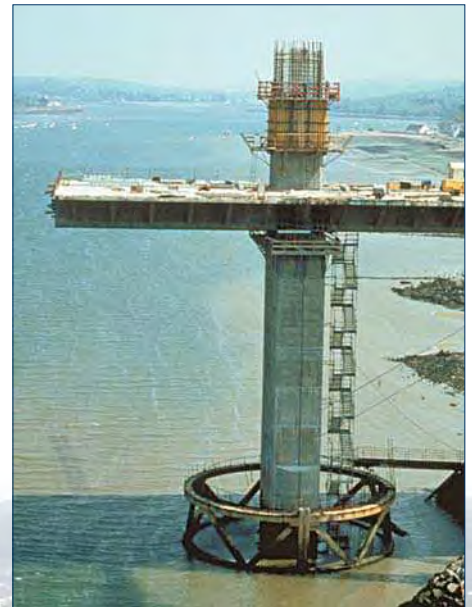
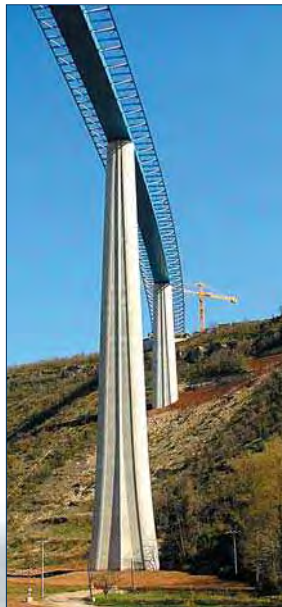


**techniques et méthodes**  
des laboratoires des ponts et chaussées



**Guide technique**

**Valorisation des bétons  
à hautes performances  
dans les piles et pylônes  
de grande hauteur  
des ouvrages d'art**

## Les collections du LCPC

Le libre accès à l'information scientifique est essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés, l'Université Gustave Eiffel a fait le choix de numériser et de mettre à disposition en téléchargement gratuit, l'intégralité des ouvrages publiés dans les collections du LCPC de 1969 à 2014, du fait de son caractère patrimonial.

### La collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées »

Issus de l'expertise du réseau scientifique et technique (RST), les ouvrages publiés dans la collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées » ont été conçus et rédigés en vue des applications sur le terrain par les professionnels du BTP. La collection se décline en deux séries : guide technique et méthode d'essai.

- La série « guide technique » réunit des synthèses de connaissances, fruits de groupes de travail nationaux associant partenaires publics et privés. Ces guides n'ont pas de valeur normative mais servent de support au développement des techniques.
- La série « méthode d'essai » réunit des méthodes à caractère normatif ou de recommandations. Les méthodes font l'objet d'une qualification par le service qualité du LCPC.

### La collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées »

La collection ERLPC « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées » se décline en 8 séries thématiques : construction routière, environnement et génie urbain, géotechnique et science de la terre, mécanique et mathématiques appliquées, ouvrage d'art, physique chimie, sécurité et exploitation routières, sciences de l'ingénieur. Des mémoires de thèses ou d'habilitation à la direction de recherche, des résultats d'études générales et d'expérimentations en laboratoire et *in situ* ont été notamment publiés dans cette collection.

### La collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées »


De 1969 à 1990, les travaux de recherche les plus significatifs du LCPC ont été publiés dans la collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées ». Cette collection historique a ensuite laissé la place à la collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées ».


### La collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées »


Les ouvrages de la collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées » regroupent les communications présentées par les intervenants à l'occasion de manifestations scientifiques organisées ou co-organisées par le LCPC.

Les ouvrages des collections du LCPC sont diffusés sous la licence Creative Commons CC BY-NC-ND. Cette licence ne permet que la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, les documents peuvent être copiés, distribués et communiqués par tous moyens et sous tous formats.



 Attribution — Vous devez créditer l'œuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Université Gustave Eiffel vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son œuvre.

 Pas d'utilisation commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette œuvre, tout ou partie du matériel la composant.

 Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'œuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'œuvre modifiée.

# **Valorisation des bétons à hautes performances dans les piles et pylônes de grande hauteur des ouvrages d'art**

Guide technique

Juin 2003



Laboratoire Central des Ponts et Chaussées  
58, bd Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15

**Ce document a été établi dans le cadre du thème BTHP  
du projet national BHP 2000 sous la responsabilité du LCPC  
et du SÉTRA avec le soutien du LRPC de Nice**

Il a été élaboré par un groupe de travail constitué de :

- Lætitia d'Aloïa (LCPC)
- Frédéric Légeron (SÉTRA – depuis début 2000 chez Jean Muller International)
- Robert Le Roy (LCPC)
- Pierre Runfola (LRPC de Nice)
- François Toutlemonde (LCPC), animateur

Le groupe de travail remercie :

- Béatrice Bourdette (ATILH)
- Emmanuel Bouchon (SÉTRA)
- Didier Brazillier (BHP 2000)
- Michel Guérinet (Eiffage Construction)
- Thierry Kretz (LCPC)

pour l'aide précieuse qu'ils ont apportée pour l'amélioration du texte initial

Pour commander cet ouvrage :

**Laboratoire Central des Ponts et Chaussées  
IST-Diffusion des Éditions**

58, boulevard Lefebvre  
F-75732 PARIS CEDEX 15

Téléphone : 01 40 43 50 20

Télécopie : 01 40 43 54 95

Internet : <http://www.lcpc.fr>

**Prix : 30 Euros HT**

En couverture :

De gauche à droite : viaduc de Verrières, pont de Normandie, pont sur l'Elorn.

Image de fond : viaduc de Tulle.

Ce document est propriété du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation de son Directeur général (ou de ses représentants autorisés).

© 2003 - LCPC

ISSN : 1151-1516

ISBN : 2-7208-3118-2

## AVANT-PROPOS

Le texte qui suit n'est pas un guide, au sens officiel du terme pour les publications de l'Administration. Il a été composé par un groupe de travail constitué de F. Légeron, R. Le Roy, L. d'Aloïa, P. Runfola et F. Toutlemonde (animateur) dans le cadre du thème BTHP du projet national BHP 2000. L'objet du projet national est de promouvoir, par des études spécifiques, le développement des bétons à hautes performances, de façon à diffuser leur emploi dans les meilleures conditions de sûreté, de durabilité et d'économie pour les citoyens, l'État et les entreprises.

Dans ce contexte, il est apparu utile de tirer parti d'expériences récentes en termes de réalisation ou d'études, conduisant à une valorisation intéressante des bétons de haute résistance en compression, dans les ouvrages comportant des piles de grande hauteur, ou encore des pylônes de grande hauteur. Les exemples nationaux les plus marquants, qui ont permis de fonder les réflexions qui suivent, sont les ponts à haubans de Normandie et d'Iroise, le viaduc de Tanus sur le Viaur et les viaducs de Verrières et de Millau (projet) sur l'autoroute A 75.

Pour ces ouvrages, la spécificité du comportement des bétons à hautes performances (gamme B60-B80), traduite par l'extension ou la modification des formules réglementaires dans la version 1999 des règlements, a conduit à poser de façon nouvelle des questions sur le choix du matériau et sur la prise en compte de son comportement. Il s'agit ainsi d'un cas en quelque sorte « exemplaire » pour une approche globale de l'ingénierie des ouvrages intégrant, au stade de l'étude, le choix du matériau pour ses performances mécaniques, sa durabilité, et se préoccupant, dès le même stade, des questions de réalisation et des « problèmes de béton frais » (dont un traitement approximatif ou trop tardif pourrait risquer de rendre vains les efforts menés au stade de l'étude pour une meilleure qualité et performance de l'ouvrage).

On ne s'étonnera pas du caractère un peu disparate des chapitres qui suivent, basés sur un état des connaissances qui ne présente pas toujours le même degré d'aboutissement. L'essentiel, pour les auteurs, est que les maîtres d'œuvre, les architectes spécialisés comme les entreprises, se trouvent, par cette lecture, sensibilisés aux questions croisées qui se posent pour réaliser des ouvrages avec piles ou pylônes de grande hauteur en béton, et qu'ils soient également avertis, sur la base des connaissances les plus actuelles, de l'intérêt d'employer pour ces types d'ouvrages des bétons de haute résistance... sous réserve d'en maîtriser effectivement les caractéristiques et effets « secondaires ».



## SOMMAIRE

<b>Introduction.....</b>	<b>7</b>
<b>1. Étude du matériau béton/BHP .....</b>	<b>11</b>
1.1 Généralités sur la formulation. Choix des constituants .....	13
1.2 Aspects thermiques .....	18
1.3 Retrait/fluage .....	24
1.4 Maniabilité/non-ségrégation .....	31
1.5 Parements .....	33
<b>2. Méthodes .....</b>	<b>37</b>
2.1 Méthodes de construction .....	39
2.2 Prise en compte des effets thermiques .....	41
2.3 Stabilisation au vent/contreventement .....	47
<b>3. Calcul .....</b>	<b>51</b>
3.1 Avantages du BHP pour la résistance .....	53
3.2 Calcul au vent .....	60
3.3 Fluage et retrait .....	62
3.4 Flambement .....	64
3.5 Fatigue .....	66
3.6 Utilisation de l'acier à hautes performances (AHP) .....	67
<b>4. Maîtrise d'œuvre. Contrôle .....</b>	<b>71</b>
4.1 Les études et convenances .....	73
4.2 Fabrication du béton. Choix de la centrale .....	76
4.3 Quelques conseils de mise en œuvre .....	77

<b>Conclusion</b> .....	<b>83</b>
<b>Bibliographie</b> .....	<b>87</b>
<b>Monographies</b> .....	<b>91</b>
Pont de Normandie .....	92
Viaduc de Tanus .....	93
Pont sur l'Elorn .....	94
Viaduc de Millau .....	96
Viaduc de Verrières .....	98
Washimi Bridge (Japon) .....	100
Pont du Kochertal (Allemagne) .....	101
Tsing Ma Bridge (Hong Kong) .....	103



## INTRODUCTION

Les dernières années ont vu se construire ou s'étudier un nombre important d'ouvrages d'art, comportant une ou plusieurs piles de grande hauteur. Qu'il s'agisse, dans des sites encaissés, de ponts mixtes, de ponts à voussoirs construits par encorbellements, ou de ponts poussés, ou encore qu'il s'agisse de ponts à haubans de grande portée pour de larges brèches, ces ouvrages nécessitent un ou plusieurs grands appuis en béton, ce matériau étant « naturellement » choisi par rapport au métal pour des considérations d'économie initiale et d'entretien.

En fait, les piles ou pylônes de ponts à haubans travaillent essentiellement en compression, et mobilisent « naturellement » la propriété constructive majeure du béton. Avec la grande hauteur, qui concerne (pour fixer les idées) des éléments de hauteur supérieure à 70 m et d'élançement inférieur ou égal au  $1/10^\circ$  (rapport du diamètre maximal à la hauteur de la pile), la compression est accentuée tant par le poids propre de la pile que par le poids de tablier supporté, dans la mesure où grande hauteur s'associe généralement, pour des raisons architecturales, à grande portée. Il s'agit donc d'un domaine de valorisation logique voire privilégié des bétons de haute résistance en compression.

Les conséquences de l'emploi de B(T)HP dans ce type d'éléments peuvent alors être les suivantes :

- économie de matériau pour assurer la même « descente de charges », facilitant les problèmes d'emprise au sol, de fondations, de gestion des ressources naturelles en granulats, et les possibilités de traitement architectural... et conduisant *a priori* à une certaine économie sur le coût initial, malgré le surcoût de fourniture du matériau au mètre cube ;
- durabilité *a priori* accrue de ces éléments, dont l'inspection est relativement difficile et coûteuse, et dont les réparations doivent absolument être limitées dans un souci d'économie globale ;
- mise en œuvre pouvant être facilitée, si on recherche par exemple des BHP pompables et/ou autoplaçants.

On souhaite insister par la suite sur le fait que ces avantages potentiels peuvent être bien réels, à condition d'avoir maîtrisé à temps les différents aspects du cahier des charges du béton comme de l'étude de l'ouvrage. Ainsi :

- la durabilité du matériau BHP sera supérieure en environnement agressif, notamment vis-à-vis de la pénétration des ions chlore ou de la carbonatation ; celle de l'ouvrage le sera aussi, si les problèmes de fissurations de peau d'origine thermique (retrait thermique gêné, en peau, pour les parties massives) ou de fissuration traversante de retrait empêché d'une levée par la précédente, qui ne sont d'ailleurs pas spécifiques des BHP, sont correctement résolus ;
- la rigidité du matériau sera notablement augmentée, notamment vis-à-vis des charges permanentes (fluage réduit), si on prévoit bien un B(T)HP avec fumée de silice, et si on n'utilise pas

- simultanément, pour atteindre une fluidité élevée à l'état frais, un volume de pâte excessivement important ;
- l'élévation rapide des résistances du matériau pourra favoriser la rapidité d'exécution, sous réserve d'un contrôle strict compte tenu des fluctuations thermiques sur chantier ;
  - la résistance au gel de l'élément pourra être atteinte par un rapport eau/ciment réduit, sans nécessiter obligatoirement l'ajout d'un agent entraîneur d'air, sous réserve d'une vérification de performance prévue suffisamment à l'avance ;
  - la résistance en flexion de la pile pourra occasionner un surcroît de sécurité en phase de construction, si le ferrailage de celle-ci est suffisamment adapté – et si on peut éventuellement tirer parti d'une association bétons à hautes performances – aciers à haute limite d'élasticité ;
  - etc.

Les réflexions qui suivent s'organisent donc autour de la problématique suivante : dans ces éléments particuliers que sont les piles et les pylônes de grande hauteur, quelles sont les spécificités de l'emploi des bétons à hautes performances, et comment ces BHP peuvent-ils constituer un atout technique et économique ?

Comme on l'a vu, cette problématique se décline suivant les différentes composantes de l'acte de construire : définition du matériau et de son cahier des charges, étude de formulation, mise en œuvre et contrôle, mais aussi justification de l'ouvrage, tant en phases provisoires que définitive. Aussi, quitte à occasionner quelques redites, les réflexions sont-elles organisées en fonction des différents métiers de l'ingénieur : dans un premier chapitre, ce qui concerne l'ingénierie du matériau dans la cas particulier du BHP des piles et pylônes ; dans un deuxième, les questions qui relèvent de l'ingénieur des méthodes : coffrage, bétonnage, problèmes thermiques ; dans un troisième chapitre sont regroupées les questions qui relèvent du bureau d'études, pour le calcul d'exécution comme pour la justification en service et aux états-limites ultimes ; enfin, un quatrième chapitre traite des questions que devra se poser le maître d'œuvre (convenance, suivi et contrôles).

Le pont de Normandie a inauguré en France l'utilisation du BHP pour les pylônes avec un B60, bientôt imité par le pont sur l'Iroise avec un B80. Cette valorisation des hautes résistances dans les ponts et spécialement dans ce type d'ouvrages était alors assez nettement en avance sur les expériences étrangères. Dans le domaine des piles de grande hauteur, on n'a pas noté le même entrain dans l'utilisation des BHP. Ainsi le viaduc du Viaur n'utilise que du B40 pour des piles de près de 110 m. Les dimensions massives des parois en pied de pile font pourtant penser qu'il aurait été possible d'affiner la structure en utilisant des BHP, bien que l'intérêt économique n'ait pas été estimé ici. Le viaduc de Verrières n'utilise que du B50 pour une hauteur de pile de plus de 140 m. À l'étranger aussi, il semble qu'il soit difficile de franchir la barrière des 50 MPa. C'est le cas du Washimi Bridge au Japon qui lui aussi utilise du 50 MPa. Le projet du viaduc de Millau, quant à lui, pouvait utiliser du B80. Bien entendu, la hauteur extraordinaire des piles (230 et 240 m pour ses deux piles les plus élevées et quatre autres dans les 150 m de hauteur) ne permet pas de conclure à une réelle tendance à long terme.

C'est donc avec le recul de cette expérience, et de ces exemples, que ce document veut faire le point sur la question des piles de grandes hauteurs et des pylônes, et lister tous les aspects sur lesquels le BHP peut être intéressant.

Les ponts à haubans de Normandie et d'Iroise (pont sur l'Elorn), le viaduc de Verrières sur l'A 75 et le projet du grand viaduc de Millau constituent les ouvrages pris le plus souvent comme références pour fonder la réflexion et illustrer le propos. L'ouvrage de Nantua (A 40) et celui de Tanus sur le Viaur (RN 88), qui n'est pas en BHP, ont également été utilisés pour dégager des constats de portée un peu plus générale. D'autres ouvrages, français ou construits par des entreprises françaises à l'étranger, ont été étudiés. Lorsque les renseignements ont pu être suffisamment abondants,

une fiche a été constituée. Ces monographies, sans prétention à l'exhaustivité, ont été regroupées à la fin de cet ouvrage, complétant ainsi les références bibliographiques auxquelles le lecteur pourra se reporter sur des points précis.

Ainsi, au-delà de ce qui risquerait d'apparaître comme une « doctrine », on pourra constater avec l'ensemble de ces exemples la variété des situations rencontrées, la répétition de certaines difficultés, et aussi l'originalité et l'intérêt des solutions auxquelles les bétons à hautes performances peuvent conduire, si on se donne les moyens de les maîtriser.



# Chapitre 1

## ÉTUDE DU MATÉRIAU BÉTON/BHP





## 1.1 Généralités sur la formulation. Choix des constituants

### Généralités sur la formulation

En observant la résistance relative de différents matériaux en fonction de leur porosité, on obtient une courbe maîtresse de type hyperbolique, montrant que beaucoup de matériaux répondent au même principe : la diminution de la porosité conduit à une augmentation de la résistance, et cette augmentation s'accroît plus rapidement vers les faibles porosités. En considérant le béton comme un matériau composite à deux phases (la matrice cimentaire et les granulats), la recherche des hautes résistances conduit logiquement à utiliser des granulats et une matrice de hautes résistances, donc de faible porosité. En ce qui concerne la matrice, c'est la porosité due à l'eau non liée, présente aux interfaces entre les granulats et la pâte de ciment, ou celle qui est due aux bulles d'air, que l'on peut réduire pour atteindre des résistances plus élevées. En ce qui concerne les granulats, les expériences montrent que la résistance en compression du béton augmente avec leur concentration, et qu'il est préférable, dans le domaine des hautes résistances, de réduire leur diamètre par rapport aux bétons ordinaires. Dans la pratique, le diamètre maximal peut descendre jusqu'à 16 mm ou 12,5 mm. En résumé, pour augmenter la résistance du béton et réaliser un BHP, il faut diminuer la porosité de la matrice et optimiser le squelette solide (granularité, résistance propre des grains, etc.).

Diminuer la porosité de la matrice revient à diminuer le rapport E/C (rapport de la masse d'eau à celle de ciment pour 1 m<sup>3</sup> de béton). Un rapport E/C inférieur à 0,4 correspond en général, avec les ciments courants, au domaine des BHP (la résistance dépasse alors 50 MPa). Dans la pratique, pour pallier la diminution d'ouvrabilité du béton due aux faibles rapports E/C, on a recours aux superplastifiants pour défloculer les fines (ciment, additions minérales, ultrafines). Cette défloculation, qui permet aux grains de se mouvoir dans le mélange de manière indépendante, agit comme réducteur des frottements internes au sein du béton frais. Un BHP est donc en général un béton fluide.

Les effets des variations granulaires peuvent être importants pour les BHP ; on peut en effet obtenir des différences de près de 20 % de la résistance en ne modifiant que la courbe granulométrique. L'optimisation granulaire est donc une étape importante de la formulation. Pour chaque classe granulaire, il existe des mélanges optimaux de grains qui permettent d'obtenir la compacité maximale de l'ensemble. La recherche de l'optimum peut s'effectuer théoriquement, par des modèles qui deviennent de plus en plus sophistiqués [Sedran et al. 1994-a, Sedran et al. 1994-b, de Larrard 1999, de Larrard 2000], ou expérimentalement (méthode Baron – Lesage). En se plaçant à la proportion optimale de granulat et de sable, et en conservant un même rapport E/C, on obtient le volume minimal de la matrice de ciment, qui conduit à la meilleure fluidité. En procédant ainsi, il en résulte une économie, due au fait qu'on a introduit un maximum

de granulats, ainsi qu'une diminution du retrait et du fluage. En fait, ce concept de compacité des mélanges granulaires, utilisé depuis longtemps pour toutes les catégories de béton, peut s'appliquer aussi aux poudres. Ainsi comme le sable entre les gravillons, des ultrafines peuvent jouer le rôle de petits éléments entre les grains de ciment, conduisant ainsi à une possible diminution de l'eau dans le mélange tout en préservant les propriétés de mise en œuvre. Ces ultrafines existent. La plus utilisée est la fumée de silice, sous-produit de l'électrometallurgie. Il s'agit de petites sphères principalement constitué de dioxyde de silicium ( $\text{SiO}_2$ ), 10 à 100 fois plus petites que les grains de ciment. Utilisés avec un superplastifiant, pour assurer leur défloculation, on constate qu'il existe également des proportions de ciment et de fumée de silice optimales conduisant à une fluidité maximale. Le gain obtenu sur le dosage en eau permet ainsi d'augmenter encore la résistance (voir plus loin la loi de Féret).

Finalement, on s'aperçoit que l'optimisation granulaire des BHP s'effectue sur quatre niveaux de tailles de grains, dont l'étendue va de la trentaine de nanomètres au centimètre. En plus de la contribution à la fluidité, les micro-silices sont chimiquement actives. À l'instar de la réaction du silicate de calcium avec l'eau pour créer les hydrates, elle se combine avec la chaux qui s'est libérée pendant l'hydratation du ciment, pour former à son tour un silicate de calcium hydraté résistant. La microstructure a été ainsi renforcée. Le respect des règles énoncées ici permet de réaliser des bétons de plus de 100 MPa de résistance en compression. Poussées à l'extrême, ces méthodes permettent de repousser encore les limites et d'obtenir des matériaux de près de 200 MPa de résistance en compression, avec des rapports E/C proches de 0,2.

#### EXEMPLE : Formules de BTHP, pré-étude « Millau »

formules dérivées d'un complément d'étude réalisé en 2000 par le LCPC

constituants (granulats secs)	B80	B80 FS	B100 FS
ciment (HTS) [kg/m <sup>3</sup> ]	462	400	450
sable 0/3 Rascalat [kg/m <sup>3</sup> ]	734	742	734
gravillon 3/10 Rascalat [kg/m <sup>3</sup> ]	326	330	326
gravillon 10/20 Rascalat [kg/m <sup>3</sup> ]	798	807	798
eau efficace [kg/m <sup>3</sup> ]	139	132	122
eau d'ajout sur granulats secs [kg/m <sup>3</sup> ]	157	149	138
fumée de silice claire [kg/m <sup>3</sup> ]	0	40	45
superplastifiant en phase aqueuse (dosé à 20 % d'extrait sec) [kg/m <sup>3</sup> ]	4,62	4,40	4,90
e/c (eau efficace)	0,3	0,3	0,27
s/c	0	0,10	0,10
$f_{c28}$ [MPa]	99,9	113,7	128,5
$E_{i28}$ [GPa]	44,9	46,5	47,7
Résistances et modules sont la moyenne de trois mesures obtenues sur cylindres 16 × 32.			

## Choix des constituants : rappel de quelques principes

### Le ciment

La plupart des ciments de classe 42,5 et plus conviennent pour atteindre de hautes résistances. Le choix du ciment peut être dicté par d'autres caractéristiques :

- la minimisation de l'échauffement de la structure peut conduire à retenir un ciment à faible chaleur d'hydratation (chaleur d'hydratation du ciment à 12 h < à 230 J/g d'après [fascicule 65 – 2000]) et à écarter ceux de classe R (durcissement rapide) ;



- une forte élévation de température associée à une forte teneur en alcalins peut provoquer une formation différée d'ettringite au sein du béton et, donc, un gonflement sulfatique pathologique pour les structures [Divet 2000]. Dans l'état actuel des connaissances, la prévention de ces gonflements devrait être examinée dès que l'on peut craindre que la température dépasse 60 °C environ, notamment dans les pièces massives soumises à des apports d'eau. Un essai de performance est en cours de validation au niveau français (travaux ATILH-CERIB-LCPC), qui devrait orienter le choix du ciment, selon la quantité d'alcalins susceptible de favoriser la réaction ;
- la recherche d'une teinte claire conduit à choisir un ciment blanc ou un ciment de catégorie CEM III. Il faut signaler qu'il y a un risque de carbonatation plus rapide avec les ciments au laitier, ce qui peut réduire la protection des armatures ; il y a donc lieu dans ce cas de prendre les dispositions améliorant la qualité du béton d'enrobage (rapport e/c faible, cure soignée, épaisseur d'enrobage contrôlée, etc.) ;
- la recherche de fluidité maximale peut amener à privilégier les ciments qui ont une faible demande en eau [Sedran 1999], etc.

### Les granulats

La limitation de résistance du béton peut être due à celle du granulat [de Larrard 1999], si bien que le choix n'est pas immédiat pour les BHP. Il convient donc d'abord de vérifier que l'on peut obtenir un matériau de résistance suffisante avec les granulats envisagés. Vis-à-vis de l'alcali-réaction, les ouvrages de grande hauteur étant généralement exceptionnels, on choisira des granulats dits non réactifs, ce qui correspond au niveau C de prévention selon la circulaire LCPC/SÉTRA de juin 1994. On recommande l'utilisation de granulats de catégorie A pour les BHP. Leurs caractéristiques sont décrites dans la norme expérimentale XP P 18540. Les principales sont citées ci-dessous, avec les valeurs spécifiées supérieures (Vss), ou limites supérieures, pour la catégorie A.

#### ■ Pour les sables et les gravillons :

- granularité (P 18560) ;
- propreté (P 18591 ; Vss = 1,5) ;
- absorption d'eau (P 18554 et P 18555 ; Vss = 2,5) ;
- impuretés prohibées (plastiques, mâchefers, etc.), (Vss = 0,1 %) ;
- prévention de l'alcali-réaction (P 18542, P 18585, P 18587 à P 18590) ;
- teneurs en soufre (P 18582 ; Vss = 0,4 %), sulfates (EN 196-2 ; Vss = 0,2 %), sulfates solubles (P 18581 ; Vss = 0,2 %), chlorures (P 18583).

#### ■ Pour les gravillons :

- Los Angeles (P 18573, Vss = 30 %) ;
- sensibilité au gel (P 18554, P 18573, P 18593, non gélif) ;
- coefficient d'aplatissement (P 18561, Vss = 20 %) ;
- éléments coquilliers (XP P 18540, Vss = 5 %).

#### ■ Pour les sables :

- module de finesse (XP P 18540,  $1,8 < M_f < 3,2$  étendue = 0,6) ;
- teneur en fines (XP P 18540, limite supérieure de 12 %, étendue de 3 % ou coefficient de variation inférieure ou égal à 20 %) ;
- matières organiques (P 18586).

Toutes ces caractéristiques ne sont pas à retenir avec le même degré d'importance. La résistance aux chocs des gravillons (Los Angeles) n'est pas, par exemple, une caractéristique bien corrélée à la résistance mécanique du granulat, bien qu'on ait pu le penser intuitivement. C'est donc une propriété difficile à exploiter. En ce qui concerne la teneur en fines, l'expérience montre par contre que le sable doit être dans la catégorie A (limite supérieure égale à 12 %). Un sable

présentant un pourcentage de fines important ou une variation importante de la teneur en fines, rend en effet difficile le contrôle rhéologique du béton, car la proportion d'adjuvant nécessaire pour défloculer les fines devient importante ou non constante.

### Les additions minérales

Elles agissent sur les comportements frais et durci du béton. L'addition minérale la plus utilisée pour réaliser des BHP est la fumée de silice. La réaction pouzzolanique de la fumée de silice conduit à une diminution de la porosité et de la perméabilité au gaz. Le matériau a donc, en l'absence de fissures, une durabilité accrue. La teneur en fumée de silice est limitée par rapport à la masse de ciment Portland (10 % selon la norme actuelle NF P 18 305, 11 % selon la future norme EN 206-1), en pratique les dosages usuels sont proches de 8 %. Pour les BHP, la qualité A est à retenir (la plus fine – 20 000 à 35 000 m<sup>2</sup>/kg – et la plus riche en SiO<sub>2</sub> – SiO<sub>2</sub> > 85 % – teneur en carbone libre inférieure à 4 %). Beaucoup de fumées de silice du marché sont de cette catégorie, leur choix est alors guidé par le coefficient d'activité (rapport de la masse d'addition à celle équivalente de ciment conduisant à des résistances identiques), et la contribution à la rhéologie. Il existe sur le marché des fumées de silice blanche, grise ou bleu-gris. Ces critères de teinte et les critères économiques (prix, disponibilité) peuvent également intervenir. Toutes les fumées peuvent avoir un coefficient d'activité important, c'est-à-dire supérieur à 2. L'effet de fluidification apporté par les fumées de silice, grâce au rôle granulaire qu'elles jouent, peut être très variable selon la composition (teneur en carbone particulièrement), le mode de préparation (densifiée ou non densifiée), la courbe granulométrique. On a toutefois remarqué que l'effet sur la rhéologie est d'autant plus important que la proportion de grains inférieure à 1 µm est importante. Il convient donc de vérifier l'efficacité de la fumée de silice au coup par coup par des essais rhéologiques. L'essai de fluidité au cône de Marsh (EN 445 ou mode opératoire AFREM [de Larrard et al. 1996-a]), celui sur mortier (maniabilimètre à mortier – NF P 18452) ou l'essai d'étalement sont tout à fait appropriés pour déterminer l'efficacité de l'addition du point de vue rhéologique (fig. 1).

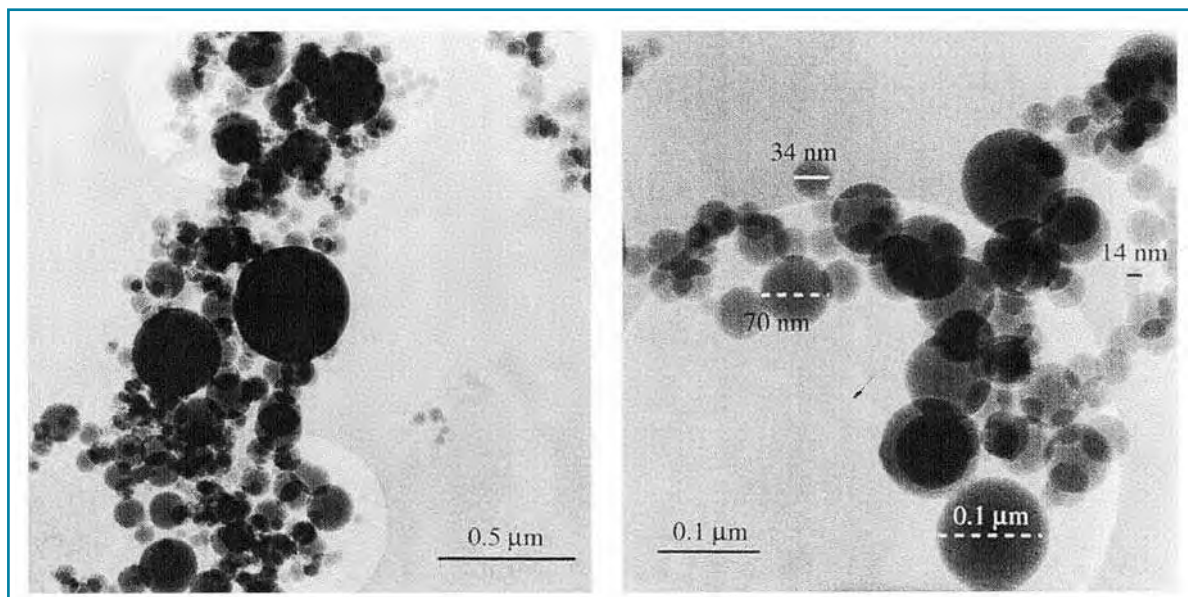


Figure 1 – Fumée de silice densifiée mécaniquement (DM) vue au microscope électronique à transmission. (Échantillon préparé par dispersion aux ultrasons dans l'alcool et dépôt sur une grille).

