 0,69 %).</p>	<p>Construction à l'aide d'équipages mobiles du type «par en-dessous». Longueur des voussoirs courants 3,70 m, des voussoirs sur pile 9 m. Les deux extrémités du tablier sont construites sur cintre (17,70 m en travée T1 et 6,00 m en travée T5).</p>	<p>- Sur appui : <math>h = 6,00 \text{ m}</math> <math>e = 1/16,5</math></p> <p>- À la clé : <math>h = 3,00 \text{ m}</math> <math>e = 1/33</math></p>	<p>Pour le tablier :</p> <p>- Béton : 3 000 m<sup>3</sup></p> <p>- Aciers passifs : 365 000 kg (122 kg/m<sup>3</sup>)</p> <p>- Aciers actifs long. : 119 190 kg (40 kg/m<sup>3</sup>)</p> <p>Grands fléaux :</p> <p>- fléau : 2 x 16 12T15</p> <p>- continuité : 2 x 3 12T15</p> <p>- câbles extérieurs : 2 x 4 19T15</p> <p>- épaisseur moyenne de béton : 0,71 m</p>	<p>- Il est prévu de pouvoir ajouter des câbles.</p> <p>- Précontrainte verticale du voussoir sur P1</p> <p>- Étant donnée la souplesse en rotation des piles (2 voiles pliés pour P2 et P3), les effets du vent ont été calculés très précisément mais aucun entretoisement n'a finalement été prévu.</p>
	<p>Construction à l'aide d'équipages mobiles du type «par en-dessous». Longueur : voussoirs courants 3,45 m (poids max. : 120 t) voussoirs sur pile 7,80 m.</p> <p>Les deux extrémités du tablier sont construites sur cintre.</p>	<p>- Sur appui : <math>h = 4,50 \text{ m}</math> <math>e = 1/17</math></p> <p>- À la clé : <math>h = 2,50 \text{ m}</math> <math>e = 1/31</math></p>	<p>Pour le tablier :</p> <p>- Béton : 3 100 m<sup>3</sup></p> <p>- Aciers passifs : 437 100 kg (141 kg/m<sup>3</sup>)</p> <p>- Aciers actifs long. : 59 t 12T15 62 t 19T15 (en tout 39 kg/m<sup>3</sup>)</p> <p>Précontrainte du hourdis supérieur par monotorons gainés graissés : 20 000 kg (6,5 kg/m<sup>3</sup>)</p>	<p>- Précontrainte : fléau : 2 x 14 12T15 continuité : 2 x 2 12T15 câbles extérieurs : 2 x 6 19T15</p> <p>- Entretoisement provisoire des voiles courbes des piles pour reprendre les efforts dus aux vents cycloniques</p> <p>- Réalisation des fondations très problématique.</p>


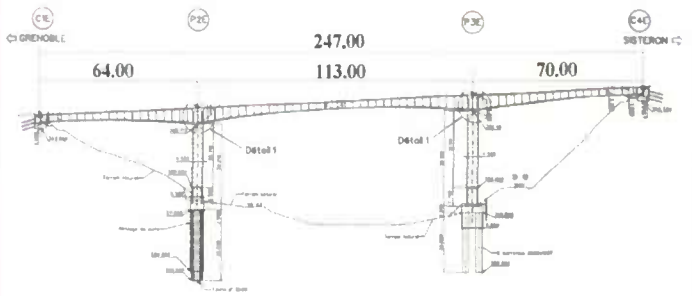
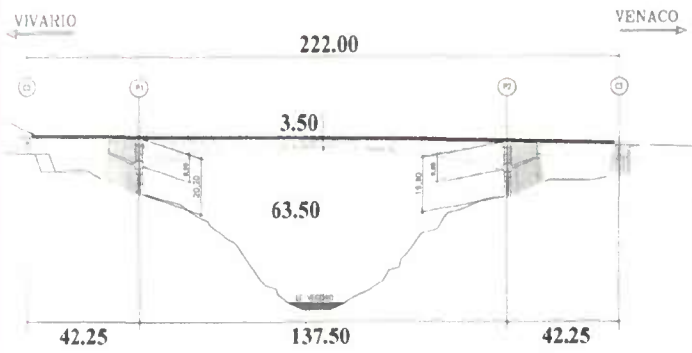
<b>NOM DE L'OUVRAGE</b>  <b>Emplacement</b> <b>Entreprises</b> <b>Dates d'exécution</b>	<b>RÉF.</b>	<b>COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE</b>
<b>Viaducs du Piou et du Rioulong</b>  Groupement : - Quillery - Chantiers Modernes - Borie SAE	La Technique Française du Béton Précontraint  XII congrès de la FIP Washington 1994	 <p>Fondations : par semelles pour P1, P2 et P5 (avec un renforcement par clouage de la semelle de la pile de grande hauteur P2), par puits de 7 m de diamètre pour P3 et P4</p> <p>Viaduc du Rioulong : 5 travées (45, 72, 81, 81, 63 m), pente à 6 %</p>
<b>Viaduc de Limay en Yvelines</b>  Groupement : - Nord France TP - Holzmann  1992	Revue Travaux Avr. 1993	 <p>Fondations par pieux forés :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 6 pieux de 1,40 m de diamètre pour P2, P3, P6, P7</li> <li>- 4 pieux de 1,40 m de diamètre pour P4 et P5</li> <li>- 4 pieux de 1,20 m de diamètre pour C8</li> <li>- 8 pieux de 0,80 m de diamètre pour C1</li> </ul>
<b>Viaduc de la Vallée du Viaur (RN 88)</b>  Groupement : - SPIE T.P. - DODIN Sud - SOGEA  Fév. 1995 - Déc. 1997	La Technique Française du Béton Précontraint  XIII congrès de la FIP Amsterdam 1998	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- P1 et P2 sont fondées superficiellement. Leurs semelles sont ancrées provisoirement au rocher au moyen de 10 tirants actifs 12T15 pour reprendre les effets du vent pendant la construction.</li> <li>- P3 et P4 reposent sur des semelles ancrées aux rochers par 4 puits de 3 m de diamètre excavés à l'explosif.</li> <li>- Le tablier est encastré sur P3 et P4.</li> </ul>

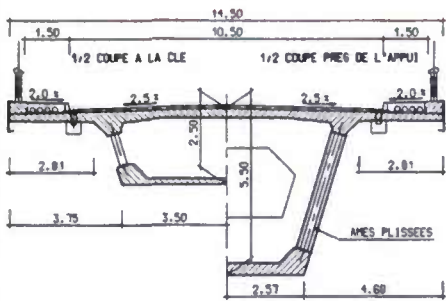
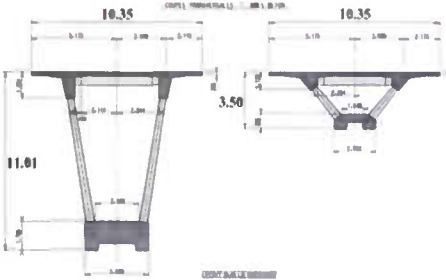
COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
<p>Demi coupe section courante</p> <p>Demi coupe sections proche des piles</p> 	<p>Équipages mobiles du type "par en-dessous"</p>  <p>Long. voussoirs : 3 m (6,8 m sur pile) avec un décalage de la réalisation des encorbellements pour pouvoir intégrer les bracons métalliques.</p>	<p>Hauteur constante h = 5 m e = 1/18</p>	<p>Viaduc du Piou :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 6 500 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 819 000 kg (126 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Aciers actifs longitudinaux : 228 000 kg (35 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>int. (fléaux et clés) 19K15 super ext. : 27K15 super transversaux : 92 000 kg (14 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>3C15</li> <li>- épaisseur équivalente : 0,73 m</li> </ul>	<p>Intégration des bracons :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Au bétonnage du voussoir n, on scelle 4 douilles de fixation dans le talon de l'âme en se servant d'un faux bracon pour avoir la précision requise.</li> <li>- Au voussoir n+1, on fixe le vrai bracon par boulonnage en partie basse et par bétonnage en partie haute.</li> </ul>
	<p>Construction à l'aide d'équipages mobiles</p> <p>Longueur des voussoirs sur pile 9,60 m</p> <p>Longueur des voussoirs courants 3,90 m.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sur appui : h = 5,30 m e = 1/17</li> <li>- À la clé et dans les travées de hauteur constante : h = 2,70 m e = 1/33</li> </ul>	<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 4 680 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 769 000 kg (164 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Aciers actifs longitudinaux intérieurs : 119 000 kg</li> <li>extérieurs : 103 000 kg (en tout 47 kg/m<sup>3</sup>)</li> </ul>	<p>Précont. mixte :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- câbles fléau : 20 (piles dans l'île) à 30 (piles en rivière) 12T15S</li> <li>éclisses : 14 (dans les travées de 90 m) à 2 (pour les travées dans l'île) 12T15S</li> <li>- câbles ext. : 12 (à mi-travée) à 8 (sur pile) 19T15S</li> </ul>
<p>EN TRAVÉE</p>  <p>SUR APPUI</p> 	<p>Construction à l'aide d'équipages mobiles.</p> <p>Longueur des voussoirs courants 2,76 m.</p> <p>Les extrémités des travées de rive sont construites sur cintre.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sur appui : h = 12 m e = 1/16</li> <li>- À la clé et dans les travées de hauteur const. : h = 4,50 m e = 1/42</li> </ul>	<p>Principales quantités :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 21 000 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 3 900 t</li> <li>- Précontrainte : 650 t</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Précont. mixte : int. câbles 19T15 ext. câbles 27T15</li> <li>- Précontrainte transversale par monotrons</li> <li>- Déplacements des grands fléaux sous l'effet du vent en cours de construction limités par la mise en œuvre de câbles de précontrainte verticaux.</li> </ul>



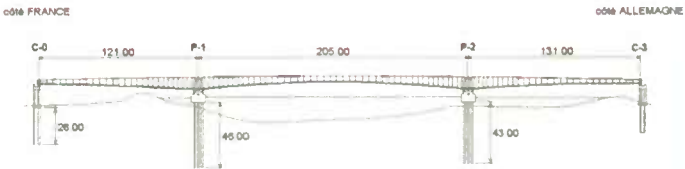
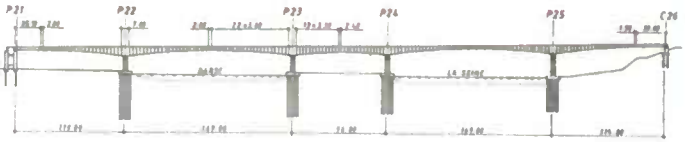


COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
<p><b>VOUSSOIRS SUR PILES</b></p>  <p><b>VOUSSOIRS DE CLE</b></p> 	<p>Voussoirs coulés en place.</p> <p>Voussoirs sur pile long. de 9 m. Voussoirs courants long. de 3,50 m. Voussoirs de clef long. de 2 m.</p> <p>Voussoirs courants de 45 tonnes.</p>	<p>- Sur appui : h = 3,80 m e = 1/18</p> <p>- À la clé : h = 1,80 m e = 1/37</p>	<p>Pour le tablier:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 2 150 m³</li> <li>- Précontrainte : 85 190 Kg</li> <li>- Aciers passifs : 338 000 Kg</li> </ul> <p>Surface utile de l'ouvrage : 2 840 m³</p>	<p>Précontrainte intérieure au béton : câbles 12 T 13</p>
 <p>Le caisson comporte :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- un hourdis sup. de 20,50 m, précontraint transversalement par des 4T15 espacés de 0,60 m ;</li> <li>- deux âmes inclinées à 30 % d'épaisseur droite de 0,60 m (1,20 m vers les béquilles) ;</li> <li>- un hourdis inf. d'épaisseur variable de 1,20 m au droit des béquilles à 0,25 m à la clef.</li> </ul>	<p>Voussoirs coulés en place.</p>	<p>- Sur les appuis culées : 10 m. - À la clé : 3 m. - Au niveau des héquilles : 8 m.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 16 000 m³.</li> <li>- Aciers passifs : 13 700 m³.</li> <li>- Précontrainte : 362 t.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Précontrainte int. : fléau (2 x 35 par fléau) et continuité (2 x 7 en travée de rive et 2 x 2 en travée centrale): câbles FUC 19-620</li> <li>- Précontrainte ext. : câbles FUC 19-620 démontables sur travées de rive</li> <li>- Précontrainte trans. du hourdis supérieur : FUC 4-620</li> </ul>
<p><b>1/2 COUPE SUR FLEAU P3-P4</b></p> 	<p>Grande travée et 2 demi travées adjacentes : encorbellements successifs coulés en place au moyen de 2 x 2 équipages mobiles. Travées de rive réalisées sur cintre.</p>	<p>Pour les voussoirs construits par encorbellements</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Sur appui : h = 6,50 m e = 1/21</li> <li>- À la clé : h = 3,20 m e = 1/42</li> </ul> <p>Pour les parties construites sur cintre : h = cte = 3,20 m e = 1/17</p>	<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton B40 : 10 300 m³.</li> <li>- Précontrainte int. : 260 tonnes.</li> <li>- Précontrainte ext. : 325 tonnes.</li> <li>- Aciers passifs : 1 520 tonnes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Câbles de fléaux 12 T 15.</li> <li>- Câbles éclisses 12T15.</li> <li>- Câbles de continuité extérieurs au béton : 19 T 15.</li> </ul>

NOM DE L'OUVRAGE  Emplacement Entreprises Dates d'exécution	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
<p><b>Pont de la Corniche</b> à Dole</p> <p>Groupement : - Campenon Bernard Régions - Roux SA</p> <p>Fév. 1993 - Avril 1995</p>	<p>Revue Ouvrages d'art Nov. 1994</p> <p>Revue Générale des Routes et des Aérodromes Nov. 1995</p>	 <p>Longueur : 496 m (48 m + 5 x 80 m + 48 m). Largeur : 14,50 m.</p>
<p><b>Viaduc de la Rivoire</b> en Isère</p> <p>Groupement : - Razel - Fougerolle-Ballot - Royans Travaux</p> <p>Juil. 1995 - Nov.1996</p>	<p>Revue Travaux Juil./Août 1997</p>	 <p>Deux ouvrages indépendants. Deux tabliers concentriques avec rayons en bord gauche de 984,50 m et 1001,15 m ; entre axes de 24,10 m. Longueur : 247 m ( 64 m + 113 m + 70 m).</p>
<p><b>Pont du Vecchio</b> en Corse</p> <p>Entreprise Razel</p>	<p>Revue Ouvrages d'art Déc. 1998</p>	 <p>Ouvrage à 3 travées (42,25 m + 137,50 m + 42,25 m) en béton précontraint, de 10 m de largeur.</p>

COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
	<p>Voussoirs coulés en place.</p> <p>Voussoirs courants de 3,20 m de long.</p> <p>Voussoirs sur pile de 6,40 m de long.</p>	<p>- Sur appui : h = 5,50 m e = 1/14</p> <p>- À la clé : h = 2,50 m e = 1/32</p>	<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Béton B35 : 4 100 m<sup>3</sup>.</li><li>- Précontrainte : 190 tonnes.</li></ul>	<p>Premier pont à âmes plissées construit par encorbellements successifs en France.</p>
	<p>Voussoirs sur pile longs de 8,50 m.</p> <p>Voussoirs courants 16 x 3,20 m de long côté travée centrale et 17 x 3,20 m côté travée de rive.</p> <p>Voussoirs courants réalisés avec des équipages mobiles dits par en-dessous.</p>		<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Béton B35 : 4 000 m<sup>3</sup></li><li>- Coffrages : 15 200 m<sup>2</sup></li><li>- Armatures : 690 t</li><li>- Précontrainte : 174 t</li></ul>	
	<p>Réalisation par demi-fléau de la travée centrale en encorbellements successifs de 3,60 m à l'aide d'équipages mobiles dans lesquels sont placées les âmes préfabriquées de hauteur mais aussi d'inclinaison variables du fait de la variation de largeur du hourdis inférieur.</p>	<p>- Sur appui : h = 11 m e = 1/12</p> <p>- À la clé : h = 3,50 m e = 1/39</p>		<p>Précontrainte :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- câbles de fléau dans le hourdis supérieur,</li><li>- câbles de continuité extérieure au béton allant de culée à culée,</li><li>- câbles éclisses intérieurs en travée centrale,</li><li>- barre de précontrainte dans les panneaux d'âmes.</li></ul>



NOM DE L'OUVRAGE	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
Emplacement Entreprises Dates d'exécution		
<p><b>Pont sur le Rhin</b> à Strasbourg</p> <p>Groupe ment : - Bilfinger - Berger et Max Früh</p> <p>2001 - 2002</p>	<p>Revue Travaux N° 783 Fev. 2002</p>	 <p>Longueur : 457 m (121 m + 205 m + 131 m). Largeur : 14,75 m.</p>
<p><b>Pont sur la Seine</b> Gennevilliers</p> <p>Groupe ment : - SPIE Batignolles - GTM - Fougerolles</p> <p>1990 - 1992</p>		 <p>Longueur : 568 m (110 m + 169 m + 96 m + 169 m + 114 m). Largeur : 18,06 m.</p>

COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
<p>1/2 COUPE SUR PILE      1/2 COUPE A LA CLE</p>	<p>Voussoirs coulés en place.</p> <p>Voussoirs courants longueur variable 3,50 à 5,00 m de long.</p> <p>Voussoirs sur pile 9,50 m de long.</p>	<p>- Sur pile : h = 9,00 m e = 1/23</p> <p>- À la clé : h = 4,50 m e = 1/45</p> <p>- Sur culée : h = 3,20 m</p> <p>Variation suivant une courbe parabolique pour la travée centrale et cubique pour les travées de rive.</p>	<p>Pour le tablier :</p> <p>- Béton B65 : 7 750 m<sup>3</sup>.</p> <p>- Aciers passifs : 913 000 kg (118 kg/m<sup>3</sup>)</p> <p>- Précontrainte : 598 000 kg (77 kg/m<sup>3</sup>)</p>	
<p>SECTION SUR PILE      SECTION A LA CLE</p>	<p>Voussoirs coulés en place.</p> <p>Voussoirs courants longueur 3,30 m pour la travée de 96 m et 3,60 m pour les autres travées.</p>	<p>- Sur pile : h = 9,00 m</p> <p>- À la clé : h = 3,50 m</p>	<p>Pour le tablier :</p> <p>- Béton : 13 900 m<sup>3</sup>.</p> <p>- Aciers passifs : 1 711 000 kg (124 kg/m<sup>3</sup>)</p> <p>- Précontrainte : Extérieure 241 t Intérieure 728 t Provisoire 22 t</p>	

**Page laissée blanche intentionnellement**



**A2**


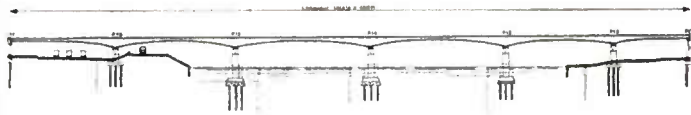
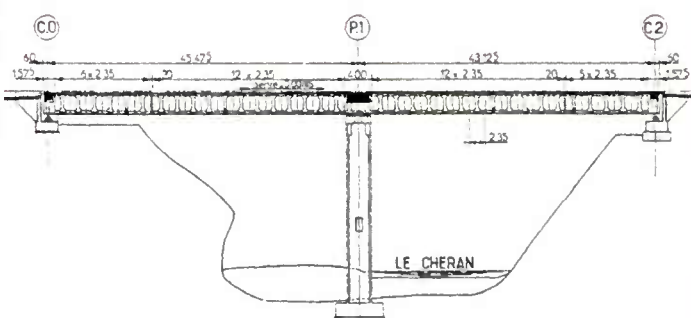
# MONOGRAPHIES

**B -**

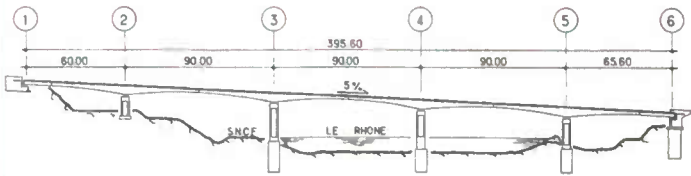
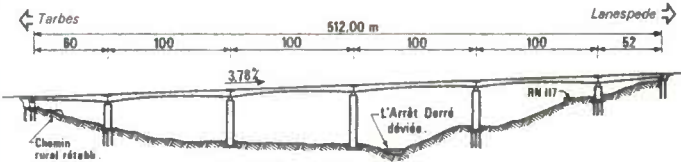
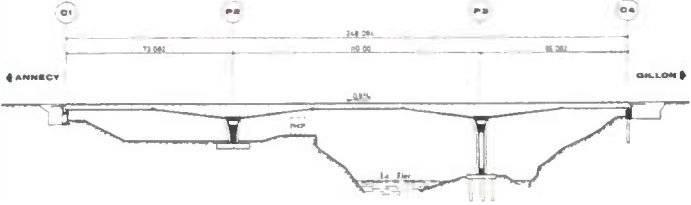
**OUVRAGES FRANÇAIS  
AVEC VOUSOIRS  
PRÉFABRIQUÉS**

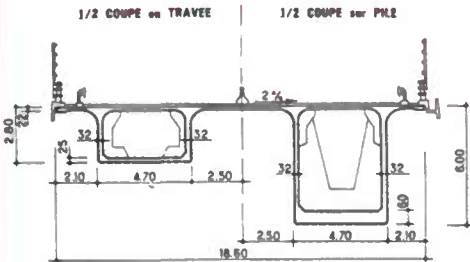
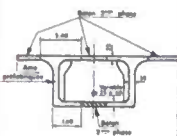
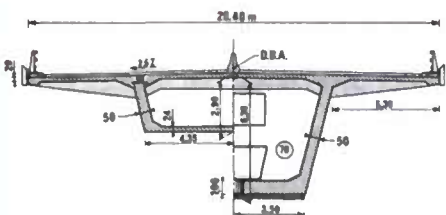
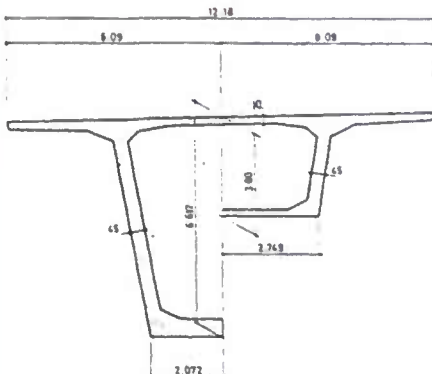




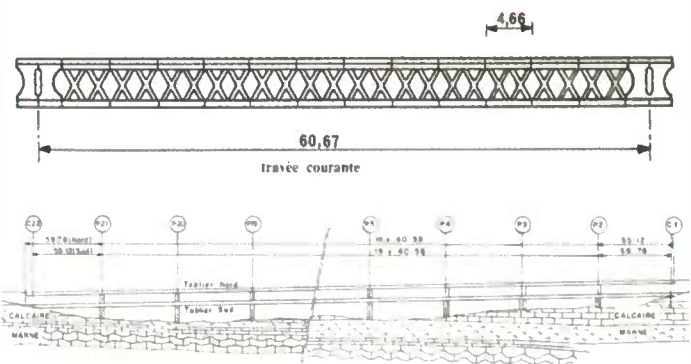
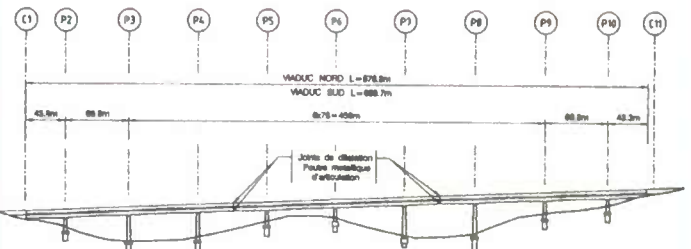
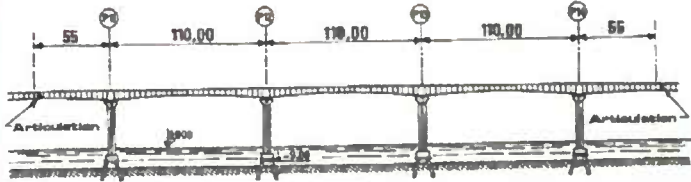
NOM DE L'OUVRAGE  Emplacement Entreprises Dates d'exécution	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
<b>Viaduc de Neyrolles</b> (A 40)  Groupement : - GTM - Campenon Bernard  Juin 1983 - Déc. 1985  B1	Revue Travaux Janv. 1986  Revue Générale des Routes et des Aérodromes Juin 1986 Oct. 1989	 <p>Fondations par puits marocains (un puits de 4,50 m de diamètre par pile) dans des pentes d'éboulis à la limite de l'équilibre.</p>
<b>Ouvrage de franchissement de la Seine,</b> à Choisy-le-Roi (A 86)  Entreprise Campenon Bernard  1982  B2	Revue Travaux Janv. 1986	 <p>Fondations semi profondes par pieux. Piles à terre : 5 pieux de 1,60 m de diamètre Piles en rivière : 6 pieux de 1,60 m de diamètre disposés en cercle.</p>
<b>Pont de Rumilly</b>  Entreprise Campenon Bernard  1983  B3	Revue Travaux Janv. 1986	