La connaissance du coefficient d'activité de la fumée de silice, et des additions minérales en général, est intéressante lorsque l'ingénieur utilise un modèle de prévision de la résistance en compression pour formuler un béton [Waller et al. 1997]. Dans ce cas, le calcul du liant équivalent

(ciment plus fumée de silice) permet d'extrapoler par la même loi modifiée la résistance probable du béton réalisé avec ce liant. Imaginons qu'on utilise la loi de Féret du type :

$$f_{cj} = \frac{K_g \cdot R_{cj}}{\left(1 + 3,1 \frac{e + v}{c \left(1 + k_s \frac{s}{c}\right)}\right)^2}$$

où  $f_{cj}$  est la résistance en compression du béton,  $K_g$  le coefficient granulaire ( $K_g = 6,5$  pour le sable CEN),  $R_{cj}$  la classe vraie du ciment,  $e$ ,  $v$ ,  $c$  et  $s$  respectivement la masse d'eau, le volume d'air, la masse de ciment et celle de fumée de silice, et  $k_s$  le coefficient d'activité de la fumée de silice. On réalise plusieurs mélanges de mortiers (éprouvettes  $4 \times 4 \times 16$  – EN 196-1) sans addition (mortier normal) et avec le dosage en addition désiré. On mesure ainsi la classe vraie du ciment par le premier type d'essai ; on calcule ensuite par la loi de résistance le coefficient d'activité  $k_s$ , en fonction de l'âge si on le souhaite (calcul valable ici pour une teneur donnée en addition). Par la suite, l'effet sur la résistance de toute modification des teneurs en eau et en ciment pourra être estimée assez précisément par le modèle en tenant compte de la présence de fumée de silice. D'autres modèles plus sophistiqués que celui présenté ici sont également utilisables [de Larrard 1999, de Larrard 2000].

Toutefois, on a remarqué sur un exemple que le coefficient d'activité de l'addition calculé à partir d'essais sur mortier peut être assez différent de celui sur béton (coefficient d'activité supérieur sur béton), sans avoir pu en déterminer la cause exacte. Cela peut provenir d'un défaut de précision des presses à mortier dans le domaine des hautes résistances (un mélange de ciment et de fumée de silice peut conduire à des résistances supérieures à 80 MPa, même avec un rapport  $e/c$  courant de 0,5, ce qui peut induire une dispersion expérimentale supplémentaire), d'une meilleure dispersion de la fumée de silice (ou de l'addition) dans le béton, etc. On recommande donc, pour des questions de précision, de mesurer la résistance directement sur des éprouvettes de béton, avec le dosage en eau proche de celui qui sera retenu *in fine*, ou à défaut sur des cylindres de mortier rectifiés, mais en tous cas en utilisant une presse adaptée aux hautes résistances.

La dispersion de la fumée de silice est une question souvent abordée au stade des études. La qualité de la dispersion dépend du malaxage du béton, de son comportement rhéologique, et du mode de présentation de la fumée de silice. Plusieurs modes s'offrent à l'utilisateur :

- densifiée (qualité DM ou DP), densité apparente comprise entre 0,4 et 0,55 ;
- non densifiée (qualité ND), densité apparente comprise entre 0,10 et 0,25 ;
- en phase aqueuse ;
- contenu dans le ciment (CPJ CEM II (D)).

D'un point de vue pratique, il est difficile de manipuler sur chantier la fumée de silice pulvérulente (non densifiée), si bien que ce mode de présentation est assez peu répandu sur les chantiers. Elle est pourtant, avec la fumée de silice en phase aqueuse, la plus facile à disperser dans le béton, car les particules, liées par des forces de faible intensité, sont faciles à défloculer. La présentation en mode densifié est la plus répandue en chantier, car l'addition est alors plus facile à manipuler et à stocker. On a cependant observé qu'il peut être difficile de rompre efficacement les agglomérats et de disperser correctement les fines, notamment pour des bétons très visqueux ou des moyens de malaxage insuffisants. L'utilisation de CPJ CEM II (D), contenant de la fumée de silice, est une solution simple au problème de stockage et de pesage d'une addition supplémentaire, et reste la seule possibilité si la centrale à béton n'est pas équipée de silo spécifique. Le co-broyage de la fumée de silice et du ciment semble donner de meilleurs résultats en terme de régularité que l'ajout de la fumée de silice après broyage. L'expérience positive de la construction du pont de Normandie utilisant un ciment de ce type témoigne de l'efficacité de la solution. L'inconvénient réside dans l'impossibilité de faire varier le taux de fumée de silice, ce que peut désirer pourtant le formulateur au stade de l'étude.

D'autres additions minérales sont utilisées dans les BHP, soit à des fins d'amélioration du comportement, soit dans le but d'augmenter la durabilité. Les cendres volantes ont à un moindre degré le même rôle que la fumée de silice. La forme sphérique des grains permet dans le cas de substitution au ciment d'améliorer le comportement rhéologique. Le laitier de haut fourneau est un liant hydraulique à cinétique très lente en milieu basique, qui ne produit pas de chaux. Il est donc utilisé en milieu agressif (amélioration du comportement en lixiviation). Le métakaolin est une addition pouzzolanique qui améliore la qualité esthétique des parements.

## 1.2 Aspects thermiques

### À l'échelle du matériau : l'exothermie et l'évolution de la température

Les réactions d'hydratation des différents constituants du ciment : silicates et aluminates de chaux, s'accompagnent d'un dégagement de chaleur. Ces réactions plus ou moins couplées sont donc exothermiques et thermo-activées. Une augmentation de la température entraîne une accélération des réactions d'hydratation et donc une augmentation de la vitesse de dégagement de chaleur. Inversement, une diminution de la température entraîne un ralentissement des réactions d'hydratation et donc du dégagement de chaleur. Deux aspects sont à considérer dans l'analyse des phénomènes thermiques :

- la quantité maximale de chaleur dégagée,
- la cinétique de dégagement de chaleur.

Pour un béton donné, l'histoire de température d'un point de l'ouvrage résulte de la compétition qui existe entre le dégagement de chaleur et la diffusion de cette dernière vers l'extérieur. L'équation générale de diffusion de la chaleur avec prise en compte d'un terme source, s'écrit en chaque point du milieu :

$$\lambda \nabla^2 T + s = \rho c \frac{\partial T}{\partial t}$$

avec

- >  $\lambda$  : conductivité thermique<sup>1</sup>, J/mh °C,
- >  $\rho$  : masse volumique, kg/m<sup>3</sup>,
- >  $c$  : chaleur massique, J/kg °C,
- >  $s$  : flux de chaleur généré par unité de volume (terme source), J/m<sup>3</sup>h.

On admet que le flux de chaleur généré est proportionnel au taux de réaction et suit la loi d'Arrhénius :

$$s(t) = \frac{dQ}{dt} = Q(\infty) \frac{d\alpha}{dt}$$

avec

- >  $Q$  : chaleur volumique générée, J/m<sup>3</sup>,
- >  $\alpha$  : degré d'avancement des réactions d'hydratation<sup>2</sup>.

1. Pour un béton donné,  $\lambda$  et  $c$  peuvent être calculées à partir de la composition du mélange et des caractéristiques thermiques propres aux différents constituants. Elles peuvent également être déterminées expérimentalement. Sur la base des mesures disponibles on peut admettre que ces caractéristiques sont indépendantes de la température et qu'elles ne varient pas dans le temps.

2. Par exemple, degré d'hydratation du ciment rapporté à son degré d'hydratation final :  $\alpha_c(t) = \frac{\alpha_c(t)}{\alpha_c(\infty)}$  le degré d'hydratation du ciment étant lui-même défini par la quantité de ciment hydraté à un instant  $t$ , rapportée à la quantité de ciment initialement introduite.

Et :

$$\frac{dq}{dt} = q(\infty) \frac{d\alpha}{dt} = f(\alpha) \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right) \text{ avec } q = \frac{Q}{m_c}$$

avec

- >  $m_c$  : dosage en ciment pour 1 m<sup>3</sup>, g/m<sup>3</sup>,
- >  $Ea$  : énergie d'activation, J/mol,
- >  $R$  : constante des gaz parfaits, 8,314 J/molK,
- >  $T$  : température, K,
- >  $q(\infty)$  : chaleur finale d'hydratation, J/g ciment,
- >  $f(\alpha)$  : fonction qui ne dépend que du degré d'avancement  $\alpha$ , c'est-à-dire de la quantité de chaleur déjà dégagée  $q$ .

On notera que le taux de dégagement de chaleur dépend de la température instantanée et de la quantité de chaleur déjà dégagée, c'est-à-dire du degré d'avancement. L'exothermie du béton étudié est caractérisée par le paramètre énergie d'activation :  $Ea$  (énergie dite « apparente » dans le cas de l'hydratation du ciment) et la fonction  $f(\alpha)$ . Cette dernière décrit la cinétique d'hydratation tandis que  $Ea$  décrit l'influence d'une variation de la température sur cette cinétique.

Étant donné l'influence de la température sur le taux de dégagement de chaleur, on doit impérativement tenir compte des conditions initiales, des conditions aux limites, ainsi que des caractéristiques thermiques du mélange :  $\lambda$ ,  $c$ , qui conditionnent la diffusion de la chaleur.

Les codes de calculs aux éléments finis comme CÉSAR-LCPC [Humbert 1989] (module TEXO) permettent de prédire les champs de températures en n'importe quel point d'une structure en béton [Torrenti et al. 1995, Torrenti 1996] par résolution de l'équation de la chaleur avec prise en compte :

- d'un terme source correspondant à l'exothermie du béton,
- des conditions initiales (température du béton frais),
- et des conditions aux limites (température ambiante constante ou variable, présence de coffrages, etc.).

Les conditions initiales sont connues *a priori*. Celles aux limites peuvent être de natures différentes. Il s'agit le plus souvent d'une température imposée à la surface  $S$  : problème de Dirichlet (isotherme :  $T = T_s$ ), ou d'un flux imposé : problème de Neuman (adiabatique :  $\varphi = 0$ ), ou bien d'un problème mixte dit de Fourier (semi-adiabatique) :

$$\varphi = -\lambda \left( \frac{dT}{dn} \right)_s = h_c (T_s - T_g)$$

avec

- >  $\varphi$  : densité de flux imposée,
- >  $(dT/dn)_s$  : dérivée normale à la surface  $S$ ,
- >  $h_c$  : coefficient surfacique d'échange par convection,
- >  $T_s, T_g$  : températures respectives de la surface et du fluide qui la baigne.

La détermination des caractéristiques exothermiques d'un béton  $f(\alpha)$  et  $Ea$ , c'est-à-dire cinétique et sensibilité de cette dernière à la température, peut être appréhendée à travers la réalisation d'essais calorimétriques en conditions isothermes, semi-adiabatiques ou adiabatiques [Acker 1988, d'Aloia 1998, Waller 2000]. L'estimation du dégagement de chaleur potentiel d'un liant en fonction de sa composition (sans considération de cinétique), peut aussi constituer une première approche. Le tableau I récapitule les quantités de chaleur générées lors de l'hydratation des constituants du ciment (en fonction des hydrates formés pour les aluminates). Les valeurs finales potentielles de chaleur dégagée de deux ciments types y sont indiquées en fonction de leur

composition. On notera que  $C_3S$  (couplé à un pourcentage massique important) et  $C_3A$  sont les constituants les plus exothermiques. Les ciments les plus riches en ces composants seront donc « potentiellement » les plus exothermiques (on parle de chaleur « potentielle » car dans ce calcul on suppose que l'hydratation du ciment est complète, ce qui n'est en général pas le cas, le degré d'hydratation atteint dépendant surtout du rapport e/c).

$q_{\text{finale}}$ (J/g constituant)		Ciment 1 %	$q_{\text{finale}}$ (J/g ciment)	Ciment 2 %	$q_{\text{finale}}$ (J/g ciment)
$C_3S^*$	502	60	587**	52	444**
$C_2S^*$	260	20		30	
$C_3A + \text{gypse} \rightarrow \text{ettringite}^*$	1 420	15		3	
$C_3A + \text{ettringite} \rightarrow \text{monosulfoaluminate}^*$	1 300				
$C_3A \rightarrow C_3AH_6^*$	866				
$C_4AF^*$	419	5	15		

\* : d'après [Bogue 1952] et [Taylor 1987].  
 \*\* : Au jeune âge et par sécurité on pourra supposer que le  $C_3A$  se combine principalement avec du gypse.

## Spécificité des BHP : utilisation de fumées de silice et faible e/c

Certains BHP incluent dans leur composition des fumées de silice en remplacement d'une partie du ciment. De par leur extrême finesse (environ cent fois plus fines que le ciment) et leur caractère pouzzolanique, ces additions minérales modifient l'hydratation du ciment et le dégagement de chaleur. Du point de vue chimique, en présence d'eau, elles ont la propriété de se combiner à la chaux formée lors de l'hydratation des silicates pour former de nouveaux hydrates : des silicates de calcium hydratés notés C-S-H aux propriétés liantes plus intéressantes que la chaux hydratée. Cette réaction dite pouzzolanique, tout comme l'hydratation du ciment, est exothermique et thermoactivée. La chaleur dégagée est de l'ordre de 800 J/g de silice ayant réagi, c'est-à-dire de 1,5 à 2 fois plus que celle dégagée par l'hydratation d'un gramme de ciment. On admet que la loi d'Arrhénius s'applique également aux réactions pouzzolaniques et qu'elle permet donc de décrire l'influence de la température sur la cinétique de cette réaction. Les fumées de silice ont une sensibilité nettement plus grande que celle du ciment à une augmentation de la température, ce qui se traduit par une énergie d'activation plus élevée : 75 à 85 kJ/mol rapportés dans la littérature pour les fumées de silice contre 30 à 55 kJ/mol seulement pour les ciments [Bresson 1982]. Ainsi, une augmentation de la température de 20 à 50 °C entraîne une multiplication de la vitesse de réaction des fumées de silice par 20 alors que celle du ciment ne sera multipliée que par 5. Par ailleurs, on constate que les fumées de silice peuvent avoir un effet accélérateur sur la cinétique d'hydratation du ciment. En effet, du fait de leur très grande surface spécifique, elles servent de sites de nucléation et germination aux produits d'hydratation du ciment<sup>1</sup>. On observe également une diminution du degré d'hydratation du ciment en présence de fumées de silice. Il semblerait que les C-S-H issus de la réaction pouzzolanique tout comme ceux issus de l'hydratation de silicates adsorbent une certaine quantité d'eau qui n'est alors plus disponible pour l'hydratation du ciment. Au-delà d'un pourcentage de remplacement du ciment de l'ordre de 20 % (inusité), il n'y aurait plus suffisamment de chaux formée par l'hydratation du ciment pour permettre la réaction de la totalité des fumées de silice, le degré d'hydratation pouzzolanique final resterait alors strictement inférieur à 1 (tableau II).

1. Des résultats contradictoires sont cependant rapportés dans la littérature.

TABLEAU II : Valeurs finales de chaleur d'hydratation pour quelques BHP, d'après [Waller 2000]  
(s/c = 0,1 sauf pour ca 30 où fs/c = 0)

	Gb <sup>1</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	gb <sup>1</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	sb <sup>1</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	c (kg/m <sup>3</sup> )	s (kg/m <sup>3</sup> )	e l	e/c	es sp/c <sup>2</sup> (%)	q (J/g ciment)
ca30	701	468	580	530	–	159	0,3	1,1	323
ca30fsa	702	467	583	484	48	145	0,3	1,8	325
ca35fsc10	747	498	622	397	40	139	0,35	2	338
ca35fsd10	750	500	621	395	39	138	0,35	2	352

1 : granulats du Boulonnais sb : 0/5 ; gb : 5/12,5, Gb : 12,5/20.

2 : extrait sec de superplastifiant (Sikament HR 401) par rapport au poids de ciment.

ca : ciment CPA CEMI 52,5 PM CP2 Vicat Montalieu (C<sub>3</sub>A : 7,8 %).

fsa : fumées de silice Laudun (Pechiney).

fsc : fumées de silice Angletfort (Pechiney).

fsd : fumées de silice Le Pontet (SEPR).

Un faible rapport e/c de l'ordre de 0,3 caractérise les BHP. Or, si le degré d'hydratation du ciment dépend de la nature de ce dernier, de la distribution de la taille de ses particules et de sa finesse, il dépend aussi et principalement du rapport e/c. Ainsi, la plupart des modèles proposés dans la littérature rendent compte d'une diminution du degré d'hydratation final du ciment pour un rapport e/c inférieur à 0,42 environ. L'hydratation du ciment n'est alors plus complète [Powers et Brownyard 1947], [Mills 1966], cités par [Waller 2000].

Il reste relativement difficile d'appréhender, *a priori*, l'exothermie d'un BHP (amplitude et cinétique), plusieurs paramètres ayant des influences opposées. Prenons l'exemple des BHP avec fumées de silice, introduites en remplacement d'un certain pourcentage du ciment. À même rapport eau sur liant e/l, on peut attendre une réduction de la chaleur dégagée par diminution de la quantité de ciment, réduction en partie contrebalancée par le caractère fortement exothermique de la réaction pouzzolanique. De plus, e/c augmentant, le degré d'hydratation final du ciment augmente également. Cependant, il est aussi partiellement réduit par l'ajout des fumées de silice (consommation d'eau lors de la réaction pouzzolanique). Côté cinétique, l'ajout des fumées de silice accélère l'hydratation du ciment. Cependant, la réaction pouzzolanique dépend directement de la vitesse de formation de la chaux hydratée, c'est-à-dire de la vitesse d'hydratation du ciment.

Néanmoins, on doit préciser qu'il faut distinguer le dégagement de chaleur en général donné en J/g de liant, de l'élévation de température qui dépend directement de ce dégagement de chaleur, mais également du dosage en ciment (la capacité calorifique d'un béton variant peu : environ 2,4 J/m<sup>3</sup> °C), de la cinétique du dégagement de chaleur et des conditions de diffusion vers l'extérieur. Ainsi, en comparaison d'un béton ordinaire (BO), un BHP a de fortes chances de présenter des phénomènes thermiques conséquents du fait du type de ciment employé (en général CPA-CEMI), de la réaction pouzzolanique dans le cas d'introduction de fumées de silice, et du fort dosage en ciment.

Dans le cas des piles de grande hauteur, les élévations de température peuvent d'ores et déjà être conséquentes avec des formulations « classiques », compte tenu de la massivité des pièces. Le choix d'un BHP ne fait qu'attirer l'attention du concepteur – ou du formulateur – sur les risques liés à une élévation de température excessive, et aux déformations thermiques empêchées. En effet, dans tous les cas de figure, d'une part les semelles et chevêtres de ces piles sont des parties particulièrement massives où on se rapproche de conditions adiabatiques et où la température du béton peut rester élevée pendant plusieurs semaines, d'autre part, dans les fûts de piles avec des épaisseurs de l'ordre de 0,5 à 1 m, le rythme d'enchaînement des levées risque d'être crucial vis-à-vis des déformations thermiques gênées (fig. 2).

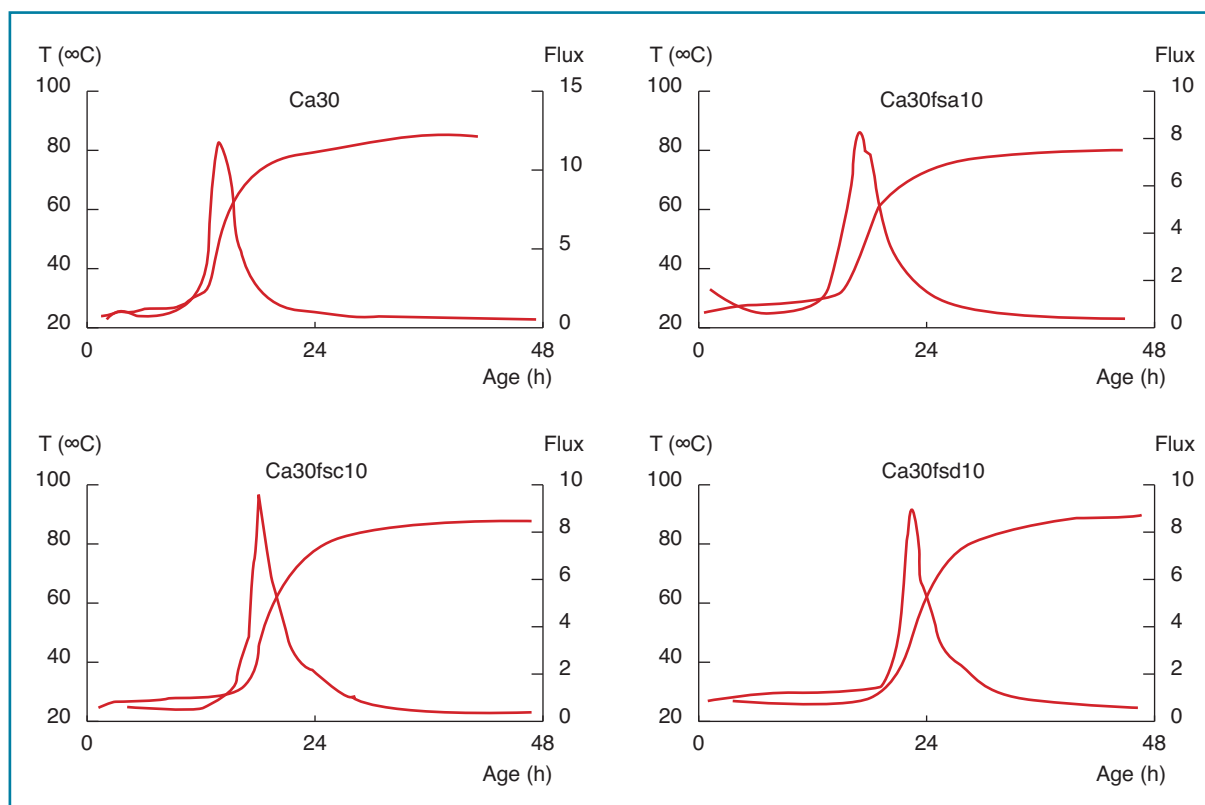


Figure 2 – Dégagement de chaleur et flux thermiques en conditions adiabatiques des bétons du tableau II [Waller 2000].

### Superplastifiants

Les superplastifiants sont utilisés dans les BHP afin d'obtenir une très grande fluidité malgré des dosages en eau très faibles. De faibles rapports e/c garantissent en effet d'excellentes résistances mécaniques. Ils agissent par défloculation des « fines » et « ultrafines », ils peuvent parfois entraîner des retards de prise importants. La manifestation des phénomènes thermiques est alors différée. Le planning de chantier (traitements thermiques, décoffrage, etc.) ainsi que le suivi des résistances *in situ*, doit tenir compte de ces effets.

### Le matériau dans la structure

Comme indiqué ci-dessus, l'hydratation du ciment et le cas échéant la réaction pouzzolanique due à l'introduction de fumées de silice dans certaines formules de BHP, s'accompagnent d'un dégagement de chaleur. Ce dégagement de chaleur induit une élévation de température parfois importante au sein d'une structure en béton. L'histoire thermique en un point de la structure considérée dépend alors non seulement de cette exothermie (cinétique et amplitude), mais également de la géométrie de la structure, de la position du point, de la température initiale du béton, de la température ambiante, ainsi que des conditions d'échange thermique avec l'extérieur (présence de coffrage, etc.). Plusieurs aspects doivent alors être appréhendés.

Le premier concerne la fissuration d'origine thermique qui peut se manifester au jeune âge, c'est-à-dire durant les 24 à 48 premières heures. Il s'agit d'une fissuration de peau due à des gradients de température, ou d'une fissuration traversante en cas de déformations empêchées par la levée précédente, par exemple. La présence de ces fissures peut compromettre la durabilité de la structure. Lors de la prise et de l'échauffement du béton, il y a dilatation thermique. Le cœur de la levée coulée est alors mis en compression. Ces contraintes de compression sont peu élevées du fait



d'une rigidité du matériau encore faible. Par contre, lors du refroidissement et donc du retrait thermique, ces contraintes deviennent des contraintes de traction, plus élevées, étant donné que la rigidité du matériau a augmenté avec l'avancement de l'hydratation du ciment (augmentation du module d'Young avec le degré d'avancement). De plus, lorsqu'il s'agit d'une reprise de bétonnage, la présence d'une levée inférieure déjà durcie et refroidie, peut gêner le retrait thermique et être à l'origine de fissures supplémentaires.

La limitation des températures atteintes au cœur du béton, notamment dans les pièces massives, est également un objectif important à cause des risques de réactions sulfatiques internes différées.

Un troisième aspect concerne le suivi des résistances mécaniques *in situ* par des techniques de maturométrie. La maturométrie et le concept d'âge équivalent permettent de prendre en compte les effets couplés de la température et du temps sur le développement des résistances mécaniques au jeune âge. En effet, plus la température est élevée, plus les réactions d'hydratation sont accélérées et le développement des résistances mécaniques rapide. Pour un béton donné, une fois l'étalement réalisé<sup>1</sup>, un simple suivi thermique du béton en place permet de prédire les résistances mécaniques et, ainsi, d'assurer des opérations de décoffrage ou de mise en tension des câbles de précontrainte en toute sécurité.

Ces considérations sur la fissuration d'origine thermique et la prévision des résistances mécaniques au jeune âge sont valables aussi bien pour des bétons traditionnels que des BHP. On notera cependant que le risque de fissuration d'origine thermique peut être accentué du fait du caractère massif des piles et pylônes de grande hauteur, du fait des reprises de bétonnage et également du fait du matériau lui-même : type de ciment, dosage, présence de fumées de silice, etc. La maturométrie, qui permet la prévision des résistances au jeune âge, se trouve particulièrement intéressantes pour ce genre de structures : caractère massif, volume de béton mis en place (rentabilité de la technique), optimisation du planning de chantier. On peut également l'envisager pour des considérations de durabilité ou de qualité de parement (décoffrage au-delà d'une certaine valeur de maturité afin de garantir la durabilité du matériau et donc de la structure, ou une certaine qualité de parement). La seule particularité liée au choix du BHP peut résider dans un éventuel retard de prise important dû à l'adjuvantation (effet secondaire de certains superplastifiants), qui doit être géré lors de l'application de la maturométrie.

Enfin, la dernière remarque faite ici, mais non la moindre, concerne l'utilisation des codes de calculs aux éléments finis (du type de CÉSAR-LCPC), en tant qu'outils d'aide à la formulation et à l'optimisation du bétonnage : phasage et cure, voire traitement thermique. Après modélisation géométrique de la structure et moyennant quelques hypothèses sur la prise en compte des conditions initiales et conditions aux limites, les modules TEXO et MEXO de ce code, par exemple, permettent de prédire l'évolution des champs de températures et de contraintes d'origine thermique en n'importe quel point de la structure. Les risques de fissuration d'origine thermique et l'évolution des résistances mécaniques peuvent alors être appréciés [Torrenti et al. 1995, Torrenti 1996]. Étant donné que ces outils prennent en compte le caractère exothermique du béton, il est alors possible de trouver un bon compromis entre la formule de béton choisie, la géométrie de la structure et le phasage de bétonnage (hauteur des levées, température du béton frais, traitement thermique à appliquer, échéance de décoffrage). S'il est plus difficile de revenir sur la géométrie de la structure, on pourra sans inconvénient identifier les points sensibles de l'ouvrage, revenir sur la formule de BHP choisie (en choisissant lors de l'étude un ciment moins exothermique, par exemple) et préciser des impératifs au niveau du planning de chantier (maintien des coffrages en place pendant un temps minimum, isolation thermique des coffrages, chauffage, etc.). Ainsi, il s'agit

1. Détermination de « l'énergie d'activation apparente »  $E_a$  et de la « courbe de référence » : évolution de la résistance en conditions strictement isothermes à 20 °C, c'est-à-dire en fonction de l'âge équivalent.

bien désormais de ne plus appréhender un matériau seul, mais un matériau dans une structure (fig. 3) et selon un plan de fabrication bien défini. Les modèles et les outils numériques dont nous disposons aujourd'hui, les connaissances des matériaux que nous avons, nous permettent d'appréhender un ouvrage dans sa globalité et de définir en amont un bon compromis : structure, matériau et planning de chantier, capable de garantir une bonne réalisation, tant sur le plan économique que du point de vue de la sécurité, un bon fonctionnement de la structure en service et une durabilité accrue.

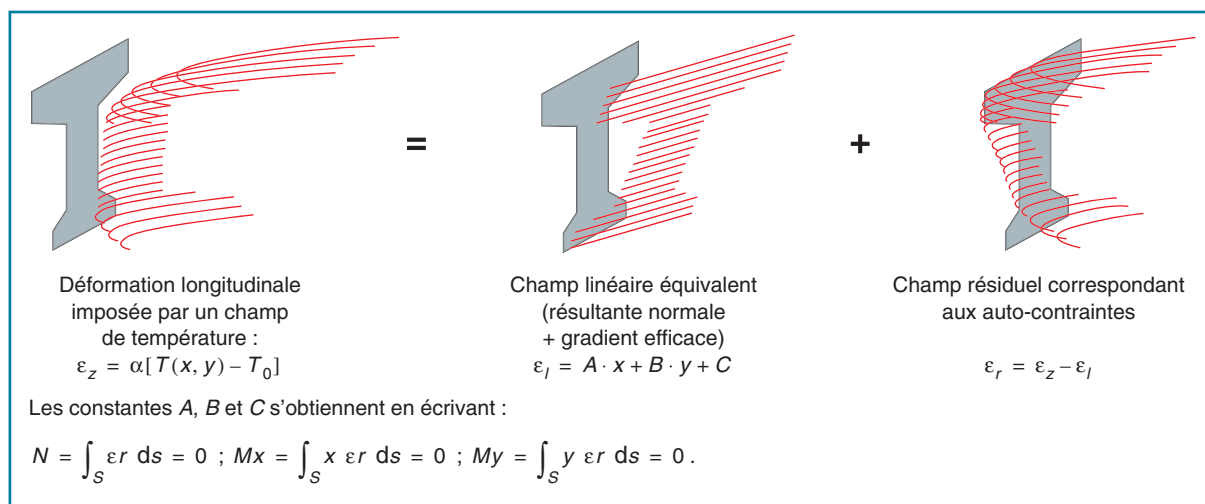


Figure 3 – Hypothèse des sections planes, d'après [Acker 1988].