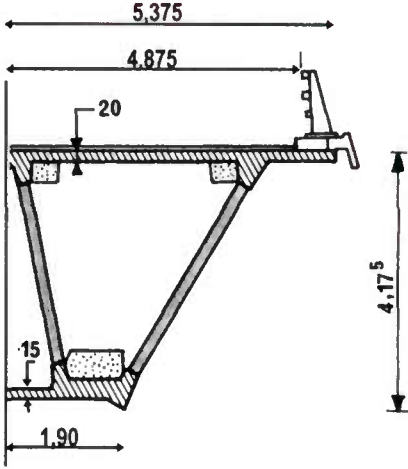
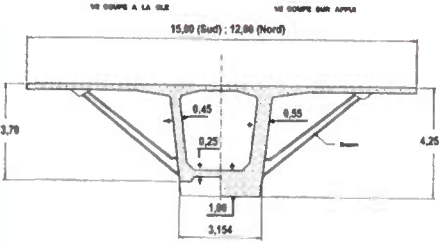
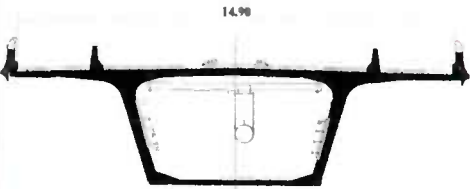


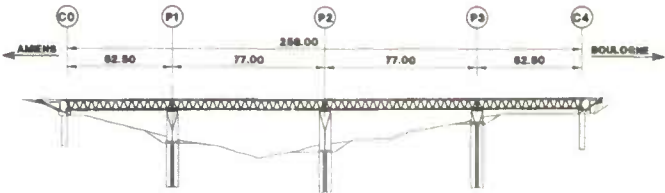
NOM DE L'OUVRAGE  Emplacement Entreprises Dates d'exécution	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
<b>Viaduc de Sermenaz</b> dans le Rhône (A 46)  Entreprise GFC  1983	Revue Travaux Janv. 1985	 <p>Fondations par caissons havés de 6 m de diamètre pour P3 et P5 et de 7 m de diamètre pour P4.</p>
<b>Viaduc de l'Arrêt Darré</b> Hautes Pyrénées  Entreprise Citra  1986	Supplément de la revue Travaux de Janv. 1986  Journée d'études de l'AFPC du 12 Juin 86  La technique Française du Béton Précontraint XI congrès de la FIP Hambourg 1990	 <p>Fondations par semelles ou pieux de 1,20 m ou 1,50 m de diamètre.</p>
<b>Viaduc de Brassilly</b> Haute Savoie  Entreprise Dragages et Travaux Publics  Juin 1986	Revue Travaux Janv. 1986  Revue Travaux Oct. 1986	 <p>P3 fondée sur 9 pieux de 1,40 m de diamètre.</p>

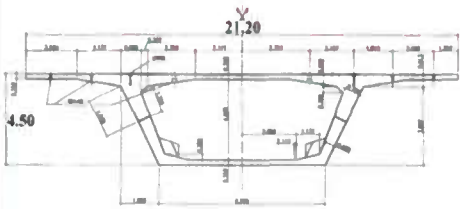
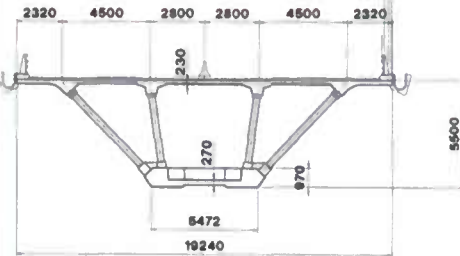
COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
	<p>Préfabrication des âmes, coulage en place du hourdis inf. au fur et à mesure de la construction des fléaux, puis coulage du hourdis sup.</p>  <p>Mise en place des âmes par potence de pose.</p>	<p>- Sur appui : h = 6 m e = 1/15</p> <p>- À la clé : h = 2,80 m e = 1/32</p>	<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 10 250 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 1 520 000 kg (148 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Aciers actifs (dont précontrainte transversale) : 665 000 kg (65 kg/m<sup>3</sup>)</li> </ul> <p>Précontrainte entièrement extérieure par câbles galvanisés 12T15.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La présence dans une même section de bétons d'âges très différents pose des problèmes de retrait différentiel.</li> <li>- La vitesse de construction est inférieure à celle d'un ouvrage préfabriqué mais supérieure à celle d'un ouvrage coulé en place.</li> </ul>
	<p>Préfabrication du noyau central. Les porte-à-faux sont coulés en place à l'aide d'un équipement mobile après clavage.</p> <p>Voussoirs : 2,22 m (sauf pour ceux proches des piles l = 1,90 m). Mise en place des voussoirs horizontalement à l'aide d'une potence mobile et basculement avant clavage.</p>	<p>- Sur appui : h = 6,30 m e = 1/16</p> <p>- À la clé : h = 2,90 m e = 1/34,5</p>	<p>Principales quantités pour l'ouvrage :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- béton des appuis : 5 000 m<sup>3</sup></li> <li>- béton du tablier : 7 680 m<sup>3</sup></li> <li>- Armatures passives : 1 900 t</li> <li>- Armatures actives : 393 t</li> </ul> <p>(Remarque : chaque piles est précontrainte par 4 câbles 19T15)</p> <p>Épaisseur moyenne équivalente : 72 cm</p>	<p>Précontrainte mixte :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- câbles int. : de fléau 2 x 20 12T15 de continuité 2 x 5 12T15</li> <li>- câbles ext. : 2 x 7 19T15</li> </ul> <p>Le tablier est précontraint transversalement (2 x 7T15 par nervure).</p>
	<p>Les voussoirs (de 3,50 m) sont préfabriqués au sol sur doucine. Le voussoir sur pile (6,70 m) est coulé en place. Les voussoirs sont ensuite levés à la verticale de leur emplacement et assemblés.</p> <p>Les 2 fléaux (800 t chacun) sont mis en place dans leur position définitive par rotation (50°).</p>	<p>- Sur appui : h = 6,62 m e = 1/16,5</p> <p>- À la clé et sur culées : h = 3 m e = 1/36,5</p>	<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 2 450 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 320 000 kg (131 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Aciers actifs : 125 000 kg (51 kg/m<sup>3</sup> soit 41 kg/m<sup>2</sup> de surface utile)</li> </ul> <p>Précontrainte entièrement intérieure par câbles 12T15</p>	<p>Intérêt de la rotation :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- pas de construction au-dessus des voies SNCF ;</li> <li>- conditions de travail optimales (en particulier vis-à-vis de la sécurité) ;</li> <li>- moyens et matériels simples.</li> </ul>



NOM DE L'OUVRAGE	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
Emplacement Entreprises Dates d'exécution		
<b>Viaducs de Sylans et des Glacières</b> (A 40)  Entreprise Bouygues  Pour le viaduc de Sylans : Avr. 1986 - Avr. 1989	<ul style="list-style-type: none"><li>- Revue Générale des routes : Juin 1986 - Fév. et Oct. 1989</li><li>- Technique Française du Béton Précontraint Hambourg 1990</li><li>- Journée d'études de l'AFPC du 12 Juin 86</li><li>- Revue Travaux Mars 1986</li></ul>	 <p>Coupe du viaduc de Sylans</p> <p>Longueur du viaduc de Sylans : 1268 m, longueur du viaduc des Glacières : 215 m</p> <p>Chaque viaduc est constitué de deux ouvrages parallèles.</p> <p>Fondations difficiles dans des éboulis par puits marocains de 4 m de diamètre (par pile).</p>
<b>Viaduc de Rogerville</b> (A 29)  Entreprise Bouygues  1995	<p>La Technique Française du Béton Précontraint XIII congrès de la FIP Amsterdam 1998</p> <p>Revue Travaux Avr. 1996</p>	 <p>Viaduc constitué de deux tabliers séparés, décalés de 5 m en altitude, encastrés sur les branches d'une même pile en forme de V.</p> <p>Les piles sont fondées sur deux puits marocains de 5 m de diamètre.</p>
<b>Pont de l'Île de Ré</b>  Entreprise Bouygues  1987 - 1988		 <p>Longueur : 2926,5 mètres. Le pont est composé de 6 viaducs successifs.</p> <p>Les 4 viaducs centraux comportent chacun 4 travées de 110 m de portée.</p> <p>Les viaducs de rive ont des travées de portées variables de 37,20 m à 110 m.</p> <p>Il y a 28 piles de 5,50 m de diamètre. Chaque pile est fondée sur 4 pieux forés en béton armé de 2 m de diamètre inclinés de 20° sur la verticale et encastrés de 12 m dans le substratum marno-calcaire.</p>

COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
 <p>Coupe d'un demi-voussoir</p>	<p>Voussoirs préfa. posés à la poutre de lancement.</p> <p>Voussoir : 4,66 m (58 t). La structure en treillis apporte un allègement du poids du tablier de l'ordre de 15 %</p> <p>Assemblage de 2 fléaux consécutifs par clavage à joints conjugués, ce qui implique une dénivellation d'appui et une inclinaison de fléau.</p>	<p>Hauteur constante</p> <p><math>h = 4,17 \text{ m}</math></p> <p><math>e = 1/14,5</math></p>	<p>Tablier de Sylans :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Aciers actifs : 716 t</li> <li>- Câbles longitu. : 4T15 provisoires extérieurs de fléau,</li> <li>- 12T15 extérieurs de fléau,</li> <li>- 4T15 intérieurs en partie supérieure et inférieure,</li> <li>- 12T15 extérieurs de continuité,</li> <li>- des âmes (X) : de hourdis à hourdis.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Structure très innovante impliquant une grande précision dans la fabrication des voussoirs.</li> <li>- Manipulation des fléaux pour l'accostage.</li> <li>- L'emboîtement des joints de clé conduit à une distribution des efforts qui est celle d'un pont construit sur cintre.</li> </ul>
	<p>Voussoirs préfabriqués posés avec une poutre de lancement autorisant une pose en symétrie de deux voussoirs.</p> <p>Longueur d'un voussoir courant : 3,65 m (poids : entre 65 et 120 t)</p> <p>Le voussoir sur pile est coulé en place.</p>	<p>Hauteur constante sur la partie centrale des travées :</p> <p><math>h = 3,70 \text{ m}</math></p> <p><math>e = 1/20,5</math></p> <p>Sur appui :</p> <p><math>h = 4,25 \text{ m}</math></p> <p><math>e = 1/18</math></p>	<p>Pour le tablier :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton : 11 000 m<sup>3</sup></li> <li>- Aciers passifs : 2 000 000 kg (182 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Aciers actifs : 600 000 kg (55 kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>- Précont. mixte tablier 19T15.</li> <li>- Les piles sont précontraintes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Utilisation d'une poutre métallique d'articulation au niveau des joints de dilatation.</li> <li>- Le choix de la structure est purement esthétique. Du strict point de vue technique, un caisson courant à deux âmes inclinées et encorbellements simples aurait suffi.</li> </ul>
<p>Coupe transversale à la clé</p> 	<p>Voussoirs préfabriqués à joints conjugués, munis de fines clefs multiples, posés avec poutre de lancement haubanée de 275 m de long.</p> <p>Voussoirs courants de 3,80 m.</p>	<p>- Sur appui :</p> <p><math>h = 7 \text{ m}</math></p> <p><math>e = 1/16</math></p> <p>- À la clé :</p> <p><math>h = 4 \text{ m}</math></p> <p><math>e = 1/28</math></p>		<p>Câblage mixte.</p>

NOM DE L'OUVRAGE  Emplacement Entreprises Dates d'exécution	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
<b>Viaduc de Saint-André</b>  Groupement : - Bouygues - Oliva TP - GFC - Intrafor - DTP Terrassements  Oct. 1997 - Déc. 1999  B10	Revue Travaux Sept. 1998	Longueur : 904 mètres. Travées : 48,6 m + 89,45 m + 7 x 95 m + 61,05 m + 39,40 m. Largeur du tablier : 21,20 m en section courante, variable jusqu'à 27,36 m près des échangeurs. Rayon minimum en plan : R = 500 m. Fondations par pieux forés. Les piles sont courtes : la plus haute ne dépasse pas 15 m et trois d'entre elles sont limitées au seul chevrete.
<b>Viaducs de Quéhen, d'Herquelingue et d'Echinghen, dits viaducs du Boulonnais</b>  Groupement : - Bouygues - Demathieu et Bard - Norpac  Janv. 96 - Janv. 98  B11	Revue Travaux Nov. 1997	  Quéhen : long de 474 m (7 travées : 44,50 m + 5 x 77 m + 44,50 m) Herquelingue : long de 259 m (4 travées : 52,50 m + 2 x 77 m + 52,50 m) Echinghen : long de 1301 m (15 travées : 44,50 m + 3 x 77 m + 93,50 m + 5 x 110 m + 93,50 m + 3 x 77 m + 44,50 m). Largeur : 19,24 m.

COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Voussoirs sur pile constitués de 2 demi-voussoirs longs de 1,80 m.</li> <li>- Voussoirs adjacents aux VSP longs de 1,80 m.</li> <li>- Autres voussoirs longs de 2,20 ou 2,78 m selon calepinage adapté à chaque travée.</li> </ul>	<p>Hauteur const. h = 4,50 m e = 1/21</p>	<p>Surface de tablier : 19 000 m<sup>3</sup>.</p> <p>Béton : B60 G+S</p> <p>Épaisseur moyenne du tablier : 0,82 m.</p>	<p>La variation de largeur du tablier est obtenue d'abord par élargissement des encorbellements puis par élargissement du caisson.</p>
	<p>Structure mixte préfa. par voussoirs à joints conjugués, posés à la poutre de lancement (500 t, 132 m de long). Poids maxi des voussoirs : 125 t. Voussoirs courants : 4,00 m. VSP : 2,40 m pour les fléaux de 77 m et 2,90 m pour ceux de 110 m. Voussoirs sur culée : long de 2,90 m.</p>	<p>Pour les travées de 44,50 m, 52,50 m et 77 m, la hauteur du tablier est constante et vaut 5,50 m. Pour les autres travées, la hauteur varie de 5,50 m à la clef à 8 m sur appui.</p>	<p>Pour le tablier</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Béton B50 : 22 539 m<sup>3</sup>.</li> <li>- Aciers passifs : 4 464 t.</li> <li>- Précontrainte long. 1 130 t.</li> <li>- Précontrainte trans. 189 t.</li> <li>- Diagonales acier : 2 530 tonnes.</li> </ul>	<p>Structure du tablier : deux dalles en BP reliées entre elles par 4 plans inclinés de treillis en V. Chaque panneau de treillis est composé de diagonales métalliques en tubes connectées directement aux hourdis supérieur et inférieur.</p>



**Page laissée blanche intentionnellement**

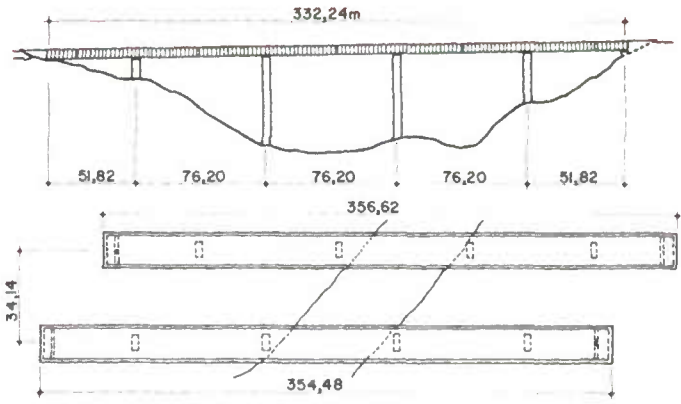
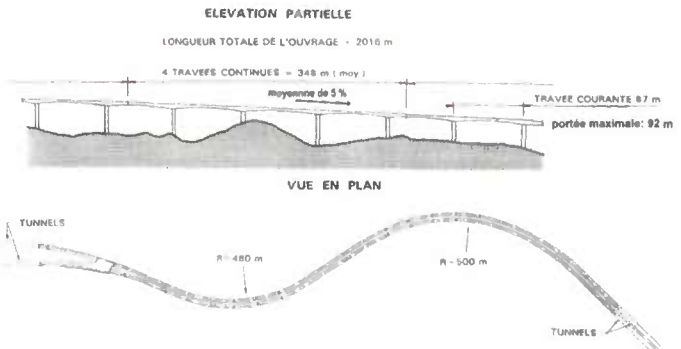


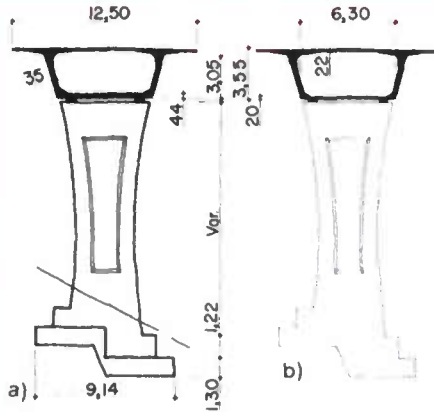
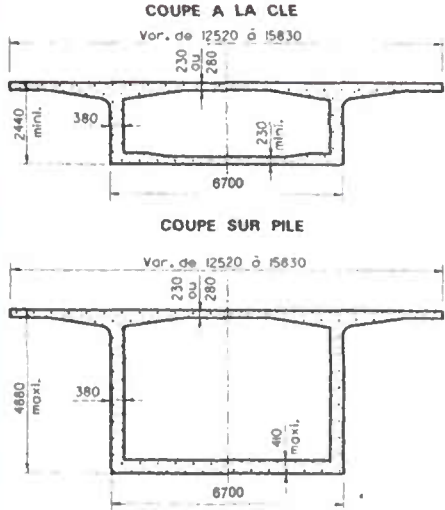
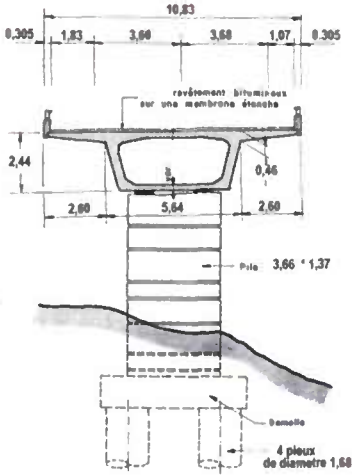
**A2**