### 1.3 Retrait/fluage

Le calcul des piles de grandes hauteurs (partie 3) ne fait pas apparaître la nécessité de prendre en compte de manière très précise le fluage pour les problèmes de stabilité de forme. En revanche, le retrait endogène (risquant d'être empêché) des BHP au jeune âge, et leur fluage propre important, sont à considérer dans la démarche d'étude du matériau.

#### Retrait endogène

##### Son évolution en fonction de la formulation

Les retraits empêchés sont préjudiciables puisqu'ils provoquent des fissurations. Ils se produisent notamment au niveau des reprises de bétonnage (retrait empêché de la levée  $n + 1$  dû à la présence de la levée  $n$  déjà durcie). À l'instar du retrait thermique empêché, le retrait endogène empêché peut conduire à des fissures traversantes. Il convient donc de porter attention au retrait endogène des BHP, et de chercher à le minimiser, en adaptant les paramètres de formulation les plus influents.

Le retrait endogène augmente lorsque le rapport  $e/c$  diminue. La résistance étant bien corrélée à ce rapport, les BHP produisent un retrait endogène d'autant plus élevé que la résistance est importante. Cet effet est globalement vérifié sur béton aux incertitudes près (fig. 4). Des valeurs de  $300 \cdot 10^{-6}$  ont été mesurées. L'effet important du rapport  $e/c$  sur le retrait endogène peut être évalué aussi sur pâtes pures (fig. 5) [Kheirbek 1999]. Les résultats montrent qu'en diminuant le rapport  $e/c$  de 0,5 à 0,25, on multiplie par 2 le retrait de la pâte de ciment. Et c'est bien ce qu'on

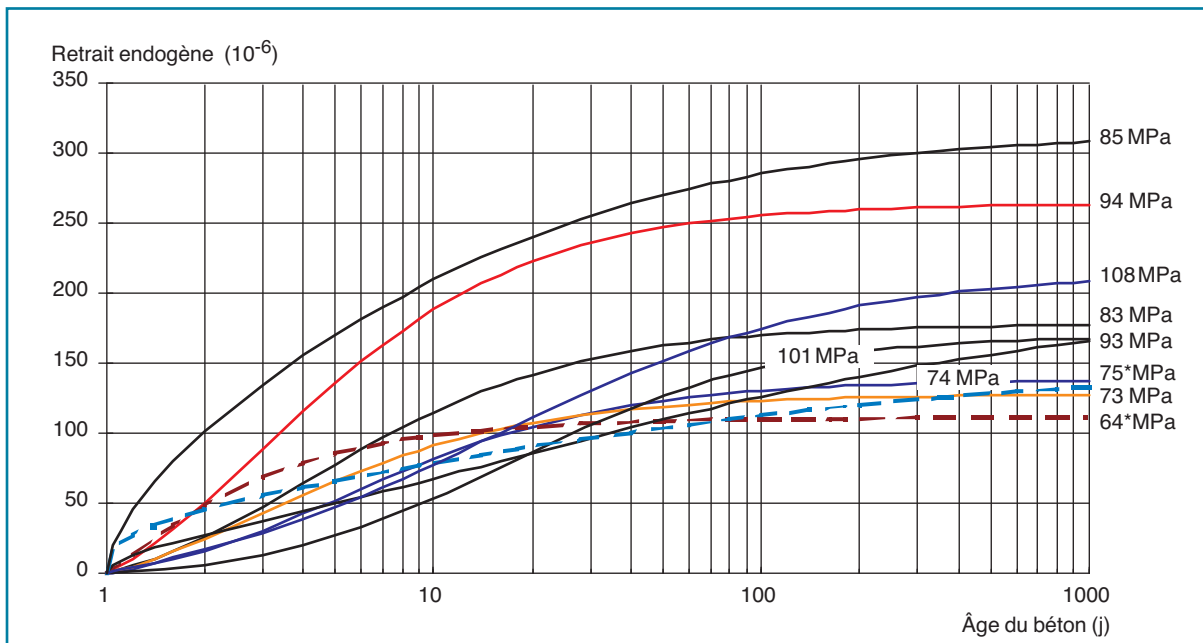


Figure 4 – Évolution du retrait endogène de différents BHP pour des mesures commencées à 24 heures.

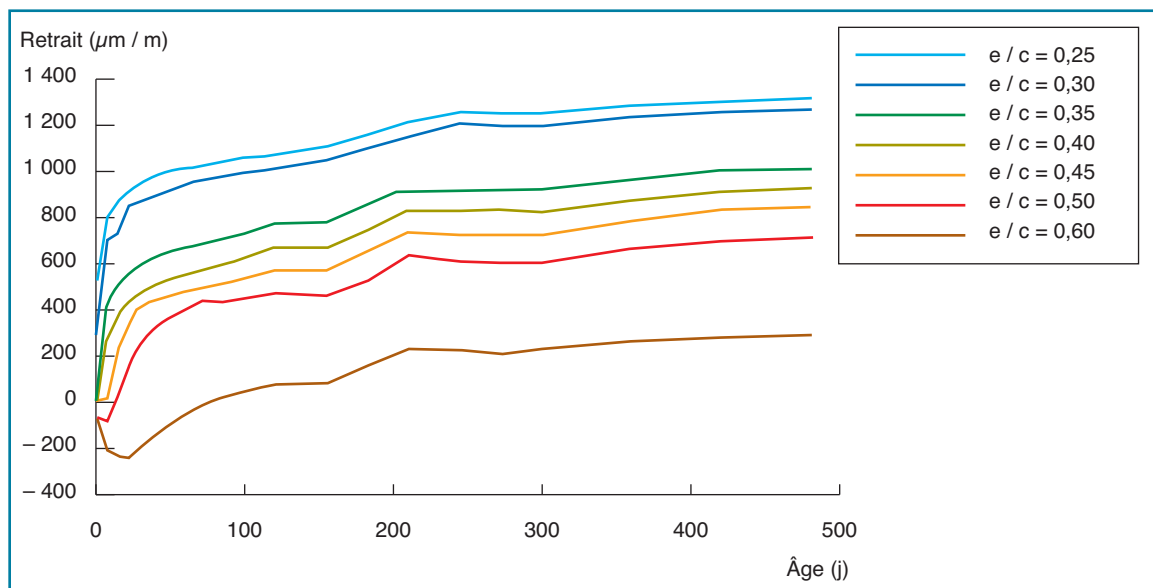


Figure 5 – Retrait endogène de pâtes pures mesuré depuis la fin de prise à différents  $e/c$ .

vérifiée expérimentalement sur béton, et que les modèles prévoient [Le Roy et al. 1996]. L'incorporation de fumée de silice contribue à augmenter le retrait endogène du béton, [Le Roy 1996, Kheirbek 1999]. Sur pâte pure (fig. 6), cet effet est très marqué.

### Comment réduire le retrait endogène du béton ?

- Augmenter la concentration granulaire

Plusieurs travaux ont mis en évidence, dans des approches de type homogénéisation, l'influence des inclusions (granulats) sur les déformations du composite (béton), déformations causées par un retrait, des déformations instantanée ou différée de la matrice (pâte de ciment durcie). Sur la figure 7 sont représentés deux modèles exprimant le rapport du retrait du béton à

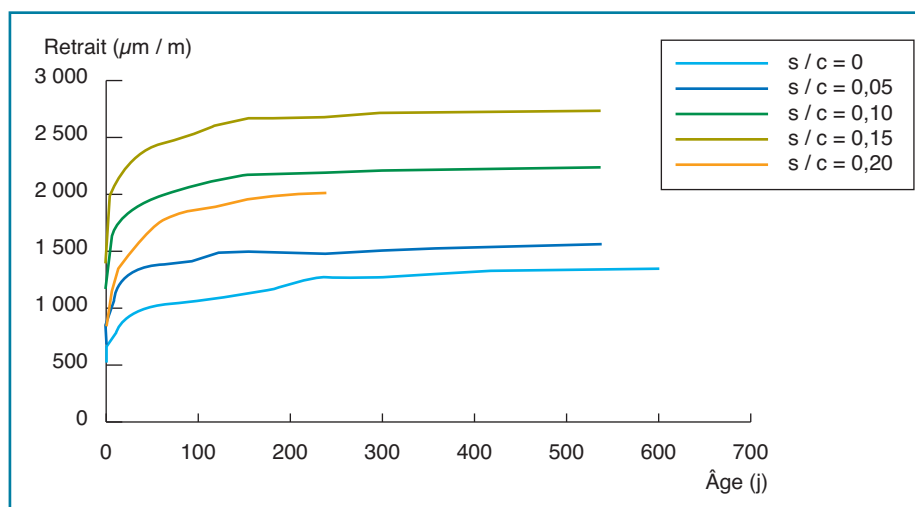


Figure 6 – Retrait endogène mesuré, à partir de la prise, de pâtes pures ( $e/c = 0,25$ ) à différents dosages en fumée de silice.

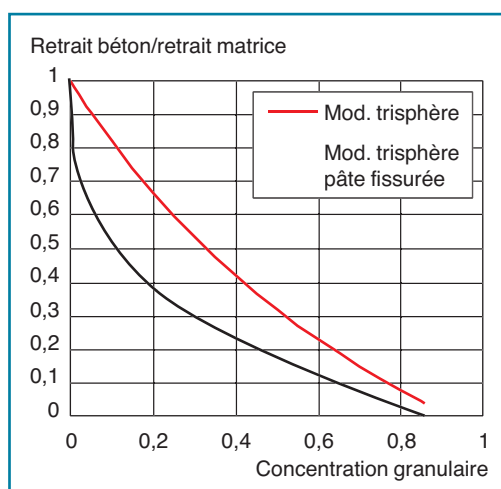


Figure 7 – Évolution du retrait en fonction de la proportion granulaire.

celui de la pâte en fonction de la concentration granulaire<sup>1</sup>. Le modèle dit « pâte fissurée » tient compte du fait que pour les fortes autodessiccations, la matrice cimentaire peut fissurer autour des granulats (contraintes de traction dans la matrice), ce qui conduit à une réduction du retrait.

Un moyen de réduire le retrait endogène est donc d'optimiser le squelette granulaire afin d'augmenter au maximum la concentration granulaire. On recherchera alors un diamètre maximal de granulats le plus élevé possible, tout en tenant compte des aspects de mise en œuvre.

- Choisir le ciment

Tazawa [Tazawa et Mizawa 1997] décrit l'influence de la composition chimique du ciment sur l'amplitude du retrait endogène. Ce modèle s'écrit :

$$\varepsilon_{re} = -0,12\alpha_{C_3S}(t) - 0,070\alpha_{C_2S}(t) + 2,256 \cdot \alpha_{C_3A}(t) + 0,859 \cdot \alpha_{C_4AF}(t)$$

1. La concentration granulaire est le rapport du volume de granulats au volume total. Elle est comprise entre 67 % et 72 % pour les bétons courants et peut atteindre seulement 40 % pour les mortiers à ultra haute performance (classe 150 à 200 MPa).

où les coefficients  $\alpha$  représentent l'évolution du degré d'hydratation des phases  $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$  et  $C_4AF$  du ciment. Le retrait est compté positivement. Dans ce modèle, les résultats sont difficilement exploitables car il faut calculer le degré d'hydratation de chaque espèce chimique pour connaître la déformation. Toujours d'après ce modèle les phases aluminates produisent un retrait et les silicates de calcium un gonflement, et il faut préférer les ciments à faible teneur en aluminates pour minimiser le retrait endogène. D'autres études ont été réalisées récemment pour mieux comprendre la relation entre la composition du ciment et les variations dimensionnelles liées à son hydratation dans les mortiers et bétons [Barcelo 2001]. Dans la pratique, le choix du liant est ainsi plutôt à effectuer d'après des mesures de retrait endogène sur mortier ou béton. Ce type d'essai n'est pas normalisé, mais on peut reprendre les dispositifs de mesure pour éprouvettes  $4 \times 4 \times 16$  en prenant la précaution de commencer la mesure aussi tôt que possible après la fin de prise, et de bien étancher les éprouvettes à l'aide de feuilles d'aluminium autocollantes, ainsi que les extrémités (mesures en conditions scellées) [Toutlemonde et Le Maou 1996].

- *Utiliser des ajouts minéraux*

Toutes les additions minérales n'ont pas le même effet sur le retrait endogène. Lorsqu'elles sont utilisées en remplacement du ciment, à e/c et concentration granulaire constants, les fumées de silice amènent en général une augmentation du retrait endogène (tableau III). L'explication réside dans l'abaissement de la taille moyenne des pores de la microstructure. Les cendres volantes, et les fillers calcaires (fig. 8) peuvent être utilisés dans le but de réduire le retrait endogène (et thermique). Ils autorisent en fait une diminution de la quantité de ciment et donc une augmentation du rapport e/c ce qui a d'ailleurs un effet parfois indésirable, mais à considérer, sur la résistance et la durabilité.

Béton	e/c	s/c	g (concentration granulaire) [%]	Retrait endogène à 3 ans [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]
B1	0,33	0,10	0,71	150
B8	0,33	0	0,71	120
B9	0,33	0,05	0,71	120
B10	0,33	0,15	0,71	170

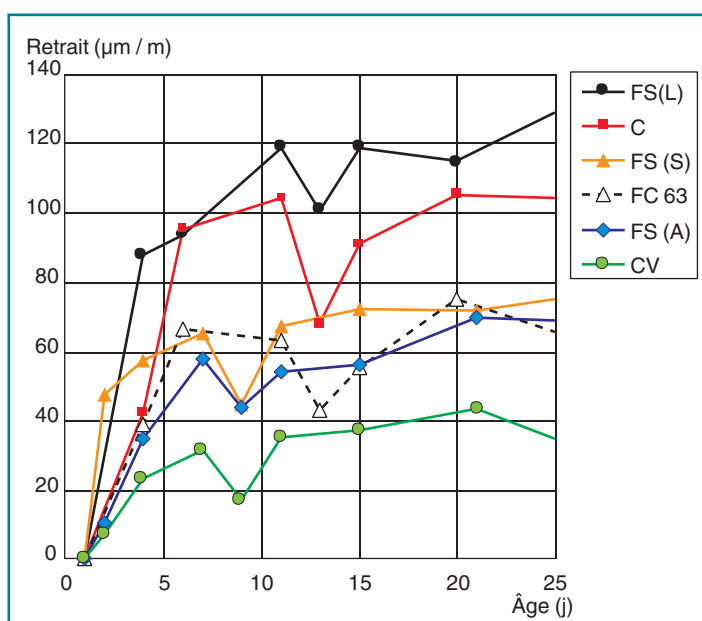


Figure 8 – Retrait endogène de mortiers réalisés à concentration granulaire constante de 59 % avec un rapport eau/liant de 0,4 (le liant étant le ciment plus l'addition minérale). La proportion de d'addition par rapport au ciment est en volume de 25 % [Ottavy 1999].

● *Utiliser une source d'humidité interne*

Weber [Weber et Reinhardt 1997] et van Breugel [van Breugel et de Vries 1998] ont montré qu'en remplaçant une partie des granulats classiques par des granulats légers (jusqu'à 25 % dans l'étude), on réduit le retrait endogène du béton. L'explication est simple : l'autodessiccation est fortement réduite puisque les granulats légers libèrent l'eau sous l'effet de la dépression capillaire. Les pores du matériau ont un taux de saturation qui reste élevé. Une grande diminution du retrait endogène a été observée par les auteurs (celui-ci a pu être divisé par 2) (fig. 9). On peut toutefois penser que l'effet n'intervient que sur la cinétique du retrait total, car à long terme, la dessiccation du matériau finira par se produire. Un gain en terme de fissuration aura tout de même été acquis puisque la fissuration due à la dessiccation a lieu plutôt en peau, et n'est pas traversante.

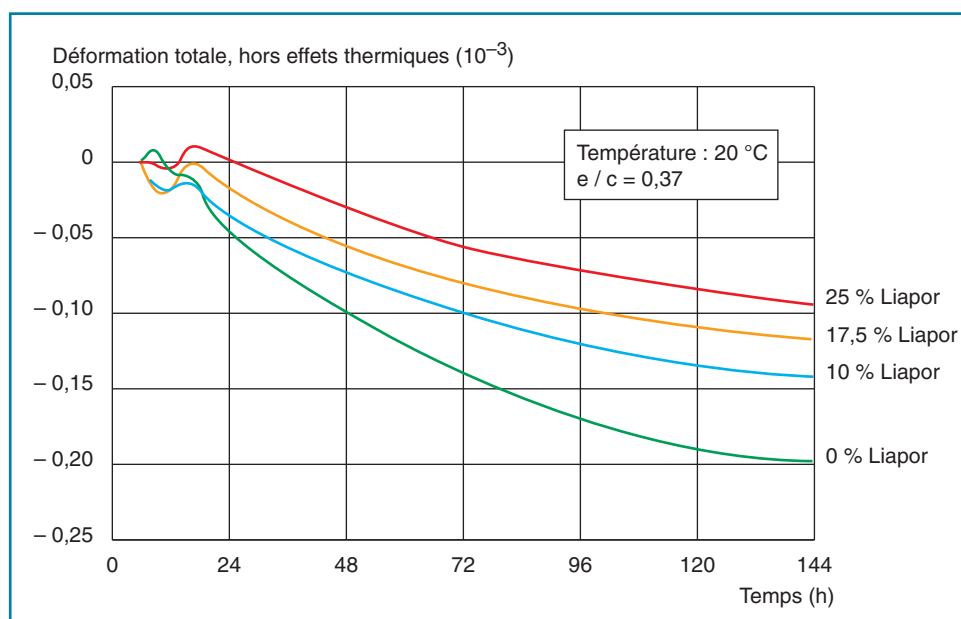


Figure 9 – Réduction du retrait endogène pour différents dosages en granulats légers (Liapor) [van Breugel et de Vries 1998].

## Retrait total

Le retrait de dessiccation résulte d'un déséquilibre hygrométrique entre le béton et le milieu extérieur. Dans le cas où l'humidité relative extérieure est inférieure à l'humidité relative interne, un processus de séchage se déclenche, et génère une diminution de volume, par création de tensions capillaires. Lorsque le milieu environnant est à humidité relative plus importante que les pores du béton, on obtient un gonflement, par annulation de ces tensions capillaires. Le gonflement, lorsqu'il suit une période de retrait, est moins important que ce dernier, à cause du comportement viscoélastique de la matrice. Dans le cas du retrait endogène, la diminution de la quantité d'eau vient de sa consommation par le ciment, alors qu'il s'agit de son départ vers l'extérieur pour le retrait de dessiccation. Les deux mécanismes ont le même effet à l'échelle microscopique : la dépression capillaire. À l'échelle macroscopique, le retrait endogène se produit de manière homogène, alors que le retrait de dessiccation est le résultat d'un état de contrainte non uniforme, dû aux variations de teneur en eau suivant la distance depuis la surface des pièces. On comprend pourquoi le paramètre de formulation qui agit directement sur le retrait de dessiccation est le rapport  $e/c$  (fig. 10).

La fumée de silice a un effet réducteur du retrait total. En substitution d'un volume de fumée de silice au même volume de ciment [Ottavy 1999], les résultats expérimentaux (fig. 11) montrent

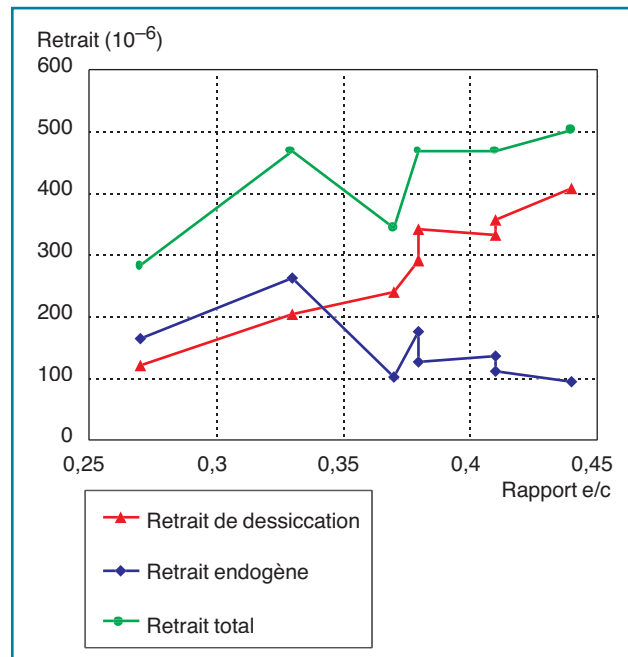


Figure 10 – Variation des retraits en fonction du rapport e/c pour différents bétons essayés au LCPC [Le Roy et de Larrard 1993].

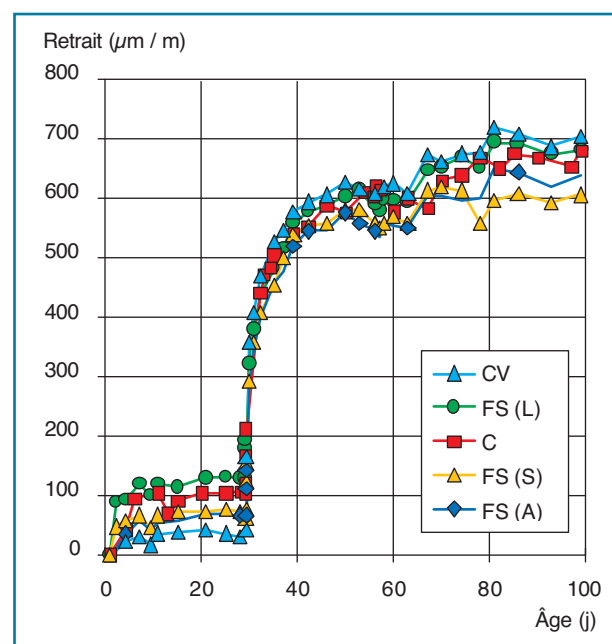


Figure 11 – Évolution en fonction du temps du retrait total de mortiers. Mortiers réalisés à concentration granululaire constante de 59 % avec un rapport eau/liant de 0,4 (le liant étant le ciment plus l'addition minérale). La proportion de l'addition par rapport au ciment est, en volume, de 25 % [Ottavy 1999]. Les additions minérales sont du filler calcaire (FC), de la cendre volante (CV), différentes fumées de silice (FS). La courbe repérée C concerne le mélange de référence sans addition.

que l'introduction de fumée de silice permet d'obtenir un retrait égal ou inférieur à celui du témoin (ne contenant que du ciment). Ce sont bien sûr des résultats qui doivent être interprétés dans le cas d'une formulation réelle de chantier, pour laquelle l'apport de fumée de silice peut être

accompagné d'une réduction du rapport e/c, du dosage en ciment, etc. La prévision du sens d'évolution, par rapport à une formule témoin, du retrait total d'un béton modifié par des additions minérales doit donc être faite en tenant compte de la superposition des différents effets.

Les fillers calcaires substitués au ciment augmentent le retrait total du mortier, donc du béton, par rapport à un témoin de même e/c, tandis que la cendre volante est plutôt neutre dans les mêmes conditions. Ces additions n'améliorent cependant pas la durabilité du matériau, au sens des propriétés de transfert, dans les mêmes proportions que la fumée de silice.

## Fluage

Il peut être utile de connaître l'évolution du fluage en fonction des paramètres de composition. On distingue pour cela le fluage propre, observé pour un béton isolé de l'air extérieur, du fluage de dessiccation, lequel est le supplément de déformation produit uniquement par la dessiccation du matériau. Les bétons sont plus ou moins sensibles à l'humidité relative extérieure. Le fluage de dessiccation augmente lorsque l'humidité relative décroît. Les modèles prennent en compte l'hygrométrie extérieure moyenne pour le calcul du fluage, mais pas ses variations ni les effets du vent. Le modèle réglementaire appliqué aux BHP considère que le fluage de dessiccation est proportionnel au retrait de dessiccation développé pendant la période du chargement. Le fluage propre est fonction de l'âge du matériau au chargement.

Pour les BHP, on distingue des différences de comportement selon que le matériau contient ou non de la fumée de silice en quantité minimale de 5 % [Le Roy et al. 1996].

### ***BHP avec fumée de silice***

L'amplitude du fluage propre est une fonction décroissante de la résistance au moment du chargement. Un chargement au très jeune âge peut conduire à des amplitudes élevées de fluage (coefficient de fluage  $K_{ff} > 2,5$ ). Les déformations se développent alors avec une cinétique très rapide, puisque la majeure partie des déformations se produit dès quelques semaines, voire quelques jours. On notera que les formules réglementaires ne doivent pas être utilisées sans précautions complémentaires quand, à l'âge du chargement, la résistance est inférieure à  $0,6.f_{c28}$ . Le coefficient de fluage d'un BHP FS chargé à 28 jours est de l'ordre de 1. Le fluage de dessiccation est faible ou nul lorsque le matériau contient de la fumée de silice (le dosage minimal est de 5 %). L'effet de la dessiccation décroît lorsque l'échéance de chargement augmente. Un béton chargé à 28 jours produira un fluage de dessiccation plus faible qu'un même béton chargé à 1 jour.

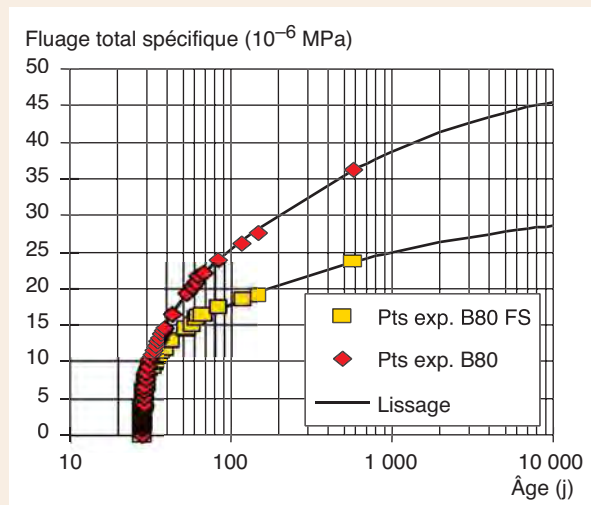
### ***BHP sans fumée de silice***

Les variations de fluage propre n'ont pas été ajustées en fonction de la résistance au moment du chargement, à cause d'une plus grande dispersion des résultats expérimentaux. La loi réglementaire [bull. LPC sp. XIX] propose un coefficient de fluage constant de 1,4 quel que soit l'âge de chargement. Il faut toutefois s'attendre à une amplitude plus élevée pour les chargements au très jeune âge (cf. ci-dessus). Le fluage de dessiccation n'est pas négligeable [Le Roy 1996] ; il peut être dans certaines conditions aussi élevé que le fluage propre.



EXEMPLE : Fluage de 2 BHP de même résistance avec et sans fumée de silice (fluage spécifique dans une ambiance d'hygrométrie 50 %, chargement à 28 jours – LCPC, pré-étude « Millau » [de Larrard et al. 1996-b])

Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	B80	B80 FS
10/20 (Rascalat)	733	693
4/10 (Rascalat)	114	180
0/4 (Rascalat)	754	673
0/0,063 (Rascalat)	91	225
Ciment	590	430
Fumée de silice (Anglef ort)		43
Superplastifiant	8,85 (THP Superplast)	13,2 (Rhéobuild 25 00)
Retardateur	2,95 (Pozzolith 250 R)	2,15 (Pozzolith 250 R)
Eau ajoutée (granulats secs)	172	179
e/c ou e/(c + k.fs) (eau efficace)	0,27	0,30
s/c (proportion de fumée de silice par r apport à la masse de ciment)	0	0,10
f <sub>c28</sub> (MPa)	104,5	98,5
E <sub>i28</sub> (GPa)	45,5	43,0



## 1.4 Maniabilité/non-ségrégation

### Les phénomènes liés à l'instabilité du béton frais

La stabilité du béton peut être décrite par opposition à deux phénomènes élémentaires : le tassement et la ségrégation.

Le béton peut présenter un ressuage important à cause de l'instabilité de la pâte de ciment. L'eau de cette dernière remonte, alors que le squelette solide se compacte. L'ensemble se tasse sans ségrégation. Une manifestation de ce phénomène est observable sur les parements verticaux, sur lesquels se dessinent des petites rigoles plutôt verticales, et peu profondes (de l'ordre du mm), où le sable apparaît délavé. La correction à apporter pour les bétons ordinaires consiste souvent à

diminuer le dosage en eau, afin d'augmenter la viscosité de la matrice. Pour les BHP, le dosage en eau étant par définition assez faible ( $< 0,4$ ), l'origine du ressuage est plutôt à rechercher dans la nature ou le dosage excessif du superplastifiant, ou bien dans un déficit de la quantité de fines, y compris celles du sable. L'effet dû à un excès de superplastifiant a été montré dans le cadre des recherches sur les coulis d'injection [Xa Khien 1997]. Ce phénomène peut aussi se produire pour le coulis du béton.

À l'inverse, la pâte de ciment peut être stable, mais insuffisamment thixotrope pour supporter les granulats. Les plus gros chutent par gravité plus vite que les petits et on observe de la ségrégation, c'est-à-dire une concentration plus importante de gros granulats en partie basse des pièces en béton, une concentration en pâte de ciment plus importante en partie haute, avec éventuellement une couche d'eau de ressuage. Ce phénomène peut être contrecarré par l'ajustement de la courbe granulométrique du béton. En effet, la ségrégation est accentuée lorsque la courbe granulométrique du béton est discontinue [Sedran 1999]. L'absence de certaines coupures favorise la chute des grains entre les grains plus gros.

Dans un béton instable, on peut retrouver à des degrés divers l'ensemble de ces phénomènes, et agir sur l'un d'entre eux peut ne pas suffire.

## Comportement rhéologique

Pour les piles de grande hauteur, la situation topographique vient souvent compliquer la réalisation de l'ouvrage. La mise en œuvre du béton peut ainsi être effectuée longtemps après sa fabrication, car au temps de transport de la centrale à la pile en construction s'ajoute celui, vertical, le long de la pile. Il est donc nécessaire que le maintien de maniabilité du béton de pile soit excellent et en rapport avec les temps réels de mise en œuvre. L'étude en laboratoire du maintien rhéologique, et donc du choix du superplastifiant, est donc indispensable, et peut notamment s'effectuer selon les méthodes proposées par [de Larrard et *al.* 1996-a] ou [MBE – Calibé 2001]. De plus, on peut envisager la possibilité de mettre en œuvre le béton par pompage. Selon les travaux réalisés dans le cadre du projet national Calibé [Kaplan 2001], la facilité de pompage d'un béton dépend du frottement du béton sur les parois du tuyau et de la viscosité du béton. On cherchera donc à minimiser cette dernière. Sur la base des mesures réalisées avec le rhéomètre BT RHEOM, Sedran propose par exemple, pour les bétons autoplaçants qui seront mis en œuvre par pompage, de chercher une viscosité plastique inférieure ou égale à 200 Pa.s [Sedran 1999].