# MONOGRAPHIES

**C -**

## OUVRAGES ÉTRANGERS

NOM DE L'OUVRAGE  Emplacement Entreprises Dates d'exécution	RÉF.	COUPE LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE
<b>Pont sur le Kishwaukee</b> Illinois (USA)  Edward Kreamer and Sons Inc., Plain, Wisconsin  C1	Revue Industria Italiana del Cemento Janv. 1988	
<b>Pont de l'autoroute H3</b> Hawaii (USA)  J. Muller International et le groupement SCI et EE Black  Nov. 1989 - Juil. 1993  C2	Revue Travaux Fév. 1992  La Technique Française du Béton Précontraint XII congrès de la FIP Washington 1994	 <p>L'ouvrage comporte deux tabliers parallèles. Chaque tablier est porté par 23 piles. Fondations par pieux forés : en général, 6 pieux de 1,50 m de diamètre par pile.</p>
<b>Les viaducs de French Creek</b> Colorado (USA)  Entreprise Flatiron (pose des tabliers sous traitée à Prescon, filiale US de Campenon Bernard)  1988  C3	Revue Travaux Mai 1989	<p>Le chantier portait sur deux viaducs :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Le premier viaduc, long de 402 m, comprend 7 travées dont les portées varient de 44 m pour les travées de rive à 64 m pour les travées courantes.</li><li>- Le second viaduc, long de 955 m comprend 16 travées et 2 joints de dilatation placés au quart de la portée. Les portées varient de 41 m pour les travées de rive à 64 m pour les travées courantes.</li></ul> <p>Fondations : semelles ou pieux (métalliques ou forés) suivant le terrain rencontré.</p>

COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER	MODE D'EXÉCUTION et poids des voussoirs	HAUTEURS DU TABLIER Élancements	QUANTITÉS DE MATÉRIAUX MISES EN ŒUVRE	REMARQUES
 <p>a) Coupe sur pile      b) Coupe en travée</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,04 m mis en place par poutre de lancement. La précontrainte est effectuée à partir de barres de diamètre 32 intérieures (46 barres de fléau, 38 barres de continuité) Voussoirs préfabriqués avec 2 grosses clés uniques sur les âmes.</p>	<p>Hauteur const. : h = 3,55 m e = 1/21</p>		<p>Premier pont construit aux USA : - à l'aide d'une poutre de lancement, - avec une précontrainte transversale.</p>
 <p>COUPE A LA CLÉ Var. de 12.520 à 15.830</p> <p>COUPE SUR PILE Var. de 12.520 à 15.830</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de poids maximum (hors voussoirs sur pile, coulés en place) 70 t. Voussoirs de longueur variable : 2,44 m, 3,05 m, 3,36 m mis en place par poutre de lancement.</p>	<p>- Sur appui : h = 4,88 m e = 1/18  - À la clé : h = 2,44 m e = 1/35.5</p>	<p>Pour le tablier : - béton : 36 000 m<sup>3</sup> - Aciers passifs : 4 030 000 kg (112 kg/m<sup>3</sup>) - Aciers actifs (dont précontrainte transv. : 1 810 000 kg (50 kg/m<sup>3</sup>))</p>	<p>Précontrainte intérieure : de fléau : 32 câbles 19T13 de continuité : 18 câbles 19T13. La précontrainte extérieure (sauf provisoire) n'était pas autorisée. Le projet initial (voussoirs coulés en place) aurait nécessité au moins 4 paires d'équipages mobiles.</p>
 <p>Ép. des âmes : 35,5 cm</p>	<p>Voussoirs préfa. mis en place par poutre de lancement. L'un des viaducs possédant dans sa partie centrale une courbure en plan avec un rayon de 232 m, l'ingénieur conseil a opté dans cette partie pour une pose à l'avancement avec appuis provisoires.</p>	<p>hauteur const. : h = 2,44 m e = 1/26</p>		<p>La précontrainte n'étant pas relevée du tout sur appuis, on a du placer des barres de précontrainte verticales dans les voussoirs près des piles.</p>



**Page laissée blanche intentionnellement**

*La présente annexe dresse tout d'abord la liste de tous les textes officiels concernant la conception et le calcul des ponts construits par encorbellements successifs. Elle liste ensuite un grand nombre de documents et d'articles consacrés à cette technique.*

## A3-1 - TEXTES OFFICIELS

### TEXTES CONCERNANT TOUS LES OUVRAGES

- le fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes" ;
- la circulaire n° R/EG3 du 20 juillet 1983 intitulée "Transports exceptionnels, définition des convois types et règles pour la vérification des ouvrages d'art" publiée par la Direction des Routes, pour les ouvrages supportant ce type de véhicules ;
- le fascicule 61 titre IV section II du CCTG : "Actions de la neige sur les constructions" (DTU P 06-006 de septembre 1996) ;
- le fascicule n° 62 titre 1<sup>er</sup> - Section I du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites" (BAEL91 révisé 99) ;
- le fascicule n° 62 titre 1<sup>er</sup> - Section II du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites" (BPEL91 révisé 99) ;
- le fascicule n° 65-A du CCTG et son additif : "Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint" ;
- le fascicule n° 62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil" ;
- le fascicule n° 68 : "Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil" ;
- la norme NFP 95-104 : "Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie ; spécifications relatives à la technique de précontrainte additionnelle".

### *Textes concernant uniquement les ouvrages situés en zone sismique*

- le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique et à l'arrêté du 15 septembre 1995 relatif à la classification et aux règles de constructions parasismiques applicables aux ponts de la catégorie dite "à risque normal" ;
- le guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts, édité par l'Association Française du Génie Parasismique, publié aux presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ;
- la norme homologuée NF P 06-013, plus couramment appelée "Règles de construction parasismique - règles applicables aux bâtiments - PS92", pour ce qui concerne les fondations.

### **A3-2 - GUIDES Setra, Setra-LCPC, Setra-SNCF**

- le bulletin technique n° 7 du Setra "Ponts construits par encorbellements successifs" ;
- le présent guide de conception ;
- le guide "Précontrainte Extérieure" du Setra ;
- le guide technique du Setra "Appareils d'appui en caoutchouc fretté" ;
- le guide technique du Setra "Appareils d'appui à pot de caoutchouc" ;
- le guide pour la commande et le pilotage des études d'ouvrages d'art ;
- le fascicule 32.2 de l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art de 1979, modifiée en 1995 ;
- le document intitulé "l'Image de la Qualité des Ouvrages d'Art (IQOA) ; catalogue des principaux défauts, aide à leur classification - ponts à poutre caisson en béton précontraint" et publié par le Setra en 1997.

### **A3-3 - AUTRES OUVRAGES**

#### **PRESSE DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES**

- La conception des ponts (J.A. Calgaro et A. Bernard-Gely)
- Analyse structurale des tabliers de ponts (J.A. Calgaro et M. Virlogeux)
- Maintenance et réparation des ponts

#### **THOMAS TELFORD LONDRES**

- Ponts en béton précontraint par post tension ; HA - TRL - LCPC - Setra

#### **LA COLLECTION DE L'IREX**

- Projet National Qualibé - Opération du Plan Génie Civil - Fascicule de documentation "Parements en béton"






#### **ÉDITIONS EYROLLES**

- Procédés généraux de construction - tome 1 (J. Mathivat et C. Boiteau)



### A3-4 - ARTICLES DE REVUES DIVERSES

On trouvera ci-dessous une liste d'articles concernant la construction par encorbellements successifs, publiés de 1990 à mi - 2002 dans les principales revues françaises de travaux publics et dans quelques revues étrangères. Chacun de ces articles est suivi d'un code indiquant le ou les thèmes abordés. La signification de ces codes est la suivante :

	Recherche, calculs
	Conception et exécution d'un pont à voussoirs coulés en place
	Conception et exécution d'un pont à voussoirs préfabriqués
	Conception et exécution d'un projet de réparation ou de renforcement
	Matériaux