Dans le cas où le béton doit respecter des spécifications de gel, il faut retenir que l'opération de pompage a tendance à modifier le réseau de bulles d'air entraîné. Même en l'absence de pompage, la stabilité de consistance pour un béton de type B60 à B80 contenant à la fois un superplastifiant, un entraîneur d'air et une addition ultrafine est difficile à obtenir sur chantier. Il est alors préférable de formuler un béton sans air entraîné respectant, outre la spécification de résistance, les spécifications performanciennes en termes de résistance au gel et aux sels établies par le groupe Rhône Alpes [Reco. Bétons gel 1999], ce qui est tout à fait possible avec un BHP (*cf.* pré-étude du pont de Millau [de Larrard et *al.* 1996-b]).

La mise en œuvre doit être compatible avec le type de coffrage utilisé (coffrage grim pant ou glissant). Dans le cas du coffrage grim pant, pour des piles de grande hauteur, la hauteur des levées de bétonnage sera importante (4 à 5 m). Toutes les précautions doivent donc être prises pour qu'il n'y ait pas de chute du matériau dans le coffrage (risque de ségrégation). On recommande alors la mise en œuvre par tube plongeur ou tube à manchette, descendant jusqu'au fond du coffrage et remontant au fur et à mesure du bétonnage.

Dans le type d'ouvrage qui est traité ici, la stabilité du béton est une qualité importante tant dans la phase transport (pompage, par exemple) que dans celle de mise en œuvre (hauteur de

chute). Il est donc fortement conseillé de qualifier les formules proposées sous cet aspect, ce qui peut être réalisé par les tests de stabilité proposés par l'AFGC pour les bétons autoplaçants [Reco. BAP AFGC 2000].

## 1.5 Parements

Pour un ouvrage d'art important, on est implicitement sensible à la qualité des parements, pour deux raisons : la qualité esthétique et la durabilité. Pour ce qui concerne l'esthétique, les parements de piles de grande hauteur seront fréquemment classés dans la catégorie « parements fins et ouvragés ». Même si ces surfaces sont vues de loin et tolèrent de petits défauts de texture, l'homogénéité de teinte et la qualité de réalisation des formes seront le plus souvent recherchées pour ces ouvrages souvent exceptionnels. On rappelle ici les règles de l'art qui permettent d'éviter les grossières erreurs. Il est nécessaire d'insister sur le fait que toutes les opérations, du malaxage à la mise en œuvre, en passant par la préparation des coffrages, doivent être menées avec soin.

### Fabrication et propriétés du béton frais

En ce qui concerne le malaxage, la constance des propriétés du béton frais pendant la production est essentielle, ce qui a des conséquences sur la chaîne de fabrication :

- utilisation de granulats à teneur en eau la plus constante possible. Il est préférable d'utiliser des granulats saturés lorsqu'ils sont poreux (absorption supérieure à 2 %, par exemple). Le mouillage du stock des granulats est utile l'été pour en diminuer la température. La cohésion apportée par l'humidité permet aussi de diminuer les risques de ségrégation du sable dans le tas ;
- prise en compte de la teneur en eau des granulats pendant la production, par mesures directes. Il est souhaitable de disposer de sondes (capacitives, résistives, etc.) de précision au moins égale à 1 % ;
- utilisation d'une centrale à béton d'un niveau de qualité suffisant : actuellement centrale inscrite à la marque NF (cf. anciennes spécifications relatives à l'inscription sur la liste d'aptitude).

Les propriétés du béton à contrôler sont la rhéologie et la stabilité à l'état frais. La fluidité doit être suffisante (seuil d'écoulement faible, ou consistance fluide) pour bien remplir le moule. La densité de bulles de surface pourrait être due à la forte viscosité du matériau, qui devra donc être minimisée (choix adapté du superplastifiant). Une bonne stabilité est requise pour éviter le ressuage en surface, des ségrégations visibles etc.

### Choix du liant et des additions minérales

La recherche d'une teinte spécifique peut amener le formulateur à choisir le liant (ciment blanc pour les tabliers du viaduc TGV en Avignon). Les ciments à forte teneur en laitier de haut fourneau offrent des parements clairs, mais ce liant produit peu de portlandite (chaux) par rapport à un ciment Portland, ce qui conduit à une moins bonne passivation des aciers (progression plus rapide de la carbonatation), donc à une diminution de la durabilité. On recommande de n'utiliser ce liant qu'après avoir montré que les enrobages auront des propriétés de protection et de durabilité compatibles avec la durée de vie de l'ouvrage.

L'ajout d'additions minérales peut être bénéfique, mais leur contribution à la qualité de texture et d'homogénéité du parement n'est pas encore complètement comprise. Elles semblent intervenir

comme agents thixotropes, ou comme rétenteurs d'eau. Des exemples de non-homogénéité de teinte ont toutefois été constatés avec des BHP aux fumées de silice grises : des traces sombres localisées laissent penser que certaines particules, sensibles à la vibration utilisée, ont migré vers la surface. L'utilisation de métakaolin ou de fumée de silice claire a permis d'obtenir de bons résultats en terme d'homogénéité de teinte et de diminution de densité de bullage.

## Réemploi des peaux coffrantes

Le réemploi des peaux coffrantes doit être limité. On reprend ici les recommandations de [Geoffroy 1995] pour les parements fins et ouvrages (tableau IV).

Nature	Métal		Bois			
	éléments légers assemblés	éléments lourds monolithiques	planches assemblées	contreplaqué bakérisé	contreplaqué ordinaire	fibres agglomérées
Réemploi	10 à 50	> 100	< 10	< 15	< 10	déconseillé

## Influence du type de mise en œuvre sur la qualité du parement

### *Mise en œuvre par coffrage grim pant*

En supposant tous les autres facteurs bien contrôlés, celui lié à la mise en œuvre, pouvant conduire à des désordres de parement, est la hauteur de chute du béton frais (paragraphe 1.4). On préconise ici d'annuler toute chute du béton dans le coffrage par l'utilisation de tubes plongeurs. Cela nécessite de définir préalablement le nombre de cheminées de bétonnage, nombre compatible notamment avec la fluidité du béton et le cheminement horizontal.

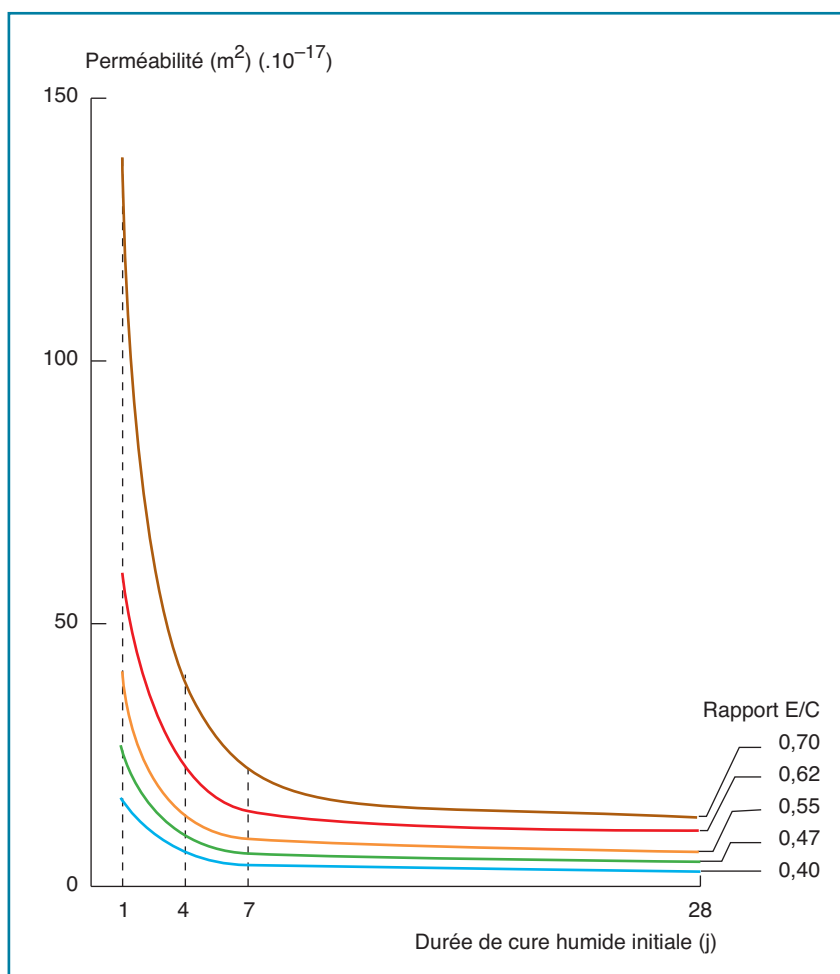
### *Mise en œuvre par coffrage glissant*

Le problème de parement le plus courant dans la technique par coffrage glissant est l'arrachement du béton en sortie du coffrage. Prévenir ce phénomène nécessite de pratiquer des essais préliminaires de mise en œuvre, de manière à faire évoluer la formule du béton si nécessaire. Il est à remarquer qu'on ne connaît pas encore les mécanismes qui sont à l'origine du collage du béton sur les parois et que la recherche sera donc empirique. On sait par exemple que l'utilisation de certaines fumées de silice conduit à des bétons très collants. La réparation de ces arrachements est possible en sortie de coffrage ; elle aura moins de conséquences sur le parement si le béton n'a pas commencé son durcissement et qu'il est encore modelable. Un talochage est alors suffisant pour réparer ces arrachements.

### *Cure et durabilité du béton d'enrobage*

On sait que la cure est un élément déterminant de la qualité du béton de parement, en termes de perméabilité, de porosité, et de retrait. Une solution est d'utiliser un dispositif d'arrosage en tête de coffrage avec collecte de l'eau à la base de la levée, de manière à éviter d'éventuelles traces sur les parements plus anciens. Une autre solution, plus simple sur le principe, consiste à laisser le coffrage en place le plus longtemps possible, c'est-à-dire au moins 24 heures. Ce temps nécessaire de maintien du coffrage va dépendre de la température (cinétique d'hydratation), de l'hygrométrie

ambiante et de la vitesse du vent (cinétique de dessiccation) (fig. 12). Le paragraphe 74.6.2 du fascicule 65 A donne des indications de dépendance de la durée de cure en fonction des paramètres cités. La « bonne pratique » indiquée au Québec, et dont l'efficacité a notamment été testée vis-à-vis de la durabilité [Bonneau et Aïtcin 2001], consiste à maintenir un mince film d'eau dès que l'on dessert les coffrages d'éléments verticaux. À titre d'exemple encore, pour le grand viaduc de Millau, une jupe humide est maintenue sous le coffrage grimpant contre les deux dernières levées, ce qui assure une durée de cure d'environ une semaine.

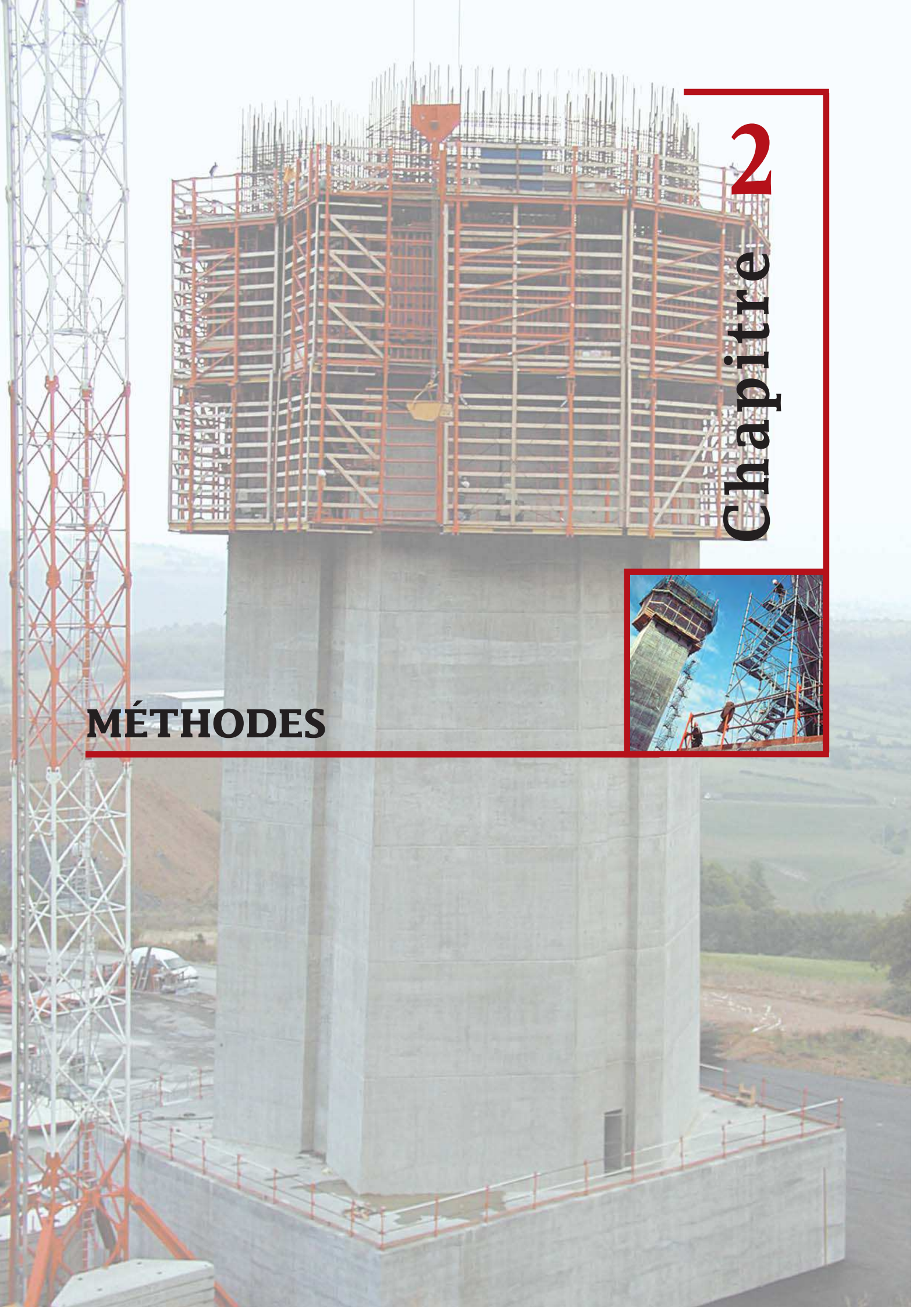


*Figure 12 – Influence de la durée de cure humide initiale sur la perméabilité à l'air de bétons gâchés à différentes teneurs en eau. Cette influence est sensible aussi dans le cas des BHP.*



# Chapitre 2

## MÉTHODES







## 2.1 Méthodes de construction

### Coffrage grimpant

L'utilisation d'un coffrage grimpant pour la réalisation de piles est la méthode la plus courante en France. Le coffrage s'appuie sur la partie déjà bétonnée pour se hisser d'une hauteur déterminée. Un grand nombre de possibilités architecturales est rendu possible par ce procédé de construction. Il conduit cependant à réaliser des reprises de bétonnage ; ces zones sont donc à traiter avec un soin particulier pour que la protection des armatures ne soit pas affectée à cet endroit (voir partie 4). Comme les coffrages sont maintenus par des entretoises, il est nécessaire de sceller, après décoffrage, des cônes de mortier dans ces réservations.

Le retrait différentiel thermique et endogène, entre la levée « n » et la levée « n-1 », conduit en général à une fissuration verticale traversante par retrait empêché du béton de la levée n. L'expérience montre que cette fissuration n'est pas toujours visible, et qu'elle n'est généralement pas évolutive. Il est néanmoins important de l'anticiper et d'adapter le ferrailage en conséquence pour contrôler les ouvertures de fissure, comme pour d'autres structures sujettes au retrait empêché [Reco. des Ponts Mixtes 1995].

#### *Traitement des reprises de bétonnage*

Les recommandations [Fouré et al. 2000] décrivent les méthodes de préparation et de réalisation des reprises de bétonnage. Un certain nombre de pratiques courantes y sont rejetées, car des essais ont montré leur inefficacité. Par exemple, sur béton jeune, l'humidification ou l'application d'une barbotine est déconseillée. Les méthodes préconisées sont l'utilisation d'un soufflage d'air plus eau après le début de prise, une attaque superficielle à l'eau sous pression sur le béton durci, ou le marquage mécanique (brosse, râteau, etc.) à un moment où la consistance du béton est appropriée, ce qui permet de créer des reliefs. On peut aussi utiliser un désactivant, la rugosité de surface étant alors obtenue par lavage. Cette technique reste difficile à maîtriser sur chantier (efficacité dépendant de la température extérieure, épandage régulier).

### Coffrage glissant

L'utilisation d'un coffrage glissant est possible pour les piles de pont, que la section de pile soit constante ou non. De nombreux exemples d'utilisation de cette technique existent, pour des applications de piles de ponts, de silos, de cheminées, de plates-formes offshore, etc. Citons pour les ouvrages d'art les réalisations suivantes : le pont Skarnsundet (1990), le pont Helgelands Bru (1990), tous deux en Norvège, le pont Tsing-Ma à Hong Kong (1993-1997) [Davy et Miret 1994], le pont Seohae en Corée du Sud, le pont de Saint-Nazaire en France, etc. L'application la plus exemplaire, qui permet d'apprécier les possibilités de cette technique, est sans doute « the leaning

tower » à Stavanger en Norvège, puisqu'il s'agit d'une tour inclinée à sections continûment variables.

Le déplacement du coffrage s'effectue de manière continue à une vitesse comprise entre 10 et 30 cm par heure. Le béton, déversé par couches successives de 10 à 20 cm sur toute la longueur du coffrage, est vibré au fur et à mesure de la mise en place. Les armatures verticales sont posées par levées de 3 à 4,6 m de hauteur par panneaux à niveaux décalés. Les armatures horizontales sont fixées aux armatures verticales en les introduisant entre les branches des chevalets de coffrage. À la sortie du coffrage, le béton doit avoir un seuil d'écoulement suffisant pour ne pas se déformer sous l'action du poids qu'il supporte.

La technique (représentée schématiquement sur la figure 13) présente des avantages. Elle permet d'éviter les reprises de bétonnage ou d'en limiter le nombre (il peut y avoir des arrêts les fins de semaine). Les trous d'entretoises n'existent plus. La cadence de levée est rapide (4 m par jour environ). Les moyens matériels sont réduits car il n'y a pas de cadence élevée de bétonnage. Elle comporte aussi des inconvénients. Les possibilités de parements ouvragés sont limitées. La préparation initiale du coffrage est déterminante pour la qualité de surface obtenue. Il est difficile d'arrêter le bétonnage pour intervenir sur le coffrage en cas de problème de parement (arrachements en surface, par exemple).

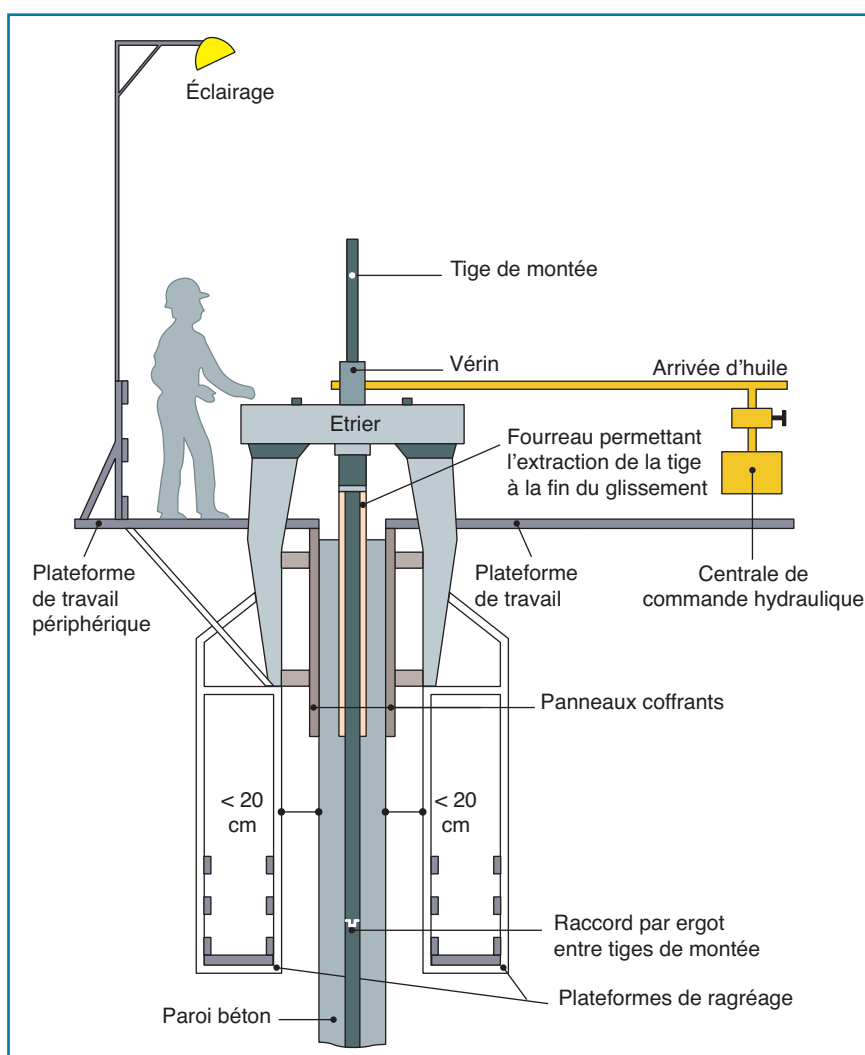
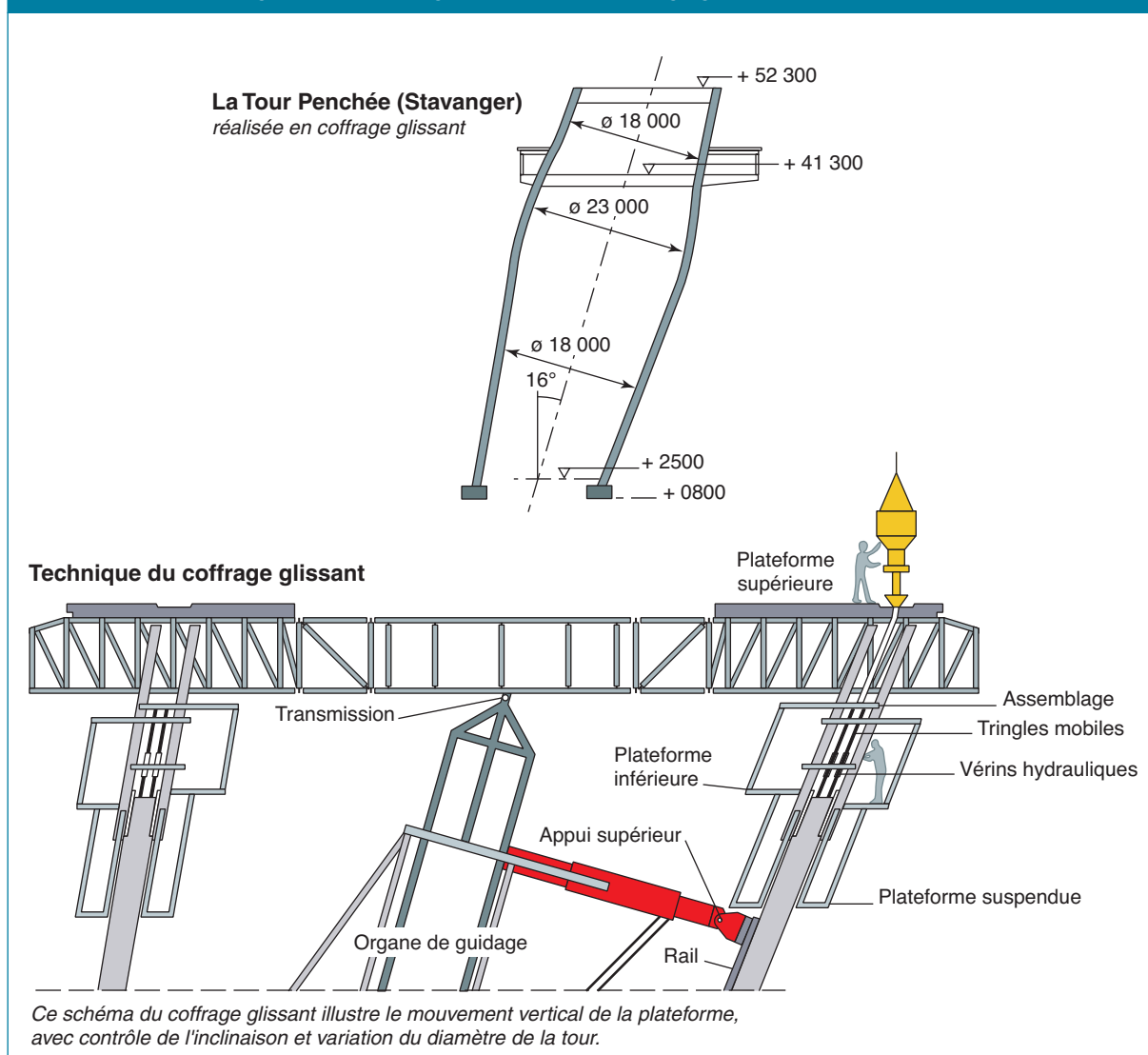


Figure 13 – Schéma d'un coffrage glissant.

Finalement, cette technique, bien que peu utilisée en France, est intéressante pour la réalisation de piles ou pylônes de grande hauteur. Les possibilités actuelles en matière de formulation de béton doivent permettre la mise en œuvre du BHP par coffrage glissant.

#### EXEMPLE : The leaning Tower (Stavanger) réalisée en coffrage glissant



## 2.2 Prise en compte des effets thermiques

La prise en compte des effets thermiques comporte les aspects suivants :

- évaluation (et prévention) du risque de fissuration d'origine thermique et de l'exothermie excessive,
- prévision des résistances mécaniques au jeune âge par des techniques maturométriques.

### Évaluation du risque de fissuration d'origine thermique

Différents modèles et programmes de calculs permettent d'évaluer le risque de fissuration d'origine thermique, ainsi que l'élévation de température lors de la prise et les risques de réactions

internes différées qui en découlent. Ces modèles et programmes doivent être suffisamment fiables pour permettre de quantifier et comparer l'incidence des différentes mesures qui peuvent être prises pour limiter ces risques. Les trois principaux facteurs à prendre en compte dans une analyse des contraintes d'origine thermique sont :

- le développement des champs de températures,
- le comportement mécanique du béton au jeune âge,
- le degré de blocage de la structure.

Le développement des champs de températures dépend essentiellement des propriétés thermiques du béton (chaleur d'hydratation), des dimensions et de la géométrie de la structure coulée, des conditions ambiantes et initiales ainsi que de l'échéance de décoffrage et de la nature des coffrages. Le comportement mécanique du béton au jeune âge inclut le développement de la résistance en fonction de la maturité du béton (incidence de la température sur la cinétique de durcissement au jeune âge), le coefficient de dilatation thermique, le comportement viscoélastique, le retrait, le fluage, etc. L'utilisation des outils numériques pour simuler le comportement thermomécanique du béton au jeune âge, permet d'appréhender le matériau dans la structure, et de trouver un bon compromis entre la formule de béton, la géométrie et les dimensions de la structure, les conditions initiales et ambiantes, le phasage de bétonnage et d'éventuels traitements thermiques.

De tels calculs ont notamment été conduits pour analyser l'élévation de température de pièces massives, ou optimiser le bétonnage de tabliers de ponts mixtes [Torrenti 1996, Ulm 1999, Torrenti et al. 1995]. Ainsi, les modules TEXO et MEXO du code de calculs aux éléments finis CÉSAR-LCPC [Humbert 1989], permettent de calculer d'abord les champs de températures, puis les contraintes d'origine thermique au sein d'une structure en béton. Les lois introduites, les données et les résultats fournis sont résumés dans les encarts ci-après (d'après [d'Aloia et Clément 1999]).

L'analyse des résultats de ces simulations consiste donc à comparer les niveaux de contraintes de traction atteints, et leur échéance, aux capacités de résistance en traction du béton. Ces dernières doivent tenir compte de l'influence de la température sur la cinétique de durcissement du béton, c'est-à-dire de la maturité du matériau. Lorsque les niveaux de contraintes atteints dépassent les capacités de résistance, on considère que la fissuration est quasi probable<sup>1</sup>. Dans le cas où cette étude des risques de fissuration d'origine thermique est conduite en amont, on pourra donc envisager de prendre des mesures pour les limiter (modification de la formule de béton et, notamment, du choix du ciment, traitement thermique, durée de coffrage, caractéristiques thermiques des éléments coffrants, etc.).

Des précautions peuvent également être prévues pour limiter la température initiale du béton, lorsqu'une élévation de température importante est inévitable : choix du moment de la journée où sera fabriqué le béton, mouillage des granulats et stockage à l'ombre, incorporation de glace pilée en substitution partielle de l'eau utilisée pour le gâchage (technique la plus classiquement utilisée en Amérique du Nord), prévision de tubes dans lesquels circulera un fluide de refroidissement, etc. Il est en effet important de limiter, d'une part les gradients thermiques dans les parties massives et aux reprises de bétonnage et, d'autre part, la température maximale atteinte, notamment dans un objectif de prévention des réactions sulfatiques différées.

1. À son stade de développement le module MEXO de CÉSAR-LCPC ne prend pas en compte le fluage. Une analyse supplémentaire de relaxation des contraintes par fluage est donc nécessaire si l'on souhaite affiner les résultats.

**EXEMPLE : Modules TEXO – MEXO du code CÉSAR-LCPC**
**Module TEXO :**

Résolution de l'équation de diffusion de la chaleur avec prise en compte d'un terme source :

$$\lambda \nabla^2 T + s = \rho c \frac{\partial T}{\partial t}$$

$\lambda$  : conductivité thermique,  
 $c$  : chaleur spécifique,  
 $s$  : source de chaleur.

Caractéristiques matériaux :

$\lambda$  : conductivité thermique,  
 $c$  : chaleur spécifique, résultats de l'essai QAB,  
 $Ea$  : énergie d'activation apparente du béton.

Loi expérimentale d'Arrhénius :

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} = f(\alpha) \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right)$$

$\alpha$  : degré d'hydratation,  
 $T$  : température absolue, K,  
 $R$  : constante des gaz parfaits, 8,314 J/mol K,  
 $Ea$  : énergie d'activation, J/mol.

Conditions initiales et aux limites :

$T_{ini}$  : température initiale du béton frais,  
 $K$  : coefficient d'échange thermique,  
 $T_{amb}$  : température ambiante,  
 $T_{imp}$ ,  $\phi_{imp}$  : température ou flux imposé.

Résultats :

**Champs de température :  $T(t)$**

**Champs de degré d'avancement :  $\alpha(t) = \frac{q(t)}{q_{final}}$**

**Module MEXO :**

Loi thermoélastique vieillissante donnée sous forme incrémentale :

$$d\varepsilon = (\alpha_{th} dT - \beta d\alpha) \mathbf{1} + \frac{1+\nu}{E(\alpha)} d\sigma - \frac{\nu}{E(\alpha)} \text{tr}(d\sigma) \mathbf{1}$$

contribution thermique    contribution endogène    contribution élastique :

Lois d'évolution :

Retrait endogène :  $\beta(\alpha) = -\alpha \beta_{fin}$

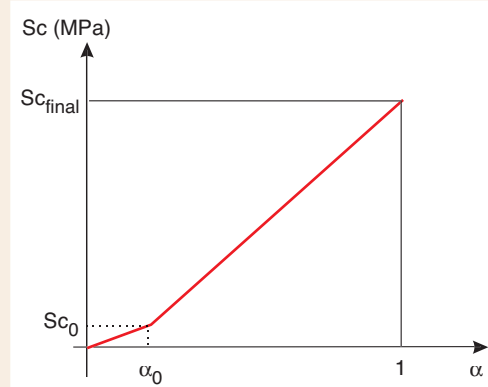
Module élastique :  $E(\alpha) = E_{final} h(\alpha)$

$$\text{avec } h(\alpha) = \frac{1 + 1,37 Sc_{final}^{2,204} (Sc(\alpha))^{2,675}}{1 + 1,37 Sc(\alpha)^{2,204} (Sc_{final})^{2,675}}$$

$$Sc_{final} = \left(\frac{E_{final}}{7\,250}\right)^{\frac{1}{0,471}}$$

$$\begin{cases} \alpha \leq \alpha_0, Sc(\alpha) = \frac{\alpha}{\alpha_0} Sc_0 \\ \alpha \geq \alpha_0, Sc(\alpha) = (Sc_{final} - Sc_0) \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0}\right) + Sc_0 \\ Sc_0 = \alpha_0 \frac{Sc_{final}}{10} \end{cases}$$

$\alpha_0$  : seuil de durcissement :  
 0,05 pour un Béton Ordinaire,  
 0,1 pour un Béton Haute Performance.



Caractéristiques matériaux, entrées :

$\nu = 0,2$  : coefficient de Poisson,  
 $\alpha_{th}$  : coefficient de dilatation thermique,  
 $\beta_{final}$  : retrait endogène final,  
 $E_{final}$  : module élastique final.

Conditions initiales, aux limites :

Contraintes initiales,  
 Déplacements imposés.

**Résultats TEXO :  $T(t)$ ,  $\alpha(t)$**

Résultats :

**Champs de contraintes thermiques :  $\bar{\sigma}(t)$**

## Prévision des résistances mécaniques au jeune âge : maturométrie

La maturométrie, par le biais de l'application de la méthode dite de « l'âge équivalent », consiste à prendre en compte les effets couplés de la température et du temps sur la cinétique de durcissement du béton et donc à estimer la résistance du béton au jeune âge. Cette estimation se fait à partir d'un simple suivi thermique et d'un étalonnage préalable. Le concept « d'âge équivalent » a été introduit postérieurement dans les années cinquante. Il est défini par rapport à une température de référence, en général 20 °C. Sa définition est la suivante :

*L'âge équivalent correspond au temps durant lequel le béton doit être maintenu à la température de référence (Tréf) afin d'obtenir la même valeur de maturité que dans les conditions de cure réelle.*

La méthode de l'âge équivalent est basée sur la loi d'Arrhénius qui s'est révélée être la plus fiable afin de décrire l'influence de la température sur la cinétique de durcissement du béton :

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t}(T) = A \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right)$$

avec

- > A : constante de proportionnalité, 1/s,
- > R : constante des gaz parfaits, 8,314 J/mol K,
- > Ea : « énergie d'activation apparente » du béton, J/mol.

L'énergie d'activation Ea est le paramètre qui traduit la sensibilité de la cinétique d'hydratation du béton à une variation de température. L'accélération due à une augmentation de température est d'autant plus importante que Ea est élevée. On notera que la loi d'Arrhénius ne s'applique qu'à une réaction chimique « simple ». Ainsi, son application à l'hydratation du ciment n'est qu'une approximation. En effet, plusieurs réactions chimiques plus ou moins couplées sont nécessaires afin de décrire l'hydratation des différentes phases du ciment.

L'expression de l'âge équivalent est la suivante :

$$t_{eq} = \int_0^t \exp\left(-\frac{Ea}{R}\left(\frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_{réf}}\right)\right) d\tau$$

Pour le béton étudié, l'étalonnage de la méthode consiste à déterminer :

- l'évolution de la résistance en compression en fonction de l'âge équivalent à la température de référence (20 °C en général, soit 293 K), appelée « courbe de référence » (fig. 14 courbe a) ;
- l'énergie d'activation « apparente »<sup>1</sup> : Ea (définition et mode d'obtention, cf. [Maturométrie. Calibé 2001]).

L'application de la méthode se décompose alors de la manière suivante :

- calcul de l'âge équivalent à partir de l'histoire de température réelle (ou simulée) suivie par le béton dans l'ouvrage (fig. 14 courbe b) et selon l'expression de l'âge équivalent ;
- lecture sur la courbe de référence de la valeur estimée de la résistance du béton dans l'ouvrage, selon la valeur de l'âge équivalent obtenue.

La figure 14 illustre la prévision des résistances au jeune âge par cette méthode.

On parle de maturométrie lorsque l'on met en œuvre la méthode de l'âge équivalent sur chantier afin de déterminer des échéances de décoffrage ou de mise en précontrainte, par exemple. On mesure alors directement la température aux points « critiques »<sup>2</sup> de l'ouvrage et on suit en

1. La détermination de Ea peut être faite à partir d'essais de résistance mécanique ou d'essais de dégagement de chaleur (cf. P. N. Calibé).

2. Les points « critiques » de l'ouvrage correspondent aux points en lesquels le développement de résistance est le moins rapide ou bien aux points les plus fortement sollicités mécaniquement.

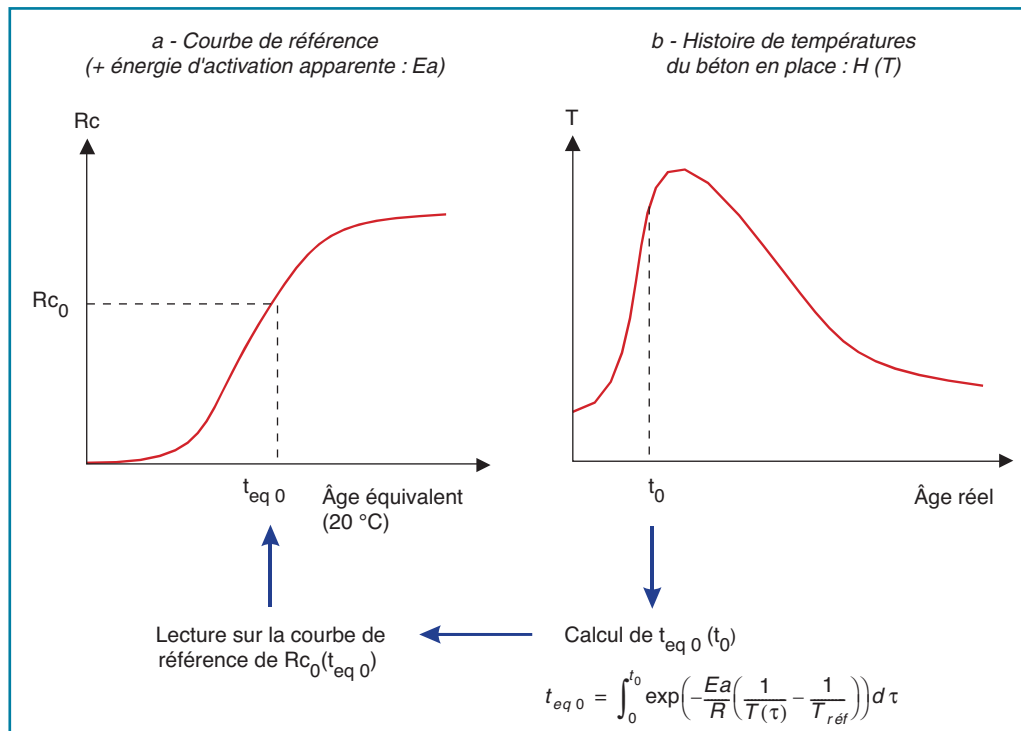


Figure 14 – Schéma de principe de la prévision des résistances au jeune âge.

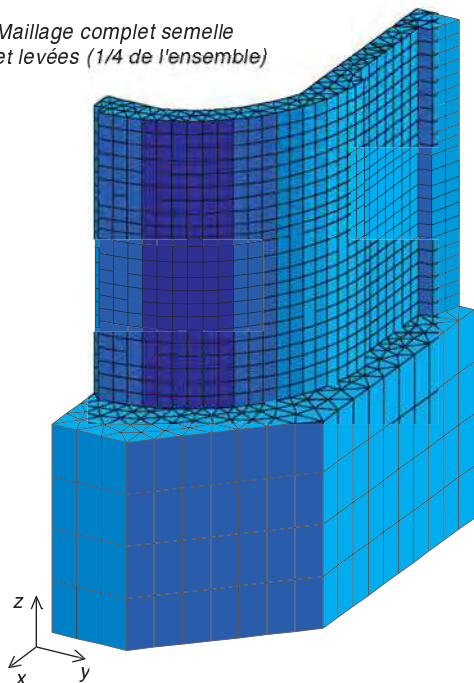
temps réel l'évolution de la résistance estimée, à partir du moment où la méthode a été calibrée et que la fabrication reste suffisamment répétable. La maturométrie permet donc de s'affranchir des éprouvettes d'information systématiques qui ne sont pas représentatives des conditions thermiques réelles dans l'ouvrage (cycles thermiques plus importants au cœur des ouvrages massifs). On peut également envisager l'usage de la maturométrie afin de garantir une durabilité suffisante ou une bonne qualité de parement à travers une durée minimale de coffrage fixée au préalable et correspondant à une certaine maturité du béton.

L'utilisation en amont de la méthode de l'âge équivalent (à partir de simulations des champs de températures par le module TEXO de CÉSAR, par exemple) permet également de revenir sur la formule de béton, sur les traitements thermiques éventuels, la température de mise en place du béton, etc. afin de trouver un bon compromis entre la cinétique de durcissement du béton et les contraintes du chantier<sup>1</sup>.

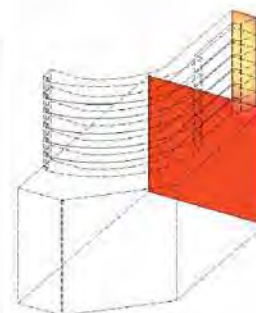
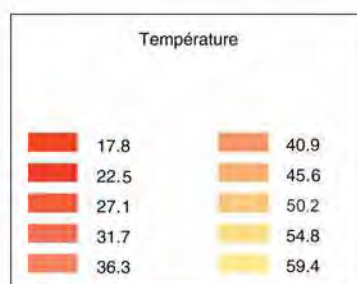
1. Ces contraintes de chantier ne consistent pas forcément uniquement en des délais plus courts sans autre raison que des considérations économiques.

EXEMPLE : Calcul thermomécanique. Viaduc de Verrières. Bétonnage de la pile P1  
(modules TEXO et MEXO de CÉSAR-LCPC)

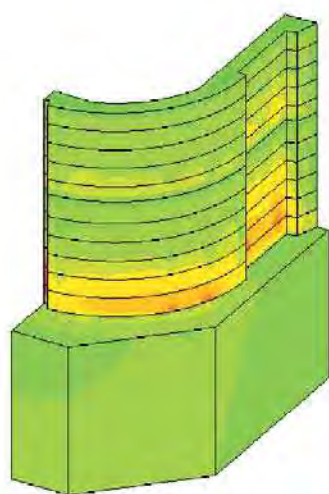
Maillage complet semelle  
et levées (1/4 de l'ensemble)



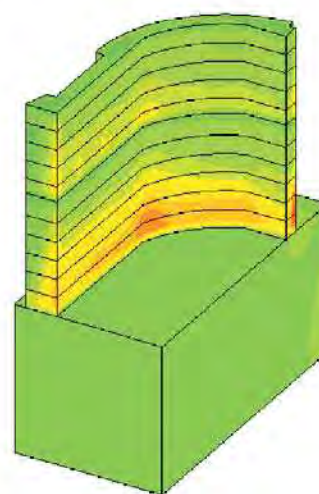
Températures à 40 heures (maximum) dans une section  
(bétonnage de la première levée sur la semelle durcie)  
Calculs TEXO



Contraintes principales majeures en fin de refroidissement 600 h  
(bétonnage de la deuxième levée)



Contrainte majeure s1





## 2.3 Stabilisation au vent/contreventement

Pour les piles de grande hauteur, la stabilisation au vent peut s'avérer nécessaire lors de la construction. En effet, quel que soit le mode de construction (construction en encorbellement ou poussage/lançage du tablier), une phase de construction consiste toujours en une pile seule (sans le contreventement apporté par le tablier) ou une pile avec une partie de tablier qui peut contribuer au contreventement (poussage ou lançage) ou non (construction par encorbellement). Il existe plusieurs techniques qui dépendent du niveau de stabilisation à atteindre :

- on n'agit pas sur les efforts, mais on renforce la pile. L'augmentation de la résistance peut être définitive (addition d'armatures passives, d'armatures de précontrainte définitives) ou provisoire (pour la précontrainte extérieure retirée après construction) ;
- on augmente la rigidité, ce faisant, on diminue la période de l'ouvrage. La densité spectrale du chargement de vent est présentée schématiquement sur la figure 15. En simplifiant, la densité spectrale représente le chargement statique équivalent de vent qui est appliqué sur la structure. Ainsi, les efforts de vent augmentent avec la période. La rigidification a donc pour effet de diminuer les efforts sur la structure. Généralement, la rigidification de la structure a aussi pour effet d'augmenter la résistance. On peut soit augmenter les sections de manière définitive, soit ajouter localement une structure provisoire (de type treillis) qui sera démontée dès que les phases de construction ne seront plus critiques.

On peut aussi disposer une stabilisation par haubans. Ces haubans sont très peu tendus pour ne pas induire d'efforts trop importants dans la structure. Ils doivent cependant l'être suffisamment pour rester en traction même sous les efforts maximaux dûs au vent, sinon ils deviennent inefficaces. Dans certains cas, il convient d'ajouter un peu de précontrainte de fléau pour reprendre ces efforts supplémentaires pour les structures précontraintes. La stabilisation cherche généralement à diminuer les déplacements élevés de certains points correspondant à des modes critiques. À titre indicatif les modes de fléau sont présentés sur la figure 16. On observe aussi un deuxième mode de fléau dans lequel le tablier bouge peu et la pile a une déflexion de type deuxième mode de console (mode comportant un point de déplacement nul situé en partie supérieure de la console). Ce mode peut aussi intervenir dans la réponse de l'ouvrage. Le principe de base de la stabilisation par haubans est de placer les câbles aux endroits où le fléau se déplace le plus.

On peut distinguer quatre types de contreventement (fig. 17) :

### ① Contreventement du mode de fléau

1.1. Contreventement intérieur : les haubans sont disposés depuis l'extrémité du fléau jusqu'à la base de la pile. L'avantage de la méthode est d'utiliser les massifs d'ancrage de la pile elle-même.

1.2. Contreventement vertical : les haubans sont disposés verticalement. Cela suppose la réalisation de massifs d'ancrage au droit de l'extrémité du fléau. Par contre, la longueur de hauban est minimale et l'efficacité structurale est généralement optimale.

1.3. Contreventement extérieur : lorsque l'ouvrage est constitué d'une succession de piles, il est possible d'ancrer les haubans dans les massifs d'ancrage des piles adjacentes. Cela a pour conséquence de ne pas nécessiter d'ancrage nouveau. Par contre, les haubans étant très longs, il est clair qu'il peuvent s'avérer d'une faible efficacité structurale.

② **Contreventement du mode de balancement latéral** : on place des câbles de part et d'autre du fléau afin d'assurer un bon contreventement.

③ **Contreventement spatial** (mode d'hélicoptère, et stabilise aussi les deux autres modes) : lorsque le mode de torsion de la pile doit être stabilisé, les méthodes précédentes ne sont pas efficaces et il convient donc d'effectuer une stabilisation par contreventement spatial. Cette stabilisation est généralement très efficace, mais nécessite la construction d'ancrages et l'acquisition de

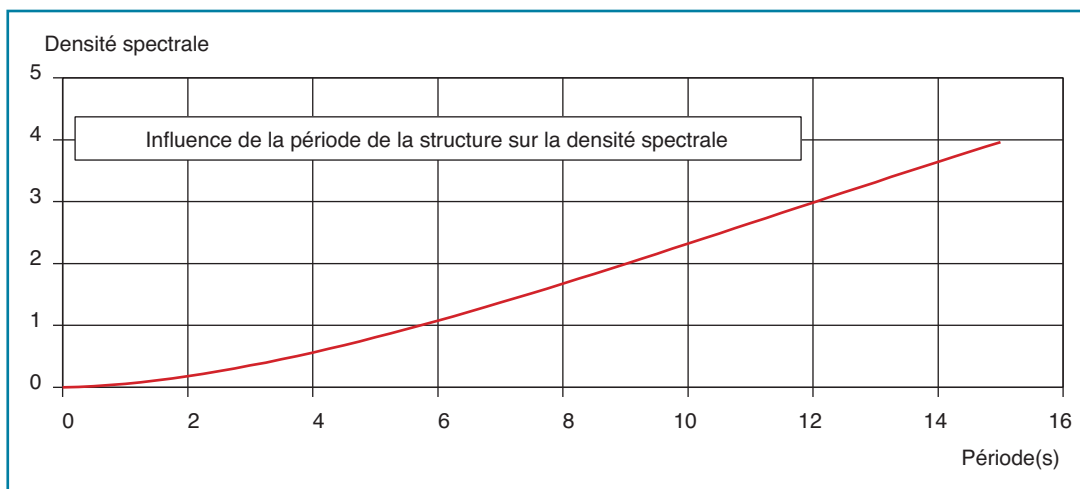


Figure 15 – Densité spectrale du vent de Karman, pour une longueur de corrélation égale à 250 m et vent de 35 m/s.

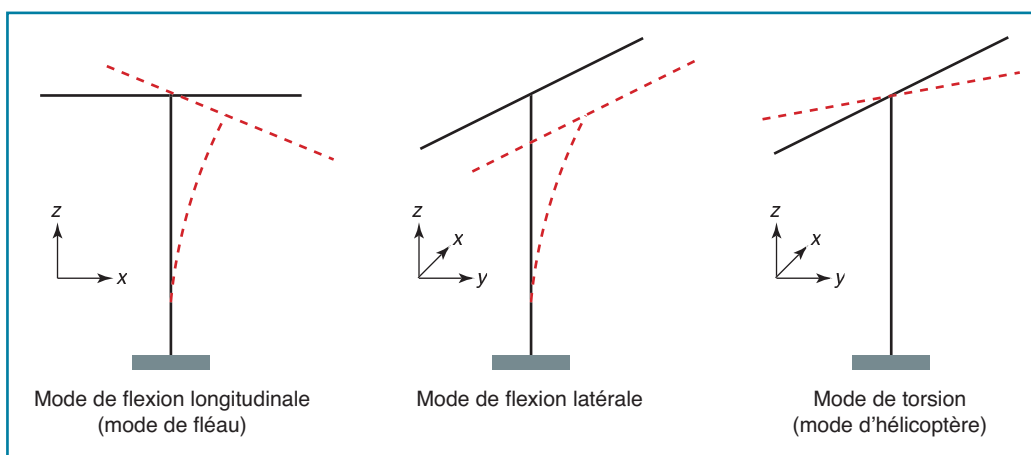


Figure 16 – Principaux modes de vibration.

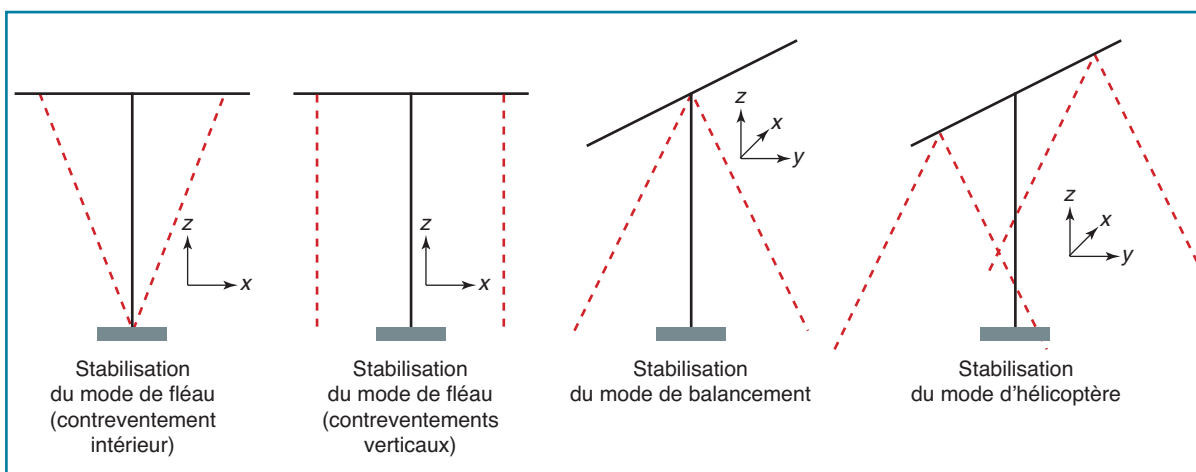


Figure 17– Mode de stabilisation par hauban.

terrains qui souvent n'étaient pas compris dans le projet initial. Il est donc important d'avoir à l'esprit ce problème lorsque l'on désire réaliser une solution comme celle-là. Au niveau de l'efficacité structurale, il semble qu'une stabilisation en parallélogramme (en plan) soit assez optimale d'après les calculs réalisés lors du projet de Millau. Cela permet de réduire le nombre d'ancrages de 4 à 2.

④ On peut aussi penser à placer une ou des **palées provisoires**. Évidemment, ces solutions sont généralement chères à moins de conditions géographiques spéciales. Par contre, les palées provisoires sont très efficaces. Cette solution avait été étudiée pour le viaduc du Viaur, mais finalement, des haubans verticaux ont été préférés pour des raisons économiques (voir encadré).

On peut jouer sur l'amortissement de la structure avec des amortisseurs de type visqueux ou des amortisseurs à masse accordée (TMD). C'est généralement le cas des pylônes (voir pont de Normandie et Akashi Kaikyo Bridge au Japon). La stabilisation active est actuellement en plein développement et, pour l'instant, il est difficile d'en connaître précisément l'intérêt économique. Il est cependant fort probable que ces méthodes peuvent s'avérer intéressantes dans certains cas. On trouvera en [Dumoulin, 1999] et [J. Eng. Mech., 123 (9)] une synthèse des méthodes de contrôle des structures en général, et de contrôle actif en particulier.

Dans ce contexte, l'utilisation du BHP peut permettre d'augmenter la rigidité et donc de diminuer les efforts de vent. Néanmoins, il convient de considérer que la diminution de section qui résultera de l'utilisation d'un BHP devrait limiter cet intérêt. Il reste néanmoins *a priori* intéressant d'utiliser du BHP pour rigidifier et augmenter la résistance des piles. L'intérêt économique en sera d'autant plus marqué que le nombre d'ancrages pourra être diminué, de même que la précontrainte provisoire. Les problèmes de stabilisation sont nécessairement étudiés avec le bureau d'étude de structure, et seront présentés plus en détail au chapitre 3.

On notera par ailleurs l'intérêt d'utiliser du BHP pour le tablier, par rapport à un tablier béton classique, dans la perspective de la stabilité en cours de construction. Parce qu'il permet une hauteur réduite du tablier, le BHP diminue la prise au vent, donc les efforts (ce qui s'applique aussi en phase définitive). Parce qu'il permet une réduction de poids par rapport au béton ordinaire, le BHP dans le tablier diminue la période des modes de fléau (augmentation de fréquence), ce qui peut rendre les vitesses du vent moins critiques.

#### EXEMPLE : Projet du viaduc de Millau

Vu les efforts engendrés par le vent dans cette structure, le projet du viaduc de Millau a nécessité de combiner la rigidification et l'augmentation de la résistance. En effet, il existe une limite à la stabilisation par haubans car les efforts entraînés sur la structure deviennent considérables (et pas seulement à la mise en tension des haubans, mais aussi sous l'effet du vent) et il n'est pas possible d'augmenter la stabilisation indéfiniment. Par ailleurs, l'augmentation des sections initialement prévues a permis d'augmenter la rigidité (diminution des efforts) et d'augmenter la résistance. Les trois premiers modes posent des problèmes, et on retrouve le mode de fléau, le balancement latéral et le mode d'hélicoptère. De nombreux schémas de stabilisation ont été étudiés. Les premiers schémas étaient du type contreventement intérieur ou extérieur (même chose que intérieur, mais les haubans sont ancrés en pied des piles adjacentes). Ces schémas de stabilisation permettaient de ne pas avoir à faire d'ancrages supplémentaires. Malheureusement, ces contreventements n'étaient pas suffisants. Des contreventements spatiaux s'avéraient nécessaires. Pour limiter le nombre d'ancrages et l'emprise au sol, les haubans de stabilisation de ce projet étaient ancrés sur un massif, de chaque côté de la pile, latéralement, ce qui divise le nombre d'ancrages par 2.

**EXEMPLE : Viaduc du Viaur**

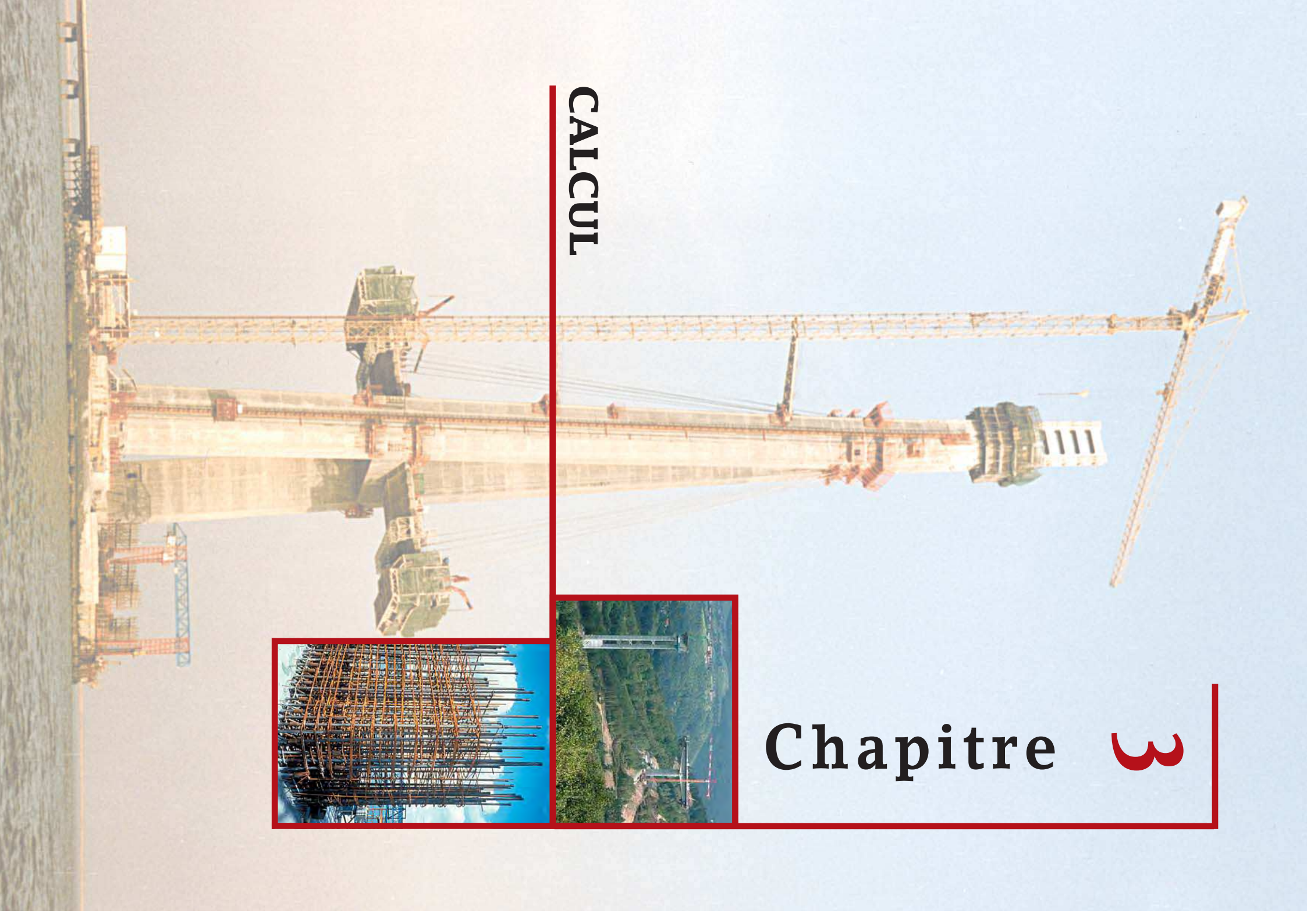
Pour le viaduc du Viaur, une stabilisation s'est avérée nécessaire pour la construction des deux fléaux P3 et P4. Le premier mode du grand fléau P3 est un mode de fléau, le deuxième un mode d'hélicoptère, le troisième un balancement latéral. Pour la stabilisation de ces modes, trois solutions ont été proposées :

- une palée inclinée
- une stabilisation par deux haubans verticaux
- une stabilisation par des haubans inclinés

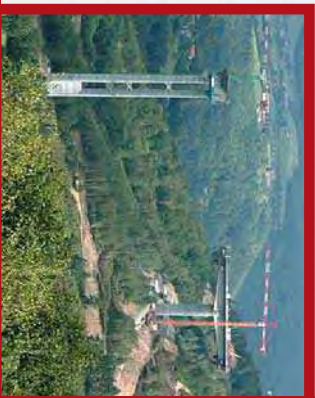
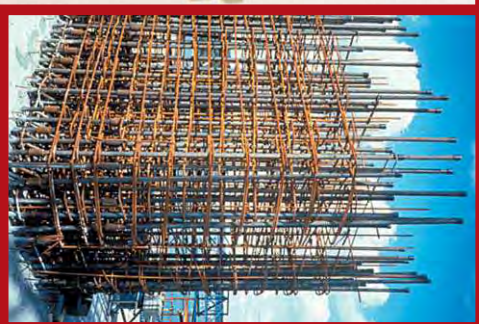
	Avant stabilisation	Palée provisoire	2 x 27T15	2 x 37T15	2 x 37T15 inclinés
1 <sup>er</sup> mode	7,78	7,47	5,27	5,27	6,44
2 <sup>e</sup> mode	5,75	3,93	4,83	4,50	5,27
3 <sup>e</sup> mode	4,11	3,69	3,71	3,71	3,71
4 <sup>e</sup> mode	2,10	2,49	1,94	1,88	1,86
5 <sup>e</sup> mode	1,01	2,41	0,99	0,99	0,99
M <sub>y</sub> en pied de P3	1 641,9	291,3	930,5	825,1	1 520,2
M <sub>z</sub> en pied de P3	895,7	744,4	897,8	897,2	898,2

Les haubans sont très efficaces pour réduire les efforts dans la structure. Les câbles inclinés, puisqu'ils sont plus longs (donc moins rigides), sont moins efficaces. Les câbles 37T15 ne sont pas beaucoup plus efficaces que les câbles 27T15 (augmentation de section de 40 % pour un gain de moment de moins de 15 %). Cela est dû à la tension qui est mise dans les haubans, qui est limitée par la résistance de la structure. Or, la rigidité des haubans est directement fonction de la tension. On notera aussi que la béquille est très efficace. En effet si la période du premier mode varie peu, l'amplitude est nettement diminuée, car le mode se réduit à la vibration d'un demi fléau, le demi fléau appuyé sur la palée provisoire se déplaçant peu dans ce premier mode.