### PUBLICATIONS DE L'AFPC/AFGC POUR LES CONGRÈS DE LA FIB

- [VIR 90.1] M. Virlogeux : La résistance à l'effort tranchant des ouvrages constitués de voussoirs préfabriqués, La technique française du béton précontraint, Hambourg (1990) 
- [MOS 90] J. Mossot : Le viaduc du Champs du Comte, La technique française du béton précontraint, Hambourg (1990) 
- [BOU 90] J. Boudot : Le viaduc de Sylans et des Glacières - Les structures triangulées en béton précontraint, La technique française du béton précontraint, Hambourg (1990) 
- [SER 90] C. Servant, P. Gallet, Ph. Lecroq, P. Barras : Le viaduc de l'Arrêt-Darré, La technique française du béton précontraint, Hambourg (1990) 
- [VIR 90.2] M. Virlogeux, G. Lacoste, M. Legall, P.Y. Bot , J-P. Runigo, J. Combault, M. Duviard, G. Suinot et P. Fraieu : Le pont sur le Loch d'Auray, La technique française du béton précontraint, Hambourg (1990) 
- [VIR 94] M. Virlogeux, E. Bouchon, J.C. Martin, J. Lefevre, Y. Maury, T. Guyot, M. Pottier, A. Heusse, P. Fraieu, J. Ryckaert, J. Mathivat, B. Lenoir : Pont de Chevire, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) 
- [FUZ 94] J-P. Fuzier, C. Adib : Poutres de lancement : le pont de Baldwin, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) 
- [BOU 94.1] E. Bouchon, D. Lecointre, M. Virlogeux, R. Gachiteguy, G. Viossanges, R. Gal, M. Boy, P. Ballester, M. Roudanes, P. Fraieu : Le viaduc de Bourran à Rodez, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) 
- [BOU 94.2] E. Bouchon, E. Conti, D. de Matteis, F. Pero, M. Virlogeux, R. Damour, A. Abastado, F. Edon, M. Tassone, A. Demozay, P. Jacques, F. Veyres, C. Lavigne : Le pont de la rivière Saint-Denis à la Réunion (Océan Indien), La technique française du béton précontraint, Washington (1994) 
- [CHA 94] P. Chassagnette, J.J. Lagane : Doublement du pont sur la Seine à Gennevilliers, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) 
- [CRO 94] A. Crocherie, G. Gillet, B. Canitrot, F. Edon, P. Kirschner, B. Fournier, F. Renaud, T. Thibaux, P. Doguet : Les viaducs du Piou et du Rioulong, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) 

- [CAN 94] B. Canitrot, G. Gillet, B. Bouvy, A. Palacci, B. Raspaud : Le pont de l'autoroute A75 sur la Truyère à Garabit, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) △
- [LEB 94] J-D. Lebon, A. Leveille : Le pont de la Corniche à Dôle, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) △
- [COM 94] J. Combault, J.P. Teyssandier, N.D. Haste, P. Richard, M.S. Fletcher, Y. Maury, J. Mac Farlane : Le second pont sur la Severn, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) ▲
- [MUL 94] J. Muller, G. Causse : Le pont à voussoirs préfabriqués de l'autoroute H3 à Hawaï, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) ▲
- [GAS 94] C. Gasaïgues, J. Boudot, O. Martin : Ponts à voussoirs préfabriqués en Asie - L'exemple du projet du Kwun Tong By Pass, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) ▲
- [ABE 94] H. Abel, G. Causse, C. Outteryck, D. de Matteis, H. Capdessus, J. Bouillot, B. Grezes, G. Perez, J. Combault, A. Leveille, Y. Faup, F. Zirk : Le pont d'Arcins sur la Garonne à Bordeaux, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) ▲
- [BAR 94] P. Barras, D. Poineau : Réparation du pont de Blagnac - Études, projet et suivi des travaux, La technique française du béton précontraint, Washington (1994) ✕
- [VIR 96] M. Virlogeux, J.M. Lacombe, A. Le Bourdonnec : Practical design of cantilever tendons in bridges built by the balanced cantilever method, FIP Symposium, Londres (1996) □
- [SER 98] C. Servant (Serf), E. Bouchon (Setra), R. Gachiteguy (DDE de l'Aveyron), J.J. Lagane, P. Chassagnette, V. Preyssas (Spie-Batignolles TP) : Record de portée dans la vallée du Viaur, La technique française du béton précontraint, Amsterdam (1998) △
- [COM 98] J. Combault (Dumez-GTM) : Le pont de la Confédération (Ile du prince Édouard - Canada), La technique française du béton précontraint, Amsterdam (1998) △/▲
- [JAC 98] P. Jacquet, M. Duviard : Le viaduc de Rogerville, La technique française du béton précontraint, Amsterdam (1998) ▲
- [MEU 98] P. Meurisse, X. Pham, K. Gharbi, J.P. Viallon : Une nouvelle génération de ponts mixtes : les viaducs du Boulonnais, La technique française du béton précontraint, Amsterdam (1998) ▲
- [BOUS 98.1] C. Bousquet, J.M. Cussac, A. Fauvelle, B. Radiguet : TGV Méditerranée - Lot 2H - Viaducs sur le Rhône, La technique française du béton précontraint, Amsterdam (1998) ▲
- [BOUS 98.2] C. Bousquet, J.P. Jung, F. Valotaire : Le viaduc TGV de Vernègues, La technique française du béton précontraint, Amsterdam (1998) ▲△
- [DEWI 98] M. De Wissocq, L. Paulik, M. Placidi, J. Vassord : Pont du Vecchio, La technique française du béton précontraint, Amsterdam (1998) △

## REVUE TRAVAUX

- [VIR 91.2] M. Virlogeux, G. Lacoste, P. Fraieu, M. Legall, P.Y. Bot, J.P. Runigo, J. Combault, M. Duviard, G. Suinot, M. Le Corre : Le pont sur le Loch d'Auray (juin 1991) △
- [JOU 91] A. Jouanno, G. Gillet, B. Bouvy, J.C. Foucriat, J. Goyet : Autoroute A75 dans le Cantal : Les études du pont sur la Truyère (octobre 1991) △

- [BOU 91] E. Bouchon, D. Lecointre, M. Virlogeux, R. Gachiteguy, G. Viossanges, R. Gal, M. Boy, P. Ballester, M. Roudanes, P. Fraieu : Le viaduc de Bourran à Rodez (octobre 1991) △
- [BOU 92] E. Bouchon, E. Conti, D. de Matteis, F. Vacher, M. Virlogeux, R. Damour, A. Abastado, F. Edon, M. Tassone, M. Bustamante, A. Demozay, P. Jacques, F. Veyres, C. Lavigne : Le pont de la rivière Saint-Denis à la Réunion (juillet-août 1992) △
- [RIC 93] C. Ricard, J. Jouves, B. Bouvy, Ph. Dhiver : Remise en état du pont de la RD220 sur le canal d'aménée de la chute de Bourg-lès-Valence (novembre 1993) ✕
- [HUM 93] E. Humbert, J. Hooghe, X. Durand, Y. Picard : Le viaduc de Limay, Yvelines (1993) △
- [BER 95] A. Bernardo : Le pont du Rambler Channel à Hong Kong (avril 1995) ▲
- [CON 95] E. Conti, H. Oudin-Hograindleur : Passerelle tournée sur l'autoroute A4 à Noisy-le-Grand (avril 1995) △
- [RIC 96] D. Richard, G. Frantz, P. Jacquet : Le viaduc de Rogerville (avril 1996) ▲
- [COM 96] J. Combault, J. Hervet, V. Vesval : Le second franchissement de l'estuaire de la Severn (avril 1996) ▲
- [BOI 96] A. Boisset, J. Combault, M. Lefebvre, D. Maire : Le pont de l'île du Prince-Édouard (juillet et août 1996) △/▲
- [MAG 97] H. Magnon-Pujo, B. Deberle : Le viaduc de la Rivoire (Isère). Une construction anticipée pour faciliter la circulation de chantier (juillet-août 1997) △
- [DEL 98] G. Delfosse, P. Faure, G. Perez : Confortement par précontrainte additionnelle du pont de la Seudre en Charente-Maritime (février 1998) ✕
- [QUI 98] : D. Quivy, Y. Deleporte, B. Vincent : A39 - Les viaducs sur le Doubs et la Loue (février 1998) △
- [DOG 98] P. Doguet : Un grand ouvrage sur l'Agout - Le viaduc de Castres (février 1998) △
- [MON 99] J.Y. Mondon : Le Hung Hom by-pass à Hong Kong (janvier 1999) ▲
- [POI 99] D. Poineau, J.M. Lacombe, G. Desgagne, C. Creppy, H. Marneffe, L. Duflot, P. Ribolzi, B. Vandeputte, P. Zanker : La réparation du pont de Châlons-en-Champagne (avril 1999) ✕
- [PAU 00] L. Paulik : Le pont du Vecchio en Corse (janvier 2000) △
- [DIEU 00] P. Dieuaide : Le viaduc de Digoïn (janvier 2000) △
- [DEM 00] A. Demare, G. Tréffot : Le projet du second pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg (janvier 2000) △
- [JAE 00] J.M. Jaeger, S. Nunez, J.J. Bianchi, D. Primault : A10 - Le viaduc de la Dordogne (janvier 2000) ▲
- [DEW 01] V. Dewilde, F. Dallot, F. Tavakoli, D. Guio, D. de Matteis : Passage à l'Euro(code) pour le second viaduc de Pont Salomon (janvier 2001) △
- [DEM 01.1] A. Demare, G. Tréffot : Second pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg : Les travaux sont commencés (mai 2001) △
- [GIA 01] D. Giacomelli, L. Marraci : Conception de la réhabilitation du pont de Saint-André-de-Cubzac (novembre 2001) ✕