Le projet a finalement été réalisé avec deux paires de 27T15 verticaux par fléau, ancrés à 47 m de part et d'autre de la pile.



**CALCUL**



**Chapitre 3**



### 3.1 Avantages du BHP pour la résistance

Les caractéristiques mécaniques les plus intéressantes des BHP pour les piles de grande hauteur sont :

- ① **Résistance en compression élevée.** La production de B60 est maintenant envisageable partout sur le territoire métropolitain. Il est en outre possible de produire sur chantier des BHP d'environ 100 MPa de résistance moyenne, ce qui se traduit par des B80 pour le calcul et dans les marchés, cette possibilité pratique de faire du B80 étant principalement liée à la disponibilité de granulats de bonne qualité dans les 50 km autour du site du projet. C'est donc une possibilité qui doit être examinée en priorité avant de se lancer dans les calculs. Le BAEL91 modifié 99 indique des modifications aux lois de comportement à prendre en considération pour des BHP jusqu'à B80, validées par une large banque de données expérimentales. On tire ainsi parti de la résistance des BHP à l'ELU et à l'ELS pour les efforts normaux élevés (voir ci-dessous).
- ② **Résistance en traction élevée,** dont on tirera parti à l'ELS et dans le contrôle des déformations (lorsque l'on tient compte de la résistance en traction et/ou que l'on considère la fissuration).
- ③ **Module élastique élevé,** qu'on appréciera pour le contrôle des déformations et la rigidité de la structure.
- ④ **Faible fluage,** dont on appréciera l'intérêt, notamment pour le contrôle des déformations de second ordre.

La constance de la résistance en compression est bien maîtrisée par des contrôles réguliers et systématiques (*cf.* chapitre 4). La résistance en traction, le module élastique et les caractéristiques du comportement différé, fluage et retrait peuvent cependant être très variables pour une même classe de béton, et dépendent plus des matériaux constitutifs que la résistance. Par exemple, le module pourra varier de  $\pm 30\%$  par rapport aux valeurs du règlement. Il en est de même pour la résistance à la traction et le comportement différé, dans des proportions plutôt plus élevées. Des outils d'aide à la formulation, tenant compte des propriétés des matériaux constitutifs peuvent, si nécessaire, permettre d'affiner et optimiser celles du béton [Le Roy 1996 ; de Larrard 2000].

Les aspects particuliers du calcul où ces caractéristiques peuvent être intéressantes sont détaillés dans la suite. En général, les piles seront dimensionnées par l'ELS lorsque leur taux de compression (charge – hors combinaisons accidentelles – divisée par la section et par la résistance en compression à 28 jours) est inférieur à 15-20 %. Dans les autres cas l'ELU est dimensionnant.

#### Calcul ELU

La figure 18 présente le diagramme d'interaction pour trois sections de 25 x 15 m :

- épaisseur des parois de 50 cm, section en B40 ferrailée longitudinalement à 1 %,
- épaisseur des parois de 100 cm, section en B40 ferrailée longitudinalement à 0,5 %,
- épaisseur des parois de 50 cm, section en B80 ferrailée longitudinalement à 1 %.

Figure 18 – Diagramme d'interaction de deux sections en B40 et d'une section en B80.

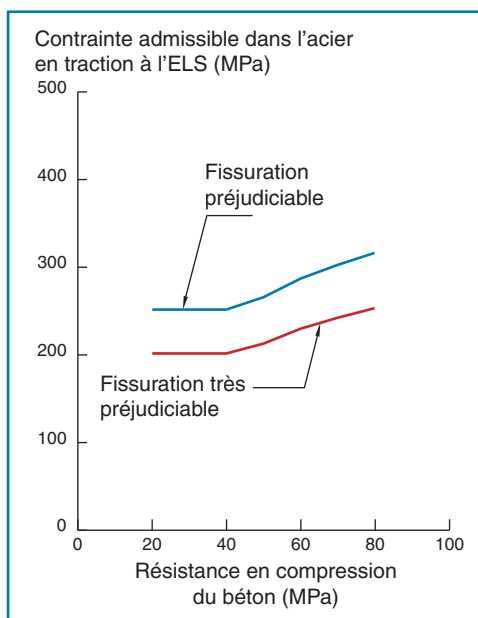


Figure 20 – Diagramme d'interaction de trois sections à l'ELS.

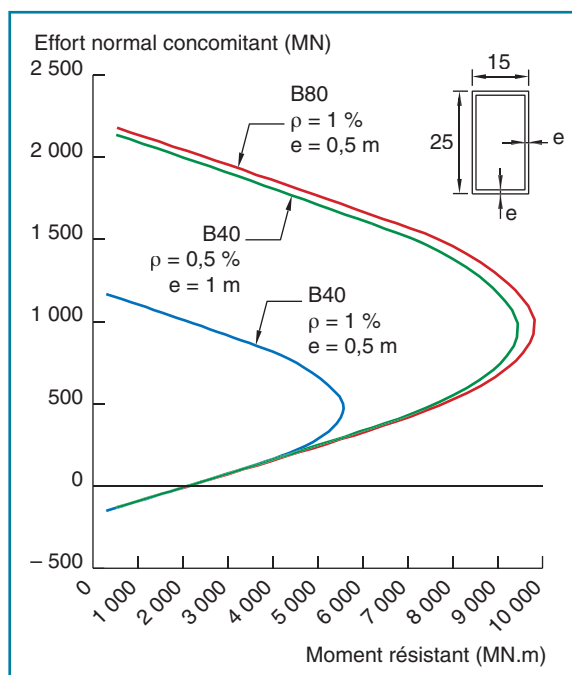
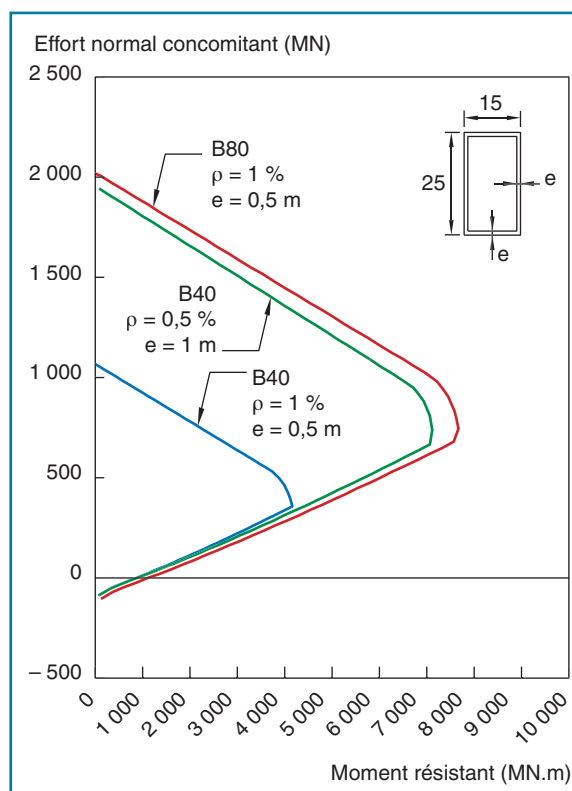


Figure 19 – Contraintes de traction dans les armatures à l'ELS, en fissuration préjudiciable et non préjudiciable.





On voit que si l'augmentation de la résistance en compression a peu d'intérêt pour les faibles efforts normaux, pour ceux d'environ 20 % de la capacité brute à l'effort normal (section de béton multipliée par la résistance en compression), l'augmentation de la capacité en flexion est très nette. On pourrait obtenir un diagramme d'interaction similaire à celui d'une section en B80 avec un B40, en multipliant l'épaisseur des parois par 2. Dans le cas des piles courtes, la descente de charge ne change pas beaucoup en fonction du poids propre de la pile et on voit donc l'intérêt d'utiliser du BHP pour les piles fortement sollicitées à l'effort normal. Par contre, dans le cas des piles de grande hauteur, une part importante de l'effort normal vient du poids de la pile, et on peut donc attendre des gains moins importants en matière de capacité en flexion. Des exemples numériques ci-après permettront de mieux évaluer les gains que l'on peut attendre de la résistance en compression. Il semble que pour des taux d'effort normal d'environ 20 % un gain de matière de l'ordre de 20 % est possible. Pour des efforts normaux plus élevés, on peut attendre plus. Pour des efforts normaux plus faibles, on peut attendre moins.

## Calcul ELS

À l'ELS en flexion simple, on pourra tirer parti d'un facteur d'équivalence inférieur, ainsi que d'une contrainte admissible supérieure dans les armatures en traction (seulement en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). En raison des modules élevés du BHP, un coefficient d'équivalence de 9 est utilisé, au lieu de 15 pour le béton ordinaire. Cela entraîne un gain de résistance à géométrie identique de l'ordre de 2 à 5 % pour une poutre en flexion, suivant le type de section et la quantité d'armature de flexion, ce qui est plutôt faible. L'essentiel du gain en flexion simple est dû à la contrainte admissible dans l'acier qui est donnée dans le BAEL91 modifié 99. Ce gain est représenté sur la figure 19, il peut représenter jusqu'à 25 % pour un B80 par rapport à un B40. On retrouve ce gain pour les sections en flexion composée, il se trouve amplifié pour les sections fortement sollicitées à l'effort normal, ce qui est illustré sur la figure 20 avec les diagrammes d'interactions des trois sections étudiées pour l'ELU. Là encore, on voit qu'il faut multiplier par 2 l'épaisseur des parois pour obtenir un diagramme d'interaction similaire entre la section en B40 et la section en B80, pour un même taux de ferrailage.

Le BAEL91 modifié 99 a permis une augmentation de la contrainte admissible dans les aciers en traction, pour les structures en BHP. En revanche, l'Eurocode 2 ne prévoit pas de dépendance des contraintes admissibles à la résistance en compression. Il y aura donc encore moins d'intérêt à utiliser du BHP, notamment dans le cas des poutres calculées à l'ELS, sauf à utiliser la méthode – plus complexe – également proposée par l'EC2, consistant à calculer des ouvertures de fissures.

## Prédimensionnement des piles de grande hauteur

Un certain nombre de projets ont été réalisés avec des piles excédant 100 m de hauteur. On peut donc dégager quelques grandes lignes pour le dimensionnement à partir de ces exemples. L'élancement dans le sens transversal peut généralement être de l'ordre de 1/10 et dans le sens longitudinal, de l'ordre de 1/15. Moins la pile est élancée, mieux elle se comportera au vent, et les élancements sont donc à évaluer en fonction des méthodes de construction et des efforts. On se référera aux monographies de la fin de ce document, pour trouver quelques exemples de dimensions de pile. Des épaisseurs de l'ordre du mètre sont généralement rencontrées. Pour les piles très élancées ces épaisseurs pourront être plus importantes, mais pour les piles peu élancées, on sera limité par des épaisseurs minimales de l'ordre de 40 à 50 cm. On aura aussi comme souci que la section critique n'est à la base de la pile que si les variations de coffrages extérieurs sont linéaires. Si elles sont paraboliques ou de degré supérieur dans la direction d'étude, les sections au 1/3 de la hauteur peuvent devenir les plus critiques suivant les épaisseurs retenues et les ferrillages.

On illustre dans la suite, sur un cas d'école, les ordres de grandeur de quantités de matériaux économisés, si on prédimensionne une pile de grande hauteur en B80, par rapport à une alternative en B40. Ces ordres de grandeur sont évidemment à utiliser avec précaution, ils donnent cependant une idée assez juste des quantités sur lesquelles le projeteur peut partir pour poursuivre l'optimisation en effectuant les autres vérifications.

#### EXEMPLE 1 : Prédimensionnement en B80 ou B40. Cas d'école

On considère une pile de pont de 150 m de hauteur, soumise à une descente de charge en tête quasi-permanente de 165 MN et à un moment ELU à sa base de 3 300 MN.m (ce moment incluant les effets du second ordre). On se propose d'étudier de façon simplifiée quatre solutions :

- une pile en B40, renforcée longitudinalement à  $\rho = 1 \%$  ;
- une pile en B40, renforcée longitudinalement à  $\rho = 2,5 \%$  ;
- une pile en B80, renforcée longitudinalement à  $\rho = 1 \%$  ;
- une pile en B80, renforcée longitudinalement à  $\rho = 2,5 \%$ .

Pour trouver la géométrie de cette pile, on suppose que le poids de la pile est obtenu en considérant une section moyenne sur les 150 m, représentant la moitié de la section en pied de pile. D'autre part, on suppose que les dimensions extérieures de la pile sont fixées par des considérations architecturales à 10 x 15 m. La variation de section est telle que la section la plus chargée correspond au pied de la pile. Le problème revient donc à déterminer l'épaisseur des parois pour les quatre solutions. On suppose enfin que l'effort de flexion dans l'autre direction est tel que le ferrailage et l'épaisseur de la pile sont constantes.

Les épaisseurs de parois déterminées sont récapitulées au tableau E1, qui donne aussi l'effort normal et le moment fléchissant ELU. Les diagrammes d'interaction des quatre solutions sont tracés sur la figure E1. On voit sur ces diagrammes que la pile initiale (B40 avec 1 % d'acier) est assez comprimée à l'ELU (avec un taux d'effort normal d'environ 18 %, ce qui fait une contrainte moyenne à l'ELS quasi-permanent de 5,5 MPa) contrairement à la pile en B80 ferrillée à 1 % (11 % avec une contrainte moyenne à l'ELS quasi-permanent de 6,3 MPa). Pour les piles ferrillées à 2,5 %, le taux d'effort normal est de 24 % pour la pile en B40 et de 15 % pour la pile en B80, et les contraintes ELS quasi-permanentes sont de 7,0 et 9,0 MPa respectivement.

TABLEAU E1 : Récapitulatif des quatre solutions avec leurs efforts de calculs

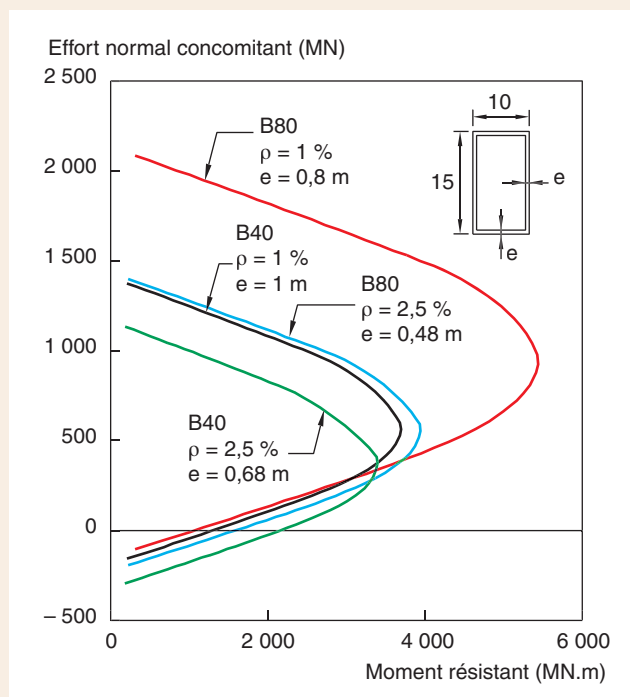
Béton	$\rho$	Épaisseur (m)	$N_{ELU}$ (MN)	$M_{ELU}$ (MN.m)
B40	1 %	1,00	339,4	3 300
B40	2,5 %	0,68	304,1	3 300
B80	1 %	0,80	317,5	3 300
B80	2,5 %	0,48	281,2	3 300

En prenant la solution 1 en B40 ferrillée à 1 % comme solution de référence, on peut évaluer les gains de matériaux pour ces deux solutions (tableau E2). Pour cela, on a considéré que la pile était ferrillée de haut en bas avec le même pourcentage. On ne tient pas compte de l'acier transversal qui est difficile à évaluer, mais devrait globalement suivre les mêmes tendances. On note que les solutions ferrillées à 2,5 % présentent des gains importants de matériaux, mais des poids d'armature beaucoup plus importants.

TABLEAU E2 : Bilan matière par rapport à la solution B40 ferrillée à 1 %

Solution	Volume de béton	Poids d'armature
B40, 2,5 %	- 30,1 %	+ 74,7 %
B80, 1 %	- 18,6 %	- 18,6 %
B80, 2,5 %	- 49,8 %	+ 25,4 %

FIGURE E1 : Diagrammes d'interaction ELU pour les quatre solutions de l'exemple 1



Il est intéressant d'envisager l'aspect économique de cet exemple. Pour cela on considère que le prix de coffrage n'intervient pas (compte tenu que les coffrages extérieurs sont maintenus constants, la variation de coffrage intérieur est très faible, de l'ordre de moins de 1 % avec, en plus, un prix unitaire généralement deux fois moins élevé que pour les parements extérieurs). Les prix du  $m^3$  de B40 sont généralement compris entre 800 et 1 100 F (120 à 170 €) sur les chantiers courants. Ce prix intègre de manière plus ou moins parfaite les frais fixes, indépendants de la quantité de béton coulé. On choisit d'utiliser un prix de 152 €/m<sup>3</sup> qui semble un prix assez représentatif. Pour le B80, des prix entre 1 400 et 1 800 F/m<sup>3</sup> (213 à 275 €/m<sup>3</sup>) ont été rencontrés sur les quelques chantiers qui en ont utilisé (récade de Bourges notamment). On choisit un prix moyen de 245 €/m<sup>3</sup>, étant entendu que ce prix de vente est plus faible sur un gros chantier avec de grandes piles. Le prix du kg d'armature HA est actuellement d'environ 5 à 6 F (0,76 à 0,91 €/kg). On choisit d'utiliser 0,91 €/kg. On examinera ensuite l'influence de ces hypothèses de prix.

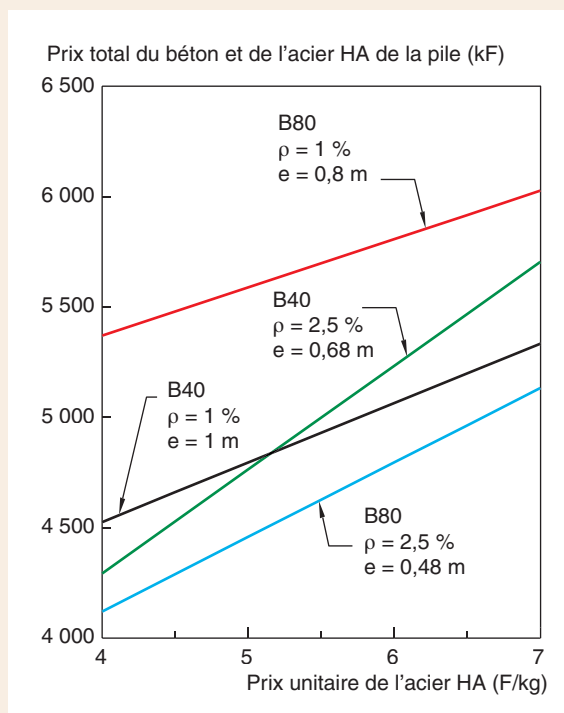
Le coût matériel total des quatre solutions est présenté dans le tableau E3. La solution B40 ferrée à 1 % est assez nettement plus compétitive que la solution en B80 avec 1 %. La solution en B40 avec 2,5 % est légèrement moins intéressante, mais du même ordre de grandeur. Enfin, la solution en B80 avec 2,5 % d'acier est plus économique que la solution de référence, même si la différence est faible.

TABLEAU E3 : Comparaison des coûts matières des différentes solutions

Solution	Quantité Béton (m <sup>3</sup> )	Coût du Béton (k€)	Quantité d'acier HA(t)	Coût de l'acier (k€)	Coût total (k€)	Coût par rapport à la solution B40, 1 %
B40, 1 %	3 450	525	269,1	245	770	-
B40, 2,5 %	2 411	366	470,2	428	794	+ 3 %
B80, 1 %	2 808	688	219,0	199	887	+ 15 %
B80, 2,5 %	1 731	424	337,5	307	731	- 5 %

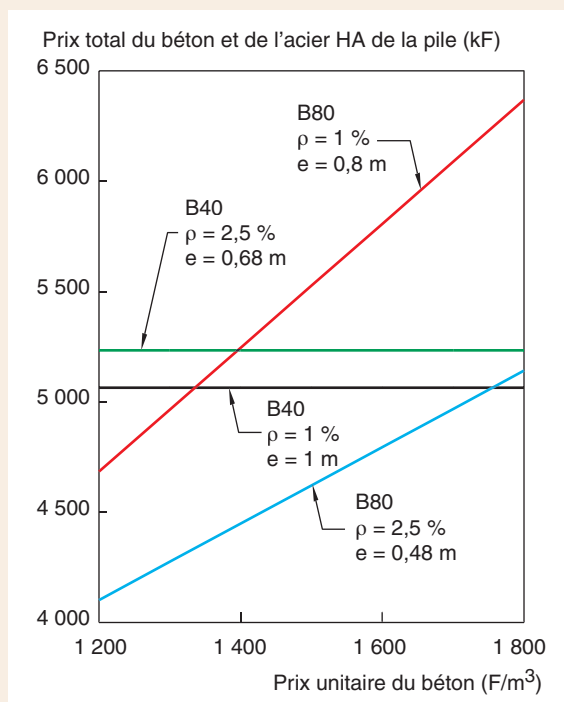
Bien entendu, on peut se demander si cette conclusion ne dépend pas de nos hypothèses, notamment parce que les prix retenus peuvent varier dans des marges importantes. Nous avons donc fait varier le coût unitaire de l'acier entre 4 et 7 F (0,67 à 1,07 €/kg) afin de voir l'influence de cette hypothèse. La figure E2 montre que tant que le prix de l'acier est supérieur à 5,50 F (0,84 €), les tendances sont identiques. Au-dessous de 0,84 €/kg, les solutions utilisant beaucoup d'acier sont encore plus intéressantes et, notamment, la solution en B80 et 2,5 % d'acier. La solution en B40 avec 2,5 % est quant à elle intéressante seulement pour des coûts unitaires d'acier inférieurs à 0,84 €/kg.

FIGURE E2 : Influence du prix unitaire de l'acier HA sur le coût matériau global de la pile



Lorsqu'on fait varier le prix unitaire du B80 entre 1 200 et 1 800 F (183 à 275 €/m<sup>3</sup>), le coût matière global de la pile varie aussi. Ces variations sont représentées sur la figure E3. On voit que la solution en B80 ferraiillée à 1 % n'est économique que pour un prix unitaire du m<sup>3</sup> de béton inférieur ou égal à 1 300 F (198 €). La solution B80 à 2,5 % d'acier est, quant à elle, intéressante jusqu'à près de 1 800 F (275 €/m<sup>3</sup>). Avec d'autres valeurs de prix unitaire d'acier, ces tendances sont conservées.

FIGURE E3 : Influence du prix unitaire du B80 sur le coût matériau global de la pile



#### Quelques conclusions à tirer de cet exemple

L'utilisation du B80 dans cet exemple peut s'imposer par rapport au B40, si l'on peut diminuer effectivement les dimensions des poutres, ce qui suppose que la pile soit relativement chargée en effort normal. Un taux de compression de 15 % pour une pile en B40 semble constituer une limite pratique à l'intérêt d'une éventuelle variante en BHP. Le domaine de valorisation effective des BHP est donc bien celui des piles fortement chargées, ce qui dépend aussi des formes extérieures des piles, qui intègrent notamment des considérations et choix d'architecture.

La portée de ce cas d'école est évidemment restreinte. En réalité, les combinaisons d'efforts sont plus complexes, et il est donc plus difficile d'optimiser les sections, car on doit placer des triplets d'effort normal et moments ( $N$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ) dans l'ellipsoïde de résistance de la section.

On notera aussi que l'hypothèse selon laquelle les efforts de flexion restent constants, même si la géométrie de la pile change, est assez simpliste. Par exemple, les efforts de vent dépendent de la fréquence de la structure, qui pour les premiers modes de fléau (pour une construction par encorbellement) dépendent assez directement de la rigidité de la pile. Ainsi, les solutions présentées avec une quantité d'acier constante (1 % ou 2,5 % dans l'exemple qui précède), montrent qu'on peut diminuer la section de la pile d'environ 20 % en passant du B40 au B80. Dans les cas étudiés, cela représente aussi une chute de l'inertie d'environ 20 % : la rigidité est alors conservée, et les efforts dus au vent aussi.

On note en outre que les effets du second ordre sont conditionnés par la résistance en traction, par la valeur du module d'Young et, surtout, par la quantité d'armatures (à géométrie de coffrage et caractéristiques du béton constantes, plus il y a d'acier et mieux on contrôle les effets du second ordre).

En fin de compte, il se dégage de cet exemple que suivant la géométrie de la pile et les actions extérieures, une solution en BHP peut ou non s'imposer par des économies en coût des matériaux. Cependant, lorsque le taux de compression est important, et à condition de fournir suffisamment, la solution BHP conduit à des gains substantiels sur les quantités de matériau, et à un gain en coût matériau significatif – sans changer d'ordre de grandeur.

## Quelques problèmes de calcul

Dans les projets avec des piles ou des pylônes de grande hauteur en BHP, il existe un certain nombre de problèmes qui ne sont pas traités par les règles de calcul habituelles. Les paragraphes suivants n'ont pas l'ambition de combler ce vide, mais bien d'attirer l'attention de l'ingénieur de structure sur quelques problèmes qu'il peut rencontrer.

### *Calcul de flèche et au second ordre*

Pour le calcul de flèche et au second ordre, le bon module élastique et la bonne résistance en traction du BHP sont des atouts intéressants pour les structures peu fissurées. À titre d'ordre de grandeur une structure fissurée a une rigidité entre deux et cinq fois moins forte que la structure non fissurée. On mesure ici l'intérêt de la haute résistance en traction qui va retarder la fissuration. Dans les parties non fissurées, le module élastique du BHP augmente encore la rigidité. Ces aspects sont cependant difficiles à quantifier notamment à cause du flou des règles de dimensionnement actuelles. Notamment à l'ELU avec le second ordre, la structure est généralement fissurée en grande partie et le comportement est alors contrôlé par la quantité d'acier. Pour les calculs de second ordre, avec les méthodes de calcul exposées dans les paragraphes suivants, on appréciera quand même les plus faibles déformations différées grâce au fluage faible.

### *Calcul au vent*

Les effets dus au vent sont généralement calculés sur la structure non fissurée dont la rigidité est directement reliée au module élastique. Néanmoins, comme la rigidité en flexion est le produit de l'inertie par le module élastique, si les épaisseurs sont diminuées, l'inertie de flexion de la section diminue dans les mêmes proportions, sauf si par ailleurs le module augmente. Il est donc bien difficile d'évaluer cet effet dans le cas général, c'est pourquoi quelques ordres de grandeur seront proposés dans l'exemple numérique.

### *Ancrage des aciers passifs*

En raison de leur bonne résistance en traction, les BHP offrent une meilleure adhérence et il est donc possible de diminuer les longueurs d'ancrage des barres d'armature passive. Cet aspect a une influence généralement très limitée, mais dans certains cas, les épaisseurs de béton sont conditionnées par les longueurs d'ancrage (notamment les semelles de fondation, les chevêtres de piles, etc.), et l'utilisation de BHP peut donc conduire à diminuer les sections de béton. Cependant, dans les piles de grande hauteur, cette caractéristique est probablement d'un intérêt limité.

## 3.2 Calcul au vent

Le calcul au vent est un problème majeur des structures ayant des piles de grande hauteur. Ce chapitre ne prétend pas faire une théorie complète des modalités d'un calcul au vent, pour cela on pourra se référer à l'ouvrage rédigé par le groupe de travail AFGC animé par C. Crémona [Comp. vent – AFGC 2002]. On se concentrera ici sur les problèmes particuliers de ce type de calculs notamment pour les ouvrages de grande hauteur. Ces calculs au vent comportent deux aspects bien distincts : le calcul des efforts sur la structure d'une part, l'évaluation des problèmes d'instabilité aérodynamique (échappement tourbillonnaire, flottement, galop, etc.) d'autre part.

Le premier calcul permet de vérifier la résistance de la structure. Le second conduit éventuellement à modifier l'aérodynamisme des sections, à ajouter des amortisseurs, à stabiliser la structure par rigidification ou autre méthode de contrôle. Pour les ouvrages comportant des piles de grande hauteur, l'étude aborde généralement deux problèmes principaux. Le premier concerne le confort des automobilistes lorsque l'ouvrage est en service, le second la résistance de la structure lors de la construction des piles, lorsque celles-ci sont toutes seules, ou lorsqu'elles supportent un fléau non clavé. Le calcul au vent peut se faire de manière simplifiée avec les règles CECM ou avec un calcul multimodal et une approche stochastique. Si les règles CECM peuvent encore permettre de faire des calculs manuels de pré-dimensionnement pour évaluer les effets de traînée, pour les projets d'ouvrage d'art et les études d'exécution des grands ouvrages avec des piles ou des pylônes de grande hauteur, le calcul stochastique est devenu l'outil de base de l'analyse au vent moderne. Ce calcul est basé sur la description statistique des caractéristiques de vent et de densité spectrale, obtenue grâce à des enregistrements spatio-temporels continus sur site. Les effets de site sont ainsi déterminés. Les points de mesure sont, si possible, placés au niveau du tablier qui engendre l'essentiel des efforts sous vent, sinon il faut pratiquer une extrapolation à partir de mesures prises à d'autres endroits sur le site. Par ailleurs, les caractéristiques aérodynamiques de toutes les parties d'ouvrage doivent être connues. Pour cela, on procède à des essais en soufflerie sur les sections les plus typiques de l'ouvrage. Les modèles réduits utilisés sont rigides et d'ordre de grandeur du 1/10 au 1/50, exceptionnellement au 1/100. Si pour le tablier et les piles cela ne pose guère de problème, il est plus difficile de définir une section type de pylône. Plus généralement, dès qu'une partie d'ouvrage en cache une autre pour certaines directions de vent (c'est le cas par exemple des fûts dédoublés), et que la symétrie de direction de vent n'est plus conservée pour une section donnée, il sera plus difficile de déterminer ces sections typiques. On considère alors ces parties d'ouvrage globalement. Dans l'analyse, on utilise un seul élément sur lequel les actions du vent sont réparties. Les essais aérodynamiques sur les modèles rigides se font en écoulement laminaire ou en écoulement turbulent (ce dernier cas étant généralement plus favorable).