- [POR 01] T. Portefaix, C. Roude, L. Rosset : Le viaduc sur la Medway (décembre 2001) △
- [BOUT 01] L. Boutonnet : Kingston Bridge à Glasgow (décembre 2001) ✕
- [CAY 01] F. Cayron, P. Cote : Un nouveau viaduc ferroviaire dans les nouveaux territoires de Hong Kong (décembre 2001) △
- [LAC 02] J.J. Lacaze, D. Giacomelli, M. Duviard, V. Vesval, P. Charlon, C. Sandre : A89 - Le viaduc du Pays de Tulle (janvier 2002) △
- [CHU 02] J.P. Chuniaud, T. Jamet, J.M. Tanis, F. Menuel, E. Barlet, P. Chatelard, J.P. Viallon : Le pont sur le Bras de la Plaine (Ile de la Réunion) : un ouvrage d'exception dans un site grandiose (janvier 2002) △
- [DEM 02] A. Demare, G. Tréffot : Second pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg : La grande travée au-dessus du fleuve est achevée (février 2002) △

## BULLETIN OUVRAGES D'ART DU Setra

- [CON 91] E. Conti, F. Vacher : Le pont sur la rivière Saint-Denis à la Réunion (juillet 1991) △
- [ABE 91] H. Abel-Michel, C. Outteryck, B. Grèzes, G. Perez : L'exécution du pont d'Arcins (juillet 1991) ▲
- [LEC 92] D. Lecointre, D. Lefaucœur : Ferrailage passif des bossages (janvier 1992) □
- [VIO 93] P. Vion : L'exécution du pont de Villeneuve-sur-Lot (juillet 1993) △
- [COM 93] J. Combault, B. Flourens : Le pont de la corniche à Dole, de nouveaux plis dans le Jura (mars 1993) △
- [BAR 93] P. Barras : La réparation du pont de Blagnac : études, projet et suivi des travaux (novembre 1993) ✕
- [GIL 93] G. Gillet, B. Canitrot, A. Palacci, D. Froissac, P. Gernigon, B. Bouvy, J. Goyet : Le pont sur la Truyère à Garabit (novembre 1993) △
- [PER 94] G. Perez, B. Taimiot : Le renforcement du pont de Bergerac (juillet 1994) ✕
- [JEH 94] J.C. Jehan, J.L. Bernard : La démolition du pont de Beaucaire sur le Rhône (juillet 1994) ✕
- [BOU 94.3] E. Bouchon, J. Lefevre : Pont de Tanus, les effets du vent (novembre 1994) □
- [REI 94] J.M. Reinhard : Le Pont de la corniche à Dole (novembre 1994) △
- [DEL 94] G. Delfosse, G. Perez : Renforcement par précontrainte extérieure (novembre 1994) ✕
- [GIL 96] G. Gillet : Contournement de Marvejols : les viaducs du Piou, du Rioulong et de la Planchette (juillet 1996) △
- [JAC 96] P. Jacquet : Le viaduc de Rogerville sur l'autoroute A29 (juillet 1996) ▲
- [TAV 96] F. Tavakoli : Modélisation ST1 d'un pont construit par encorbellements successifs (novembre 1996) □
- [GAC 98] R. Gachiteguy, G. Viossanges : Le viaduc du Viaur, des fléaux sous haute surveillance (mars 1998) △



- [BAR 98] P. Barras : Réparation de l'ouvrage sur le quai Deschamps à Bordeaux (août 1998) ✖
- [PAU 98] L. Paulik : Le pont sur le Vecchio (décembre 1998) △
- [DAL 00] F. Dallot, D. de Matteis, V. Dewilde, F. Tavakoli : Passage à l'Euro(code) pour le second viaduc de Pont Salomon (août 2000) △
- [GOD 00] B. Godart, L. Divet : Une nouvelle réaction de gonflement interne des bétons : la réaction sulfatique (mai 2000) 🏠
- [TAV 00] F. Tavakoli : Renforcement du pont sur la Saône à Lyon (décembre 2000) ✖
- [DEM 01.2] A. Demare, G. Tréffot : Second pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg : études de faisabilité des BHP (mars 2001) 🏠
- [DEM 01.3] A. Demare, G. Tréffot : Second pont sur le Rhin au Sud de Strasbourg : des piles et des fondations profondes dans le fleuve pour résister aux séismes et aux chocs de bateaux (juin 2001) △
- [LEF 02] D. Le Faucheur : Cumul des aciers de cisaillement et des aciers de flexion (juillet 2002) 📄

#### BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES

- [DIV 98] L. Divet, F. Guerrier, G. Le Mestre : Risque de développement de réactions sulfatiques dans les pièces en béton de grande masse, le cas du pont d'Ondes (janvier-février 1998) 🏠
- [DIV 00] L. Divet : État des connaissances sur les causes possibles des réactions sulfatiques internes au béton (juillet-août 2000) 🏠

#### ANNALES DE L'ITBTP

- [VIR 81] M. Virlogeux : Analyse de quelques problèmes spécifiques du calcul des ponts construits par encorbellements successifs (février 1981) 📄
- [POI 92] D. Poineau, J. Theillout, F. Cusin : Réparation et renforcement des structures de bâtiments et d'ouvrages d'art ; application des techniques de tôles collées et de précontrainte additionnelle (février 1992) ✖

#### TECHNIQUES DE L'INGÉNIEUR

- [GEO 96] J.M. Geoffray : Le béton hydraulique - Mise en œuvre (mai 1996) 🏠

#### REVUE PCI JOURNAL

- [SCH 95] J. Schlaich, K. Schaefer, M. Jennewein : Température induced deformations in match cast segments (juillet-août 1995) 📄
- [ROB 97] C.L. Roberts-Woolman, J.E. Brein, M.E. Kregle : Toward a consistent design of structural concrete (mai-juin 1997) 📄

## REVUE L'INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO (Iic)

- [SMI 97] Dennis R.Smith, Ph D. : Attraversando la baia di Narragansett, Rhodes Island USA, la costruzione del ponte Jamestown - Verrazzano (mars 1997) ▲
- [ITA 99] Ing. Salvatore Giuseppe Italiano : Il ponte sul fiume Ticino nei pressi di Pavia (janvier 99) ▲
- [ROS 00] Marco Rosignoli : Ponti in C.A.P ad anime reticolari (mai 2000) □
- [REN 00] Ing. Marco Renga : Il ponte di Chivasso sulla S.S. 458 di Casalborgone (Torino) (juillet-août 2000) ▲

**Page laissée blanche intentionnellement**

**Page laissée blanche intentionnellement**



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.equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr)

Le présent guide décrit de manière très détaillée la conception et l'exécution des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

Très complet et abondamment illustré, il comporte dix chapitres qui traitent chacun d'une des étapes de l'élaboration d'un ouvrage de ce type : conception générale, conception détaillée, calculs, préparation de l'appel d'offres, exécution, surveillance des travaux, maintenance, ...

Grâce à cette exhaustivité, il intéressera toute personne associée à l'élaboration d'un pont construit par encorbellements successifs (responsable d'opération, ingénieurs ou techniciens de bureau d'études, maîtres d'œuvre, contrôleurs de travaux, architectes) ainsi que les enseignants spécialisés dans le domaine du génie civil.

*This technical guide is intended for ingeneers and architects designing, calculating or checking a concrete bridge built by the cantilever method.*

Document disponible au bureau de vente du Setra  
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 : F 0308 - Prix de vente : 28 €

*L'autorisation du Setra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document.*

© 2003 SETRA - ISBN : 2-11-093426-3

Conception graphique - mise en page : Concept Graphic 45 : 06 19 33 78 04

Impression : Caractère - 2 rue Monge - 15002 Aurillac

Photos de couverture : CIM Béton (centre), Gérard Forquet - Setra

Le Setra appartient  
au Réseau Scientifique  
et Technique  
de l'Équipement