Les méthodes de calculs stochastiques permettent d'évaluer les efforts dus au vent sur la structure. Il existe une difficulté liée aux possibilités d'instabilité dynamique. Pour l'appréhender, on

peut évaluer les problèmes de stabilité aéroélastique par des méthodes approximatives. Il convient alors de décrire les efforts sur chaque section, en fonction de l'incidence du vent et de la vitesse de translation et de rotation du profil, par des coefficients, dits de Kussner (huit coefficients) ou de Scanlan (six coefficients), exprimés sous forme adimensionnelle. En assimilant les coefficients agissant sur la vitesse de translation et de rotation à des « amortissements » aérodynamiques, on peut déterminer la vitesse critique pour laquelle on atteint l'instabilité, lorsque la somme de l'amortissement structurel et de l'amortissement aérodynamique devient négative (dans ce cas, les mouvements s'amplifient d'une oscillation sur l'autre jusqu'à la rupture de l'ouvrage). Ces méthodes ont été appliquées avec succès sur la plupart des grands ouvrages [Amandolèse 2001]. Elles posent néanmoins un problème de représentativité, lorsque le comportement de certaines structures s'éloigne assez notablement de celui du tablier seul. Il est alors très difficile d'évaluer la vitesse limite à partir de laquelle peut apparaître l'instabilité dynamique. On peut réaliser des simulations numériques sur l'ouvrage dont toutes les sections ont été testées et dont tous les coefficients aérodynamiques sont connus. Pour ces simulations, on « envoie » sur la structure un « vent numérique », et on calcule la réponse transitoire de l'ouvrage. Les résultats de ces simulations dépendent des modèles de vent numérique introduits, ainsi que des caractéristiques aérodynamiques, toujours sujettes à des imprécisions, surtout dans le cas de sections complexes comme peuvent l'être celles des piles. On peut donc aussi avoir recours à des essais en soufflerie sur des modèles réduits à l'échelle 1/100 à 1/300. L'échelle minimale dépend du type de tablier. Pour les tabliers profilés, il est possible d'utiliser des échelles faibles. Avec des tabliers ayant plusieurs tailles d'élément (treillis par exemple), on veillera à limiter l'échelle pour que les essais soient assez représentatifs. Ces essais en soufflerie doivent représenter aussi bien que possible la réalité. Pour cela, le modèle réduit doit faire apparaître la géométrie de l'ouvrage complet au moment des phases critiques où l'on recherche la vitesse limite. Il doit aussi avoir des caractéristiques géométriques similaires à celles de l'ouvrage réel. On veillera ainsi à répartir les masses et la rigidité de manière représentative. Dans le cas des ponts haubanés, on modélise les câbles qui sont mis en tension. Bien entendu, il est généralement difficile de représenter tous les câbles, alors on les regroupe par paquets. Par ailleurs, il convient de représenter aussi bien que possible le site et les directions de vent prépondérantes.

Les études au vent devraient être effectuées tôt, dès le niveau du projet d'ouvrage d'art. Les études aérodynamiques durent en effet assez longtemps, et elles peuvent conduire à affiner l'aérodynamique de l'ouvrage et à modifier la quantité de stabilisation nécessaire. La méthode de construction peut aussi être améliorée. Toutes ces optimisations ont des conséquences économiques qu'il est utile de prévoir au plus tôt.

Pour les piles et pylônes de grande hauteur, les effets du second ordre peuvent être très importants. Si on utilise des haubans de stabilisation, ils ne peuvent être ignorés. Comme le calcul des efforts dus au vent est un calcul modal, donc linéaire, il est nécessaire d'évaluer ces effets du second ordre par un autre calcul, non linéaire. Une première méthode consiste à appliquer le chargement de vent moyen sur la structure, en déterminer la rigidité tangente et faire l'analyse modale et au vent sur cette structure déformée. Cette méthode est adaptée lorsque le vent moyen représente l'essentiel du chargement. Dans le cas des piles de grande hauteur, ce n'est généralement pas le cas. Une deuxième méthode consiste à déterminer un chargement équivalent dit *équiprobable* (correspondant à une probabilité d'occurrence équivalente sur toute la structure) et qui est compatible avec une déformée réelle. Pour cela, il faut choisir un point de référence. On choisit l'un des points qui se déplace le plus, et l'on trouve les déplacements dans toute la structure qui sont concomitants à ce déplacement. En effet, le cumul des modes se fait avec des méthodes qui ne garantissent pas d'avoir des déplacements compatibles sur toute la structure, mais plutôt des enveloppes. L'utilisation de ce déplacement équiprobable permet de surmonter cette difficulté. Les études d'avant-projet sur Millau ont utilisé cette méthode *a posteriori*, sans

itération. Ainsi, le chargement déterminé était appliqué à la structure pour vérifier qu'elle était capable de supporter ces efforts en non linéaire. Les calculs faits au SÉTRA ont permis d'affiner cette approche. À la fin de chaque calcul non linéaire, une analyse dynamique sécante était effectuée et les nouveaux efforts ré-appliqués sur la structure. La convergence est assez rapide. Pour Millau, on a observé un changement très important du comportement de la structure, en raison des non-linéarités des haubans.

#### EXEMPLE : Viaduc de Verrières

Les calculs au vent pour le viaduc de Verrières ont été conduits par le bureau d'études SERF. Pour le contrôle, le SÉTRA a effectué un contrôle-calcul. Les résultats se sont avérés assez proches. Pour les piles latérales qui sont courtes, le vent n'était pas dimensionnant, car l'effet du gradient thermique était plus défavorable. Par contre, en construction, les effets du vent étaient largement dimensionnants pour les grandes piles. Néanmoins, il n'a pas été nécessaire de disposer d'une stabilisation durant la construction. En effet, le tablier en acier a une masse relativement faible et les piles sont relativement massives et rigides. Les efforts de vent étaient donc réduits. De plus, la méthode de construction par lancement est avantageuse car le tablier apporte durant les phases de lancement une certaine rigidité. Quant à l'utilisation d'un B50, elle a permis d'augmenter légèrement la rigidité et ainsi de diminuer un peu les efforts de vent.

#### EXEMPLE : Projet du viaduc de Millau

Les études au vent pour Millau lors du projet d'ouvrage d'art ont été conduites par le bureau d'études EEG. Des études dans la soufflerie du CSTB à Nantes ont permis d'obtenir les caractéristiques aérodynamiques des éléments de la structure. Afin de vérifier la stabilité au vent durant la construction, un modèle du site avec les fléaux en cours de construction a été testé. La vitesse limite était au-dessus de la vitesse maximale de vent pour le site, comme le prévoyait la méthode des coefficients d'amortissement. Les efforts de vent étant considérables, les sections des piles ont dû être revues, non pas à la base comme on aurait pu s'y attendre, mais à la connexion pile-tablier et à la connexion fût unique – fût dédoublé. En effet, pour permettre les libres dilatations thermiques (de l'ordre de 1 m sur culées), il était nécessaire de disposer de piles flexibles. Pour des raisons de stabilité au vent, il fallait des piles rigides. La technique du fût dédoublé permet de concilier ces deux contraintes antagonistes. Néanmoins, pour des raisons de stabilité de forme, il n'était pas imaginable de prolonger le dédoublement des fûts sur toute la hauteur de la pile. Il a donc été nécessaire de diviser les piles en deux parties : une partie inférieure en fût unique et une partie supérieure en fût dédoublé. La résistance de la partie en fût dédoublé était relativement faible en comparaison de celle du fût unique. Il s'est donc avéré nécessaire d'épaissir cette zone et de la précontraindre durant la construction. Cette précontrainte extérieure serait provisoire pour partie et définitive pour une autre partie. Enfin, le pylône a lui aussi été légèrement épaissi. Pour mémoire, on pourra retenir que ces itérations ont provoqué un délai d'études supplémentaire, de l'ordre de six mois.

### 3.3 Fluage et retrait

Le retrait et le fluage ont une grande importance sur le tablier, notamment au niveau du clavage pour les tabliers en béton précontraint. Pour les ouvrages ayant des piles de grande hauteur, les portées sont généralement grandes et le tablier est donc flexible. L'effet du fluage de la pile, qui peut se concrétiser notamment par un tassement entre le moment où le tablier est clavé et l'infini, est donc généralement négligeable sur l'état de contraintes dans le tablier et aussi sur celui des piles. On peut par contre se demander, dans le cas des tabliers en béton encastrés sur pile, si le fluage du tablier peut avoir une influence sur l'état de sollicitation dans les piles. D'après les calculs effectués sur plusieurs ouvrages, et vu la flexibilité des piles nécessaire pour reprendre les efforts de température, ces effets sont négligeables. Dans le cas de Millau, l'effet du fluage/retrait sur le moment en pied de pile est de l'ordre de 177 MN.m. Si l'on considère que le modèle de



fluage peut entraîner au maximum une variation de l'ordre de 20 % de cette valeur, cela revient à une variation de 35,4 MN.m. Ce moment est tout à fait négligeable par rapport au moment en pied de pile dû au vent lors de la construction du fléau dont l'ordre de grandeur est autour de 500 MN.m. On constate la même influence sur la variation des réactions d'appui provenant du fluage dans le cas de tabliers précontraints. On peut donc conclure que dans le cas général l'effet du modèle de fluage utilisé est négligeable sur les sollicitations dans les piles. On pourra donc se dispenser d'un calcul en fourchette et prendre un calcul moyen.

Il existe cependant un cas pour lequel le fluage peut avoir son importance, c'est pour l'étude du flambement (voir paragraphe suivant). Il existe deux techniques pour tenir compte du fluage pour évaluer l'effet d'un chargement instantané. La première, la méthode traditionnelle, consiste à utiliser le facteur  $1 + \alpha\phi$  pour déterminer la loi de contrainte déformation du béton après fluage. Cette méthode est illustrée sur la figure 21. Cela revient en fait à décaler la loi de comportement contrainte déformation pour tenir compte du fluage.

Cette méthode est très simple, quoique pas toujours évidente à mettre en application sur des logiciels de calcul aux éléments finis, car le point définissant la charge permanente dépend du point considéré, ce qui fait une infinité de courbes contrainte déformation pour la structure. Certains artifices permettent de simplifier l'approche. Néanmoins, cette description du comportement ne permet pas de bien prendre en compte la réalité des phénomènes. Pour cela, les logiciels d'éléments finis modernes utilisent un concept de partition des déformations :  $\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{fluage}} + \varepsilon_{\text{meca}}$ .

La déformation totale,  $\varepsilon_{\text{tot}}$ , est donc la somme d'une déformation de fluage,  $\varepsilon_{\text{fluage}}$ , qui est directement donnée par les modèles de fluage et d'une déformation mécanique,  $\varepsilon_{\text{meca}}$ , qui dépend du chargement avec une loi instantanée de comportement de béton. Cette méthode est facilement intégrée dans les logiciels de calcul non linéaire.

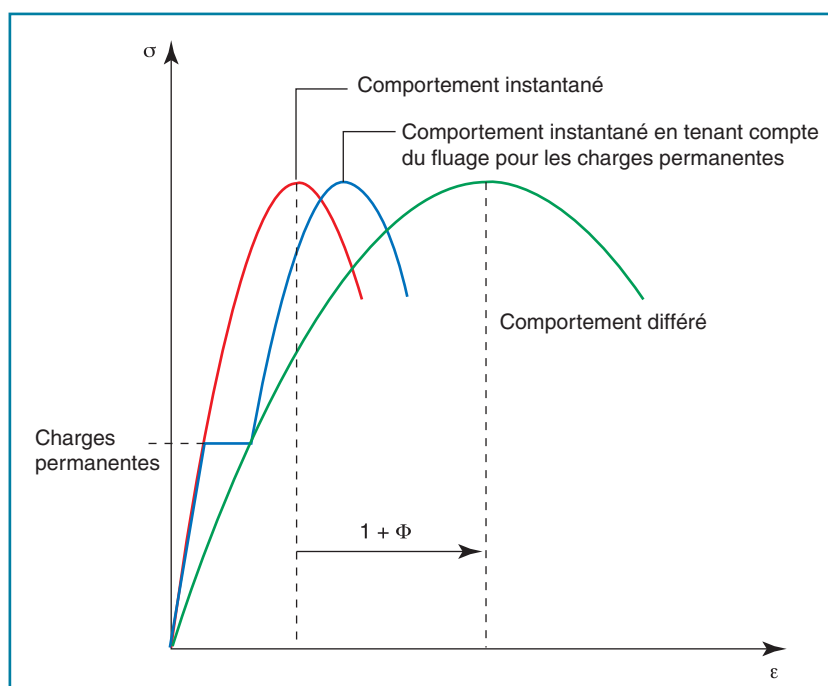


Figure 21 – Prise en compte du fluage avec le facteur  $\phi$  (à pondérer par  $\alpha$ , part des charges permanentes).

### 3.4 Flambement

L'étude de flambement a beaucoup évolué ces derniers temps. La pratique actuelle est de ne plus considérer vraiment le flambement, mais le second ordre géométrique. On essaie de calculer un état d'équilibre « stable » (contrairement à un flambement de type Eulérien) en tenant compte de non-linéarités mécaniques et géométriques. Les cas de charge à prendre en compte sont définis suivant les modes de flambement que l'on recherche. Généralement le calcul se fait par incréments, mais certains logiciels permettent de trouver l'état d'équilibre directement. Dans ce cas, on utilise les coefficients de sécurité du règlement, mais cela n'est pas toujours direct. Une autre possibilité consiste à conduire une analyse ultime et estimer globalement la sécurité. Même si cette dernière possibilité nous paraît préférable, nous allons décrire les deux méthodes dans ce qui suit.

#### Vérification de la stabilité de forme à l'ELU

Le règlement BAEL propose une méthode pour vérifier les effets du second ordre. Pour cela on suppose un défaut initial, dont la valeur maximale peut généralement être prise égale à  $L/1000$  ou  $L/2000$ , où  $L$  est la dimension caractéristique de l'ouvrage. Cette valeur est beaucoup plus faible que la valeur tirée du BAEL, mais correspond à un niveau d'imperfection réaliste compte tenu des dimensions de ces structures (le BAEL donne des indications qui sont valables dans le cas des ouvrages courants, ce qui n'est pas le cas des ouvrages avec des piles de grande hauteur). On pourrait aussi utiliser, pour avoir quelque chose de continu par rapport aux ouvrages de dimension plus faible  $0,05 + L/2000$  (en mètres). Ce défaut initial est introduit pendant la construction, et le fluage se fait dans cette position déformée. Le défaut augmente donc généralement avec le temps. Le modèle de fluage peut donc avoir une influence ici, mais cet effet est généralement faible, compte tenu des incertitudes sur l'amplitude du défaut. La forme du défaut initial peut être prise linéaire ou sinusoïdale suivant les structures. Une méthode plus rationnelle pour choisir cette forme du mode de déformation est de considérer directement le mode de flambement considéré. Après quoi, on charge la structure avec un chargement pouvant s'avérer défavorable, avec les coefficients ELU classiques. Pour le calcul des sollicitations, on utilise un coefficient de sécurité sur le béton  $\gamma = 1,35$  en combinaisons fondamentales (vent, trafic) et, pour le module, on choisit une valeur de  $E_b / 1,15 \times (\gamma_b / 1,15)^{1/3}$  soit approximativement  $E_b / 1,25$ , compte tenu du fait que l'erreur sur la résistance du béton conduit à une erreur relativement plus faible sur le module. En fait, lorsqu'on fait ce type de calcul non linéaire, le module a une importance limitée. Pour la vérification des sections, le BAEL considère un coefficient de sécurité plus important. En effet, si, globalement, il est fort peu probable d'avoir un béton de mauvaise qualité ou dégradé, sur une section, la probabilité est plus forte. Enfin, on ignore la participation du béton tendu entre les sections fissurées (effet de « tension stiffening ») et l'on ne tient pas compte de la résistance à la traction du béton.

La méthode peut donc se synthétiser comme suit :

- ① calcul des modes de flambement (ou évaluation approchée), de façon à choisir un défaut initial défavorable (généralement proportionnel à l'un des modes de flambement) ;
- ② application d'un défaut initial à la fin de la construction ;
- ③ sélection d'un chargement défavorable compte tenu du mode de flambement ;
- ④ chargement avec  $\gamma_b = 1,35$  ;
- ⑤ calcul non linéaire mécanique et géométrique ;
- ⑥ vérification des sections avec  $\gamma_b = 1,5$ .

Lorsque l'on ne dispose pas d'un logiciel de calcul permettant la prise en compte du comportement non linéaire des matériaux, il est possible de déconnecter l'aspect second ordre géométrique de l'aspect non-linéarité mécanique en procédant de la façon suivante à l'étape ⑤ :

- calcul des sollicitations avec un programme tenant compte du second ordre géométrique uniquement ;
- dimensionnement des armatures et calcul de la relation moment – courbure de chaque barre du modèle, par intégration de la déformation des sections droites (en tenant compte de la fissuration du béton) ; calcul d'une inertie équivalente de la barre fissurée ;
- nouveau calcul de sollicitations au second ordre géométrique, avec les inerties fissurées des barres ;
- nouveau calcul des inerties équivalentes fissurées, jusqu'à bouclage du processus itératif.

Cependant, les progrès des logiciels permettent généralement de coupler non linéarités mécaniques et second ordre géométrique. La méthode a alors les inconvénients suivants :

- l'application de deux coefficients  $\gamma_b$  différents peut être jugée trop sécuritaire pour les structures hyperstatiques. En effet, la sollicitation est calculée avec des caractéristiques de déformation du béton divisée par un coefficient  $\gamma_b = 1,35$ . Mais la résistance de la section à cette sollicitation doit être vérifiée avec un coefficient  $\gamma_b = 1,5$ . Cela est normal pour les structures isostatiques, pour les raisons déjà évoquées plus haut. Par contre, pour les structures hyperstatiques, il est probable que l'atteinte d'un état limite à un endroit a pour conséquence de charger plus les autres parties et, ainsi, de soulager les éléments qui sont proches d'un état limite. On peut donc conclure que cette méthode sous-estime un peu la capacité de redistribution réelle des structures ;
- de nombreux logiciels actuels font en même temps le calcul des sollicitations et la vérification, puisqu'en non linéaire, chaque état d'équilibre global résulte d'états d'équilibres locaux prenant en compte les états limites (réglementaires) des matériaux. L'utilisation de coefficients de sécurité différents prive de la possibilité qu'apportent ces logiciels de vérifier chaque section ;
- cette méthode n'apporte pas vraiment d'indication sur la sécurité globale de la structure, au-delà de sa capacité de supporter l'état limite ultime considéré. Par exemple, on peut être dans un état d'équilibre proche de l'ultime, de telle sorte que toutes les sections passent, mais qu'une légère augmentation de charge (possible dans certains cas, mais pas dans d'autres) ou du défaut géométrique entraîne une ruine globale. De plus, le calcul non linéaire faisant entrer en compte un grand nombre de paramètres mal contrôlés (lois de comportement notamment), la notion de sécurité doit être considérée avec beaucoup de soin ;
- la sécurité finalement obtenue n'étant donc pas très explicite, le format de vérification mis en place avec les Eurocodes, qui exige de prendre la valeur moyenne des caractéristiques de rigidité, n'est pas totalement rassurant si l'on se limite à cette approche.

## Second ordre par détermination de la capacité probable au flambement

Pour les raisons indiquées ci-dessus, on a utilisé, dans certains grands projets, une méthode complémentaire au calcul réglementaire, qui permet de mieux apprécier les capacités de redistribution de la structure et de contrôler sa résistance ultime probable. Pour cela les étapes ① et ② de la méthode précédente sont conservées. Ensuite, on effectue les étapes suivantes :

- ③ sélection d'un type de chargement en fonction du mode. On utilise les coefficients de sécurité habituels sur les actions (1,35 pour les charges permanentes et 1,5 pour les surcharges d'exploitation). Le chargement est augmenté de manière incrémentale jusqu'à la ruine de la structure. Pour cela, on utilise un coefficient de sécurité  $\gamma_b$  et  $\gamma_s$  identique entre l'évaluation des sollicitations et la vérification (on pourra prendre généralement 1,35 et 1) ;

- ④ on apprécie alors la sécurité obtenue. En général, il convient de s'assurer d'une sécurité globale supérieure à 2,0. Dans certains cas, on pourra descendre jusqu'à 1,5, suivant les cas de charge et la précision des calculs.

Cette méthode ne se substitue pas aux vérifications réglementaires, mais permet de les enrichir en apportant une bonne connaissance de la sécurité réelle de l'ouvrage. L'inconvénient principal de cette méthode est qu'elle ne permet pas de dimensionner les armatures, il s'agit donc plutôt d'une vérification. En fait, on effectue généralement un dimensionnement à l'ELS et à l'ELU sans tenir compte des non-linéarités, et on renforce localement, si nécessaire, de manière itérative.

#### EXEMPLE : Projet du viaduc de Millau

Dans le cas du viaduc de Millau, les situations de projet pouvant poser des problèmes de stabilité par flambement étaient :

- en construction, avant stabilisation, dans le sens latéral sous vent,
- en service, sous dilatations thermiques dans le sens longitudinal.

Pour chacun de ces deux cas, des calculs non linéaires ont été conduits avec la première méthode présentée. Puis un contre-calcul a été conduit avec la deuxième méthode (avec des coefficients de sécurité partiels sur les matériaux égaux à 1). Pour cela, on applique les charges permanentes sur la structure qui est équilibrée avec un comportement non linéaire des matériaux. Un calcul des modes de flambement avec la matrice de rigidité tangente et le vecteur des charges permanentes s'en suit. Le calcul des modes de flambement (au sens d'un flambement Eulérien) permet de visualiser les chargements qui seront défavorables en fonction du type de chargement (température en service ainsi que déséquilibre de fléau et chute de voussoir pour le mode de fléau – avec la même terminologie que pour le vent – et vent latéral pour le mode de balancement latéral). Il est possible de calculer, en élastique, un facteur de proportionnalité entre les charges permanentes et la charge critique de flambement. D'expérience, seules les valeurs inférieures à 10 semblent pouvoir poser des problèmes de stabilité. Un facteur 10 semble important, mais il ne tient pas compte des non-linéarités matérielles et géométriques, ce qui fait que le calcul non linéaire peut faire apparaître des coefficients de sécurité de l'ordre de 2 à 3 dans ce cas.

## 3.5 Fatigue

Pour les piles de grande hauteur, on peut craindre que l'optimisation des sections conduise à des efforts très importants et à des variations de contraintes très importantes dans les piles. Dans l'EC2, on doit considérer la fatigue du béton dès que :

$$\frac{|\sigma_{c, \max}|}{f_{cd}} \geq 0,5 + 0,45 \frac{|\sigma_{c, \min}|}{f_{cd}}.$$

Il a été vérifié [Do et al. 1995] que ce domaine de sollicitation concerné par la fatigue restait identique pour les BHP, à condition de rapporter la contrainte appliquée à la résistance en compression.

Dans les piles de grande hauteur, les charges permanentes sont prépondérantes (et notamment le poids propre de la pile est prépondérant). Les problèmes de fatigue ne se posent donc généralement pas, et s'ils se posent, ce n'est pas obligatoirement en pied de pile, mais dans des sections ayant des variations de contraintes importantes, notamment au niveau supérieur de la pile lorsqu'un moment est transmis à cet endroit. En tout état de cause, avec l'équation précédente, on voit qu'il faut que la contrainte maximale soit supérieure à  $0,5 f_{cd}$  pour que l'on commence à regarder les problèmes de fatigue du béton. Par ailleurs, on doit également contrôler la tenue en fatigue des aciers passifs. Cependant, sous des charges variables qui peuvent arriver régulière-

ment, on se trouve rarement dans un domaine critique. On notera qu'en général les charges routières de fatigue n'ont pratiquement aucun effet pour les piles, comme le montrent les exemples des viaducs de Millau et de Verrières ci-après. En effet, le convoi réglementaire de fatigue est de l'ordre de 30 tonnes, à comparer aux descentes de charge de l'ordre de plusieurs (dizaines de) milliers de tonnes.

#### EXEMPLE : Projet du viaduc de Millau

Le tableau suivant récapitule les efforts sur la grande pile de Millau.

	Poids propre de la pile	Charges permanentes (hors pile) sollicitation sous M_min	Actions variables (ELS rare)	Total
Effort normal (MN)	357	175	33	565 (max) 532 (min)
Sig_Sup (MPa)	7,25	3,70	5,39	10,95 (perm) 16,34 (perm + var.)
Sig_Inf (MPa)	7,25	3,42	- 4,05	10,67 (perm) 6,62 (perm + var.)

On voit que la contrainte sous charges permanentes est très loin des contraintes maximales ( $20 \% f_{ck}$ ) et que l'amplitude des actions variables est inférieure aux charges permanentes. Compte tenu des contraintes permanentes faibles, le problème de la fatigue ne se posera pas car  $\sigma_c / f_{cd} < 0,5$  (EC2).

#### EXEMPLE : Viaduc de Verrières

	Poids propre de la pile	Charges permanentes (hors pile)	Actions variables	Total
Effort normal (MN)	67,2	46,07	13,59	126,86 (max) 93,91 (min)
Sig_Sup (MPa)	1,62	1,10	0,90	3,62
Sig_Inf (MPa)	1,62	1,10	- 0,25	1,67

Là encore, on se situe loin des risques de fatigue puisque  $3,62 / (50 / 1,5) = 0,11 < 0,50$ .

## 3.6 Utilisation de l'acier à haute performance (AHP)

L'utilisation d'armatures à haute limite élastique peut être intéressante lorsqu'on observe des congestions importantes d'armatures. Il semble que cela pourrait diminuer la taille des sections de pile. En effet, si l'on considère un ratio d'armatures de 2,5 % comme une limite de constructibilité, cela fixe une limite basse à la taille de la section (généralement à l'épaisseur des parois puisque le coffrage extérieur est plus difficilement modifiable à cause de considérations architecturales). En augmentant la limite élastique de l'acier, on peut encore diminuer la taille de la section avec les gains que l'on peut en attendre sur le volume de béton de la pile et la taille des fondations. D'autre part, un des facteurs limitant l'utilisation des armatures HP est la difficulté de maîtriser la fissuration, même dans les structures en BHP. Pour les piles de grande hauteur qui sont généralement très comprimées, cela n'est généralement pas une contrainte et les AHP pourraient apporter une solution économique.

### EXEMPLE 2 : Utilisation d'AHP dans une pile de 150 m. Cas d'école

On considère l'exemple du 3.1, référencé « exemple 1 », mais avec un moment ELU plus important, de 4 600 MN.m. On étudie dans cet « exemple 2 » trois solutions :

- une pile en B40, renforcée longitudinalement à  $\rho = 2,5 \%$  par des armatures HA en Fe 500 ;
- une pile en B80, renforcée longitudinalement à  $\rho = 2,5 \%$  par des armatures HA en Fe 500 ;
- une pile en B80, renforcée longitudinalement à  $\rho = 2,5 \%$  par des armatures HA en Fe 1 000.

La limite élastique de 1 000 MPa n'est pas encore un acquis industriel, les armatures testées par exemple dans le cadre du groupe BHP-AHP du projet national ayant plutôt une limite élastique de 800 MPa. La valeur de 1 000 MPa a été choisie pour bien mettre en évidence l'intérêt et les éventuelles limites de ce type d'aciers.

De la même manière que dans l'exemple 1, on détermine l'épaisseur des parois correspondant à ces hypothèses. On obtient 1 m pour le B40, 0,8 m pour le B80 avec du Fe 500 et 0,56 m pour le B80 avec du Fe 1 000. On voit que l'utilisation d'AHP permet de diminuer ces épaisseurs de parois dans des rapports intéressants. Les diagrammes d'interaction de ces trois solutions sont tracés sur la figure E'1. Le bilan matière est proposé au tableau E'1.

FIGURE E'1 : Diagramme d'interaction des trois sections de l'exemple 2

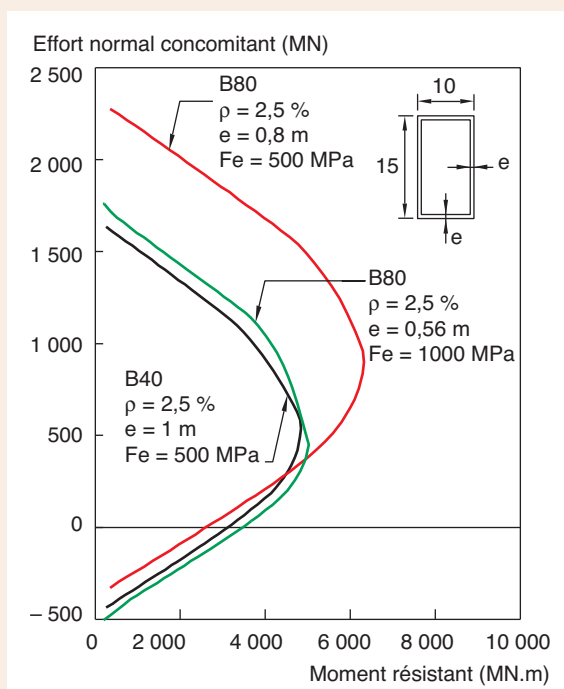


TABLEAU E'1 : Bilan matière par rapport à la solution B40

Solution	Volume de béton	Poids d'armature
B80, 2,5 % Fe 500	- 18,6 %	- 18,6 % (Fe 500)
B80, 2,5 % Fe 1 000	- 41,9 %	- 41,9 % (Fe 1 000)

Si l'on s'intéresse au coût matière de ces solutions, on peut, en première approximation, considérer que le prix de fourniture d'acier HA ne représente qu'au plus 50 % du prix de l'acier posé. D'autre part, d'après les données fournies par le sous-groupe BHP-AHP, le coût de fourniture d'armatures est grossièrement proportionnel à la limite élastique. Donc, si le coût d'un acier HA est compris entre 4 et 7 F (0,61 et 1,07 €/kg) l'AHP posé devrait se situer entre 6 et 10,5 F (0,91 et 1,60 €/kg). On prendra en première hypothèse un prix unitaire des AHP de 10 F (1,52 €/kg) qui nous semble raisonnable. Les coûts matériau des différentes solutions sont présentés dans le tableau E'2. Il est très intéressant de constater que la solution avec AHP est économique avec les hypothèses retenues. Avec un coût unitaire des AHP allant jusqu'à 11,5 F (1,75 €/kg), la solution AHP est plus intéressante que la solution avec du Fe 500 et jusqu'à 10,50 F (1,60 €/kg), la solution avec AHP est plus intéressante que la solution B40. Mais cette dernière conclusion dépend de l'hypothèse sur les coûts du B80 et du B40.

TABLEAU E'2 : Comparaison des coûts matériau des différentes solutions

Solution	Quantité béton (m <sup>3</sup> )	Coût du béton (k€)	Quantité d'acier HA(t)	Coût de l'acier (k€)	Coût total	Coût par rapport à la solution B40, 2,5 %
B40, 2,5 % Fe 500	3 450	525	672,8	612	1 137	-
B80, 2,5 % Fe 500	2 808	688	547,6	498	1 186	+ 4,3 %
B80, 2,5 % Fe 1 000	2 006	491	391,2	595	1 086	- 4,5 %

**Quelques conclusions sur cet exemple**

L'utilisation d'AHP dans des piles en B80 peut être intéressante, notamment si les piles sont fortement sollicitées tant en effort normal qu'en moment.

En prolongeant les conclusions de l'exemple 1, lorsque l'on compare une solution avec B40 ferrailée à 1 % et une solution B80 ferrailée à 2,5 % en Fe 1 000, la variation de rigidité peut être de l'ordre de 50 %. Cela aura bien entendu une contrepartie en terme d'efforts de vent qui seront probablement plus forts, peut-être marginalement si la pile est contreventée. Cependant, les effets du second ordre sont mieux contrôlés par des AHP qu'avec des aciers ordinaires, à quantité d'armatures constante.

On pourra retenir de cet exemple qu'une solution en BHP avec renforcement AHP peut conduire à un bilan de coûts matériau intéressant économiquement, lorsque la structure est suffisamment chargée par rapport à sa géométrie. Le coût global reste du même ordre de grandeur si les AHP sont effectivement dimensionnés par l'ELU.





# Chapitre 4

**MAÎTRISE D'ŒUVRE.  
CONTRÔLE**





On aborde dans cette partie les différentes étapes de la mise au point du béton, jusqu'à sa mise en œuvre. On décrit d'abord les caractéristiques du béton qu'il nous apparaît souhaitable d'étudier au stade de l'étude. Il s'agit d'attirer l'attention sur ce qui vient en plus de ce qui est déjà demandé par les textes réglementaires [fascicule 65 – 2000], lorsqu'il s'agit de fourniture de BHP en général, qui plus est pour des ouvrages de grande hauteur. Puis on indique les points particuliers qu'il faut étudier avec attention dans les épreuves de convenance. Les critères de choix de la centrale à béton sont abordés, ainsi que quelques conseils pour la mise en œuvre et le contrôle.

## 4.1 Les études et convenances

Les études du béton et l'épreuve de convenance ont pour but de préparer dans les meilleures conditions la réalisation de l'ouvrage. Ce sont des étapes indispensables, car l'expérience montre qu'elles conditionnent le bon déroulement du chantier.

### Études

#### *Quelques rappels*

Les études sont menées suivant les prescriptions du fascicule 65 A (article 75) et son additif (article 14 et éventuellement 44 si le béton subit un traitement thermique actif ou passif) [fascicule 65 – 2000]. Le dossier d'études des bétons doit contenir la description des moyens de fabrication, de transport, de mise en œuvre, la justification de la composition des bétons et le programme de bétonnage.

Le délai minimal de fourniture du dossier d'études est de six semaines avant la première mise en œuvre. Comme il est à ce stade difficile de produire toutes les informations, notamment celles liées à la durabilité, il est alors possible d'attendre l'épreuve de convenance pour fournir les compléments.

La justification de la composition du béton porte sur le comportement à l'état frais, les caractéristiques à l'état durci et la durabilité. L'étude de formulation est justifiée par des approches théorique ou expérimentale qui doivent être présentées de manière détaillée dans le dossier d'études. L'additif au fascicule 65 A – article 14-1 – définit le programme complémentaire pour les BHP et, notamment, celui des gâchées dérivées [fascicule 65 – 2000]. Sur ce dernier point, on peut accepter des variations de constituants plus faibles que celles données dans l'article 14, à condition que le producteur fasse la preuve qu'il peut respecter les nouvelles limites. Un exemple est donné dans le tableau V ci-dessous pour une centrale inscrite à la marque NF (précision de  $\pm 2\%$  sur le dosage en eau, de  $\pm 5\%$  sur celui de l'adjuvant et de  $\pm 1\%$  sur celui de l'eau des granulats).

Il est indispensable de vérifier que les variations de dosage admises permettent toujours d'obtenir les performances générales du matériau. Dans le cas où le comportement rhéologique doit être contrôlé de manière précise, et où le sable comporte un fort dosage en fines, il est important de vérifier que l'utilisation de ce sable, lorsqu'il se situe en borne haute, permet d'atteindre les performances rhéologiques toujours satisfaisantes. Il peut en effet arriver que le dosage en superplastifiant devienne insuffisant et que le maintien de maniabilité du béton soit de plus faible durée.

Compte tenu de l'importance des volumes de béton mis en œuvre, il est généralement nécessaire de tenir compte de variations climatiques probables sur le chantier et d'adapter les formules en conséquence. Cette sujétion doit être appréhendée dès le stade de l'étude.

Constituant	Formule théorique – granulats secs – (kg/m <sup>3</sup> )	Variation de pesée (centrale de niveau 3)	Dosage réel (kg/m <sup>3</sup> )	Eau supplémentaire non prise en compte
Ciment	420	- 2,5 %	409,5	-
Eau d'ajout	130	+ 2 %	132,6	2,6
Superplastifiant en phase liquide (extrait sec de 20 %)	10	+ 5 %	10,5	0,4
Sable (humidité 5 % mesurée avec précision de $\pm 1$ %)	900	+ 3 %	973	1,62
Gravillon (humidité 1 % mesurée)	900	+ 3 %	936	0,27
Surdosage en eau	4,89 litres			
Rapport e/c	0,349 (au lieu de 0,329)			

### Les essais spécifiques

- *Le comportement à l'état frais*

L'étude du comportement rhéologique du béton, pour le cas de piles ou pylônes de grande hauteur en BHP, est une étape très importante, notamment à cause des importants moyens mis en œuvre. Les fourchettes rhéologiques doivent être déterminées pour que le comportement soit en adéquation avec ces moyens. On recommande ainsi de quantifier le seuil de cisaillement et la viscosité du béton, ou à défaut des caractéristiques empiriques équivalentes<sup>1</sup>. La viscosité d'un béton fluide peut ainsi être déterminée à l'aide du rhéomètre à béton BT Rheom avec un écart-type de 10 Pa.s et optimisée (moins de 200 Pa.s pour un béton autoplaçant, par exemple). Soulignons que, dans le cas du pompage, il a été montré que le frottement entre le béton et le tuyau est le paramètre principal qui permet de dimensionner l'installation [Kaplan 2001]. Cette grandeur peut être évaluée en laboratoire par des mesures de frottement béton-acier (tribomètre du LCPC, par exemple). L'évolution dans le temps de ces caractéristiques devra aussi être étudié, notamment en tenant compte des délais de transport, des spécificités liés au mode d'approvisionnement (par pompage, par grue) et au type de coffrage (grimpeur ou glissant). Dans le cas du coffrage glissant, la vitesse de déplacement est en général comprise entre 10 et 30 cm par heure, et la hauteur du coffrage est de l'ordre du mètre. Cela signifie par exemple qu'après 3 ou 7 heures, le béton (qui ne sera plus maintenu par le coffrage) devra avoir un seuil d'écoulement lui permettant de ne pas se déformer excessivement sous l'action de son poids. Il faudra ici rechercher un comportement thixotrope, ou éventuellement une prise rapide.

1. Par exemple, le seuil de cisaillement est corrélé à l'affaissement au cône d'Abrams et le temps d'affaissement à la viscosité [de Larrard 1999 ; de Larrard 2000].

- *Les caractéristiques à l'état durci et la durabilité*

On se reportera au fascicule 65 A – article 75 – pour le respect des résistances [fascicule 65 – 2000].

Dans le cas d'ouvrages exceptionnels, le choix de la formule de béton doit aussi être guidé par des préoccupations liées à la durabilité. La durabilité de la structure doit être évaluée en qualifiant le matériau et les risques de fissuration de la structure. Sur ce dernier point, le risque de fissuration thermique doit être étudié. Il est ainsi nécessaire de connaître la cinétique de dégagement de chaleur des bétons, afin de pouvoir réaliser un calcul par éléments finis des champs de contraintes dans la structure, selon la méthodologie décrite en 1.2 et 2.2. Sur le plan de la durabilité du matériau, la caractérisation de la microstructure et des propriétés de transfert du béton sont également d'un grand intérêt pour le choix de la formule. À ce titre, le choix d'un BHP est *a priori* favorable pour limiter les transferts d'ions et assurer, à épaisseur constante, une meilleure protection des armatures. La caractérisation visée sert, à l'heure actuelle, simplement au niveau de l'étude, pour guider le choix de la formule de béton. Elle devra de toute façon être reproduite sur les éléments témoins réalisés dans l'épreuve de convenance, car c'est bien le béton en place qui doit être durable et, pas seulement, des éprouvettes conservées dans des conditions de laboratoire. Cependant, la tendance à une approche performancielle de la durabilité avec spécification d'indicateurs adaptés, devrait particulièrement concerner à faible échéance les grands ouvrages, comme c'est déjà le cas pour quelques cas exceptionnels (pont Vasco de Gama, pont de Rion-Antirion, etc.).

Concernant la résistance au gel, la norme NF P 18 305 exige que le béton contienne au moins 4 % d'air entraîné pour la classe d'environnement 2b2, 3 et 4b<sup>1</sup>. Dans le cas de BHP, devant la difficulté de formuler des bétons avec air entraîné de résistance caractéristique supérieure à 50 MPa, il est préférable de suivre les recommandations du groupe Rhône-Alpes [Reco. Bétons gel, 1999] qui fixent des critères de performances sur béton durci : tests d'écaillage, mesure du facteur d'espacement, essai de résistance au gel interne.

Enfin, le risque de réaction sulfatique différé, amplifié par l'atteinte de températures importantes dans la structure, doit être considéré et évalué. Une bibliographie de ce phénomène est donnée dans [Divet, 2000]. Dans l'attente de recommandations définitives, les principales précautions consistent à limiter la teneur en alcalins totaux du béton, et à éviter que la température de la pièce dépasse 65 °C. Ces deux facteurs conduisant à rendre instables les sulfates formés, des apports d'eau ultérieurs seraient en effet susceptibles, alors, de provoquer des gonflements internes délétères dus à la formation différée d'ettringite.

## L'épreuve de convenance

L'épreuve de convenance est menée suivant les prescriptions du fascicule 65 A – article 77 [fascicule 65 – 2000]. Elle permet au maître d'œuvre de vérifier que les prescriptions de fabrication et de mise en œuvre, données dans le marché, et les dispositions prévues dans le plan d'assurance de la qualité (PAQ) sont respectées. Elle est indispensable quand il s'agit de la réalisation de piles de grande hauteur en BHP. L'épreuve consiste en la réalisation d'un élément représentatif d'une partie d'ouvrage pouvant regrouper les difficultés particulières de réalisation de la construction. On peut donc essayer différents panneaux coffrants, produits de décoffrage. Il est aussi conseillé de placer dans l'élément témoin la plus forte densité d'armatures rencontrée dans l'ouvrage. Le but de cette épreuve est de juger :

– des moyens de fabrication et de transport ;

1. 2b2 : environnement humide avec gel sévère ; 3 : environnement humide avec gel modéré ou sévère avec produits dégivants ; 4b : environnement marin avec gel modéré ou sévère.

- des méthodes de mise en œuvre ;
- de l’ajustement de la rhéologie du béton ;
- de l’aspect des parements ;
- des moyens de vibration ;
- de la limitation effective de la hauteur de chute, et de l’existence de cheminées de bétonnage dans les cages d’armatures ;
- du produit de décoffrage. Alors que les émulsions d’eau dans l’huile sont admises, les émulsions d’huile dans l’eau sont fortement déconseillées (fascicule 65 A – article 53 1.2.3) [fascicule 65 – 2000] ;
- du procédé de traitement de reprise de bétonnage (cas du coffrage grim pant) ;
- etc.

Dans le cas où des risques de fissuration thermique sont à craindre, ce qui est souvent le cas pour les piles de grande hauteur (soit dans les sections de forte épaisseur, soit à la jonction des différentes levées), la mesure des températures dans une section jugée sensible peut être effectuée, en insérant des thermocouples à des profondeurs différentes dans la section en question.

Des prélèvements par carottage seront réalisés sur l’élément témoin pour pratiquer les essais de durabilité du béton.

## 4.2 Fabrication du béton. Choix de la centrale

### Choix de la centrale

L’unité de fabrication du béton peut être une centrale de béton prêt à l’emploi (BPE) ou une centrale de chantier. Ces deux solutions ont leurs propres avantages et inconvénients que nous allons décrire. Dans tous les cas, le malaxage d’un BHP nécessite une durée importante, de l’ordre de 80 s au minimum, ce qui réduit notablement (de l’ordre de 50 %) le rendement habituel de l’installation. Compte tenu des volumes à mettre en œuvre et de l’incidence d’un arrêt de bétonnage, une centrale de secours est indispensable, et il faut s’assurer dès le stade de la convenance, et régulièrement dans la durée du chantier, de son aptitude à prendre effectivement le relais de la centrale principale avec le même niveau de qualité.

#### *Centrale de chantier*

Le niveau d’équipement des centrales de chantier doit correspondre à celui d’une centrale agréée NF. L’usage de cette marque implique des conditions restrictives qui sont imposées sur le stockage des constituants (capacité de silo, systèmes de détection de niveau, etc.), la précision des dosages, les conditions de mélange (bétonnières à axe incliné interdites), les appareillages de conduite de la fabrication (mesure de teneur en eau, suivi de la puissance consommée lors du mélange). Ce niveau de qualité de fabrication est requis pour les BHP, à cause de la sensibilité du comportement de ce matériau aux variations de proportion des constituants et, en particulier, du dosage en eau. Pour fixer les idées, sur le matériau frais, une augmentation de 10 litres d’eau peut rendre le BHP ségréguant, et entraîner une variation de résistance d’environ 7 %. Au contraire, une diminution de 10 litres d’eau entraînera une chute importante de fluidité.

L’agrément à la marque NF exige que les tolérances sur la pesée (exigence pour 80 % des relevés) soient de  $\pm 2,5$  % pour le ciment et l’ensemble des granulats, de  $\pm 2$  % pour l’eau d’apport et de  $\pm 5$  % pour l’adjuvant. La recherche de la maîtrise de l’eau implique de mesurer celle contenue dans les granulats. Il est notamment nécessaire que la teneur en eau des sables soit mesurée avec une précision de l’ordre de  $\pm 1$  % entre 0 et 10 %, et que l’automate de fabrication en tienne compte.

L'utilisation d'une centrale de chantier comporte des avantages. Du fait de la proximité de l'outil de production du béton par rapport au chantier, les temps d'attente et les distances de transport sont réduits, si bien que les risques de problèmes rhéologiques sont également diminués. L'utilisation de ces matériels pour les BHP peut requérir une formation spécifique du personnel. On notera également la possibilité d'absence de références de l'outil de production pour cette solution de centrale de chantier.

### **Centrale de BPE**

La centrale doit être agréée NF. Cela implique notamment qu'un manuel d'assurance de la qualité est respecté. Vis-à-vis de la production envisagée, la centrale peut avoir des références intéressantes et être « épaulée » par un laboratoire pour le suivi des caractéristiques des bétons produits. En comparaison de la solution centrale de chantier, les durées de transport peuvent être assez grandes et variables, ce qui peut engendrer des variations de comportement rhéologique et donc des accidents de mise en œuvre. Le risque d'attente entre deux camions tend à compromettre cette solution pour une mise en œuvre par coffrage glissant.

## **Stockage des granulats et additions minérales**

Dans tous les cas de figures, l'expérience montre que le maintien d'une certaine humidité, restant légèrement inférieure à la saturation, dans les granulats et, en particulier, dans les sables, limite les variations de comportement du béton. D'une part, le dosage en eau est plus constant, d'autre part, on limite la ségrégation des sables, qui peut être significative lorsque les grains sont secs.

Les additions minérales sont stockées dans un silo spécifique, si elles ne sont pas déjà contenues dans le ciment. Rappelons que la fumée de silice peut aussi être conditionnée sous forme de suspension aqueuse. Dans ce dernier cas, un système d'agitation de la suspension est nécessaire pour éviter la ségrégation de la silice.

## **4.3 Quelques conseils de mise en œuvre**

### **Mise en place dans les coffrages. Hauteur de chute**

Une hauteur de chute excessive entraîne la ségrégation du béton, car les gros granulats peuvent être expulsés du matériau par le choc. Les bétons ont une résistance plus ou moins grande à cette ségrégation, en fonction de leurs propriétés rhéologiques. Un béton constitué d'une matrice très visqueuse (viscosité de 2 Pa.s par exemple) aura ainsi un meilleur comportement. Néanmoins, la viscosité de la pâte de ciment des BHP est assez faible, c'est-à-dire de 0,2 à 0,5 Pa.s.

Dans la pratique, les moyens de mise en œuvre doivent être fixés. Deux solutions sont envisageables :

- utilisation d'une benne à chaussette souple pouvant pénétrer au travers du ferrailage jusqu'au fond du coffrage (à moins d'un mètre du fond) ;
- réalisation d'une cheminée de bétonnage avec mise en place d'un tube rigide retiré au fur et à mesure de la montée du béton.

Ces méthodes évitent la ségrégation et les éclaboussures sur les armatures et surtout sur le coffrage. L'aspect des parements est ainsi de meilleure qualité.

### *Cas des coffrages glissants*

L'alimentation du béton devra être continue et la charge de béton de chaque livraison adaptée à la vitesse d'avancement du coffrage. Une mauvaise solution serait par exemple de livrer du béton en camion toupie de 6 m<sup>3</sup> de capacité pour une vitesse de bétonnage de 2 m<sup>3</sup>/h, car cela engendrerait une attente trop importante et, donc, des variations de maniabilité du béton au cours du bétonnage. Il faut que la centrale à béton soit adaptée aux cadences (faibles) de mise en œuvre. L'exigence de bétonnage en continu implique la fourniture de béton de deux centrales différentes, pour pouvoir continuer en cas de panne de l'une d'entre elles.

Une autre contrainte réside dans la vitesse de durcissement du béton et sa maîtrise en fonction des conditions climatiques. Le temps de prise doit être adapté à la vitesse moyenne de déplacement du coffrage. L'étude de formulation doit tenir compte des variations de comportement liées aux variations de température.

### *Cas du pompage*

La réalisation d'une cheminée de bétonnage et la mise en œuvre par un tube rigide dans cette cheminée est nécessaire dans le cas d'utilisation de pompe. On évite ainsi le fouettement du tube souple de la pompe contre les armatures ou le coffrage, et on risque moins de déplacer les cages d'armatures.

## Vibration

La vibration du béton reste une opération empirique qui a fait l'objet de recherches peu nombreuses et anciennes. Elle doit être menée soigneusement, avec des aiguilles de fréquence et de rayon d'action maîtrisés et des points de vibration dont la distance est adaptée aux aiguilles [GMO 1970]. La vibration des BHP doit être adaptée à la consistance du matériau. Dans la construction par coffrage glissant, le béton est sans doute de consistance ferme, mais les couches ont une épaisseur de l'ordre de 20 à 30 cm. La faible épaisseur des couches facilite le contrôle du serrage. Dans la construction par coffrages grimpants, le béton est plutôt de consistance fluide. Les aiguilles sont descendues dans une cheminée de vibration de 4 à 5 m de hauteur, et il s'avère impossible de se rendre compte visuellement de leur effet. Il faut alors opérer avec la meilleure répétabilité possible et, en tous cas, remonter l'aiguille lentement, pour éviter la ségrégation horizontale.

Les procédures de vibration peuvent être expérimentées à l'occasion de l'épreuve de convenue. On peut penser que le serrage d'un béton fluide est une opération plus aisée. Le risque d'un manque de vibration est d'obtenir un parement non homogène, mais une vibration excessive peut engendrer une ségrégation qui nuit à l'uniformité des propriétés du matériau. De plus, cette ségrégation est difficile à déceler.

L'état de l'art, reposant sur ces considérations essentiellement empiriques, est décrit notamment en [Geoffray 1995].

## Décoffrage. Application des techniques maturométriques

La résistance minimale nécessaire au décoffrage (de l'ordre de 15 MPa en ouvrages d'art) se détermine par maturométrie. Cette méthode est préférable au suivi d'éprouvettes d'information dont les conditions de conservation sur chantier sont trop souvent différentes des conditions réelles thermiques du béton en place. L'application de la technique maturométrique permet, à partir d'un simple suivi thermique du béton en place, de prédire l'évolution des résistances mécaniques au jeune âge (cf. paragraphe 1.2). La mise en place de cette technique suppose un étalon-



nage préalable réalisé sur le béton considéré, ainsi que la réalisation de contrôles de conformité initiaux et en cours de chantier. Des recommandations [Maturométrie. Calibé 2001] présentent les avantages de cette technique et en posent également les limites. Les points essentiels suivants sont décrits avec précision :

- les aspects théoriques ;
- l'étalonnage (détermination de l'énergie d'activation apparente :  $E_a$  et de la courbe de référence : âge équivalent – résistance) ;
- les contrôles de conformité initiaux et en cours de chantier ;
- les matériels.

Il est fortement conseillé de s'appuyer sur ces textes afin de mettre en place un suivi maturométrique sur chantier en respectant les règles de l'art. L'application de la technique peut être réalisée *a priori* pour tout type de béton, y compris pour des BHP. La seule spécificité des BHP que l'on notera, et qui devra être prise en compte le cas échéant lors de la procédure d'étalonnage, est un possible retard de prise dû aux effets secondaires de certains superplastifiants. La procédure d'étalonnage devra alors en tenir compte. En effet, le non respect de la procédure spécifique peut conduire à une sous-estimation de la résistance.

Soulignons qu'il est important de connaître les aspects théoriques de la maturométrie afin d'en connaître les limites, de choisir un matériel approprié, mais aussi de réaliser un étalonnage adéquat sur le béton qui sera mis en œuvre. Enfin, la mise en place des contrôles de conformité permet d'intégrer les aléas tolérés de production et de s'assurer que le béton utilisé en cours de chantier ne présente pas de différence significative avec le béton utilisé lors de l'étalonnage. Ils consistent à mesurer directement les résistances en compression d'éprouvettes ayant subi une histoire thermique maîtrisée et à les comparer aux valeurs théoriques issues des indications maturométriques. Les contrôles de conformité sont initiaux et en cours de chantier. Les procédures sont détaillées dans [Maturométrie. Calibé 2001].

Enfin, du fait de l'influence importante des conditions ambiantes sur l'histoire thermique du béton *in situ* (sauf en conditions adiabatiques), il est hasardeux de vouloir détecter des anomalies de formulation par le seul suivi thermique.

## Cure

La durée de la cure est fixée par le fascicule 65 A (paragraphe 74.6) et son additif (paragraphe 23.3) [fascicule 65 – 2000]. Le CCTG indique qu'il faut augmenter d'un jour la durée de cure d'un BHP par rapport à un béton ordinaire. Pour un ciment de classe 52,5 couramment utilisé pour les BHP, et pour les trois classes d'environnement, on reprend les données du CCTG dans le tableau VI.

Conditions ambiantes	Classe I	Classe II	Classe III
$\theta > 10 \text{ }^\circ\text{C}$	1	2	2
$5 < \theta < 10 \text{ }^\circ\text{C}$	2	3	3
$\theta < 5 \text{ }^\circ\text{C}$	À défaut de protection isotherme, cure maintenue tant que $\theta < 5 \text{ }^\circ\text{C}$ , ensuite se reporter aux cases correspondantes du tableau.		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Classe I : béton à l'abri du soleil et du vent avec une humidité relative de l'air au moins égale à 80 %.</li> <li>• Classe II : tous les autres cas autres que ceux visés dans les classes I et III.</li> <li>• Classe III : humidité relative de l'air inférieure à 50 % et soit un fort ensoleillement, soit un vent fort.</li> </ul>			

Le premier procédé de cure consiste à maintenir le coffrage en place le temps nécessaire. Ce temps nécessaire peut être calculé, au lieu de suivre les indications du tableau VI, grâce à un enregistrement de la température de peau et au calcul de la maturité. On peut ainsi décider de décoffrer dès l'atteinte d'une résistance donnée (exemple : décoffrage à 70 % de la résistance). On peut aussi adopter des dispositions de maintien d'humidité en surface du béton, comme décrit au paragraphe 1.5 (arrosage en tête, brumisation dans l'interstice du coffrage desserré, jupe humide, etc.).

Dans le cas de coffrage glissant, la cure du béton est un point encore plus important puisque le matériau est en contact avec l'extérieur quelques heures après le bétonnage. Un arrosage léger, mais continu, peut constituer une bonne solution, bien qu'elle soit sur le plan pratique assez difficile à réaliser. On aura recours à des produits de cure qui permettent d'obtenir rapidement des résultats satisfaisants. Le produit doit être agréé et convenir à l'usage, c'est-à-dire qu'il doit pouvoir être appliqué sur des surfaces verticales et s'éliminer naturellement. En complément, il faut prévoir la mise en place d'une jupe constituée d'une bâche de 4 à 5 m de hauteur, qui assure pendant les premières heures une bonne protection contre le vent et l'ensoleillement.

On trouvera dans [Meeks et Carino 1999] une étude détaillée des problèmes de cure des BHP.

## Reprises de bétonnage pour les piles

Des recommandations sur les reprises de bétonnage [Fouré et *al.* 2000] décrivent les méthodes à retenir et celles à éviter. Un certain nombre de pratiques courantes y sont rejetées, car des essais ont montré leur inefficacité. Par exemple, sur béton jeune, l'humidification ou l'application d'une barbotine est déconseillée. Les méthodes préconisées sont l'utilisation d'un soufflage d'air plus eau après le début de prise, une attaque superficielle à l'eau sous pression sur le béton durci, ou le marquage mécanique (brosse, râteau, etc.) à un moment où la consistance du béton est appropriée, ce qui permet de créer des reliefs. On peut aussi utiliser un désactivant, la rugosité de surface étant alors obtenue par lavage. Cette technique reste difficile à maîtriser sur chantier (efficacité dépendant de la température extérieure, épandage régulier).

## Fabrication, transport et mise en œuvre du béton

Les contrôles sont effectués par un laboratoire représentant la maîtrise d'œuvre dans le cas où le PAQ est du type B. Dans ce cas, le contrôle extérieur concerne aussi bien la fabrication, la mise en œuvre, que le suivi des caractéristiques du béton. Cette dernière opération s'effectue conformément au fascicule 65 A et son additif.

Le temps de malaxage est déterminé lors de la convenance par l'utilisation du wattmètre. Cependant, en présence des superplastifiants à effet retard, on constate parfois une difficulté d'atteindre le palier de stabilisation attendu. On peut alors, pour valider le temps retenu, vérifier l'homogénéité de la gâchée, en effectuant des mesures rhéologiques sur des échantillons prélevés à différents endroits de celle-ci. L'expérience montre que le temps de malaxage des BHP doit être supérieur à celui des bétons ordinaires. Un temps minimal de 1 min et 30 s est nécessaire. Ce temps dépend de paramètres liés au malaxeur et au béton, mais aussi de la manière dont est introduit l'adjuvant (introduction de l'eau et de l'adjuvant en une ou plusieurs étapes).

Le contrôle de fabrication, non spécifique aux BHP, consiste à effectuer les opérations suivantes :

- examen de la formule théorique ;
- vérification de la mesure des taux d'humidité des granulats (sables et gravillons) ;

- vérification de la justesse de la formule par examen des bons de pesées ;
- vérification du suivi du temps de malaxage et des courbes obtenues au wattmètre.

Le temps de transport doit être aussi constant que possible. Pendant le transport, la cuve du camion doit tourner à vitesse lente, pour éviter l'entraînement d'air et l'échauffement du béton. Une fois sur site, il est conseillé de faire tourner la cuve du camion à vitesse rapide pendant quelques minutes avant vidange.

Le contrôle de fluidité du béton s'effectue couramment à la table DIN ou au cône d'Abrams. Pour un affaissement important, on pourra mesurer le diamètre de l'échantillon démoulé (slump flow). La sensibilité de la mesure d'affaissement est cependant moindre que celle de la table DIN. L'utilisation d'un rhéomètre à béton apporte une meilleure précision à la mesure rhéologique. Cet outil est très utile, notamment en début de chantier. La fréquence de contrôle rhéologique doit être établie par le maître d'œuvre. Il peut être utile de commencer le chantier en adoptant un contrôle du béton à chaque livraison, juste avant la mise en œuvre, quitte éventuellement à diminuer cette fréquence ultérieurement (notamment, si le contrôle au wattmètre s'avère concluant).

Les vérifications liées à la mise en œuvre ne sont pas spécifiques aux BHP. Dans le cas d'utilisation de coffrages glissants, on s'appuiera sur le guide de chantier [Guide de chantier N. 3, 1970]. Dans le cas du pompage, il faut prendre garde à ce que la barbotine nécessaire à l'amorçage soit éliminée. Les vérifications liées au coffrage et aux armatures sont abondamment décrites dans le guide du maître d'œuvre 70 [GMO, 1970]. On signale toutefois le rôle important des produits de décoffrage sur la qualité de texture du parement (fascicule 65 A, paragraphe 53 1.2.3).



## CONCLUSION

L'ensemble de recommandations qui fait l'objet de ce document ne saurait être exhaustif. Il s'est basé sur l'expérience majoritairement française des ouvrages comportant des piles ou pylônes de grande hauteur, et des ouvrages en bétons à hautes performances pouvant fournir des enseignements utiles. On notera forcément des impasses, qui ne relèvent pas nécessairement du choix des auteurs : à l'heure actuelle, par exemple, la préfabrication ne semble que peu utilisée pour ce type de structures. De même, certaines expériences négatives des coffrages glissants ont amené une réticence constante à leur utilisation en France, alors que le génie civil offshore, notamment norvégien, en fait une pratique systématique, sans problème notable de durabilité à notre connaissance.

Certaines options ou mises en perspective sont des convictions des auteurs, liées notamment à l'expérience du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées dans le domaine de l'étude des bétons, de l'assistance au maître d'œuvre dans la spécification du béton, le choix de la centrale, le contrôle d'exécution, ainsi qu'à l'expérience du SÉTRA dans la conception ou la vérification des projets. L'expérience complémentaire des entreprises a cependant été intégrée autant que possible, concernant la pratique des réalisations notamment. Certaines opinions peuvent être liées au stade actuel des développements techniques, d'autres à l'observation des conditions pratiques d'exécution ou à la pratique liée au développement des normes internationales. On peut, par exemple, citer le conseil donné d'une démarche performancielle, plutôt que de moyens, dans la recherche de la durabilité vis-à-vis du gel. Ces convictions ont été confrontées autant que faire se peut aux avis et à l'expérience de maîtres d'œuvre et d'entrepreneurs.

Toutes ces remarques situent donc bien ce document comme un ensemble de recommandations, résolument orienté vers le souci de valoriser le matériau béton et les ressources naturelles auxquelles il fait appel, dans le sens d'un développement durable. Il ne s'agit ni d'un règlement, ni d'un guide officiel, il serait en effet peu opportun de prétendre figer une doctrine pour la conception d'ouvrages par nature assez exceptionnels, largement marqués par des options architecturales. Cependant, des caractéristiques et des problématiques communes ont pu se dégager en considérant un parc finalement pas si réduit, et la mise en perspective des bonnes ou mauvaises solutions de ces problèmes génériques mérite – c'est du moins évidemment le point de vue des auteurs – un minimum de considération, pour éviter de réinventer à frais nouveaux les bonnes idées, et, surtout, de refaire des erreurs déjà répertoriées en les croyant inévitables.

Ce document apparaîtra aussi assez décousu. Une première raison est d'avoir voulu regrouper des aspects qui intéressent plus directement des acteurs généralement distincts dans l'acte de construire : architecte, projeteur ou ingénieur d'études, ingénieur méthodes, maître d'œuvre, ingénieur matériau formulant le béton, contrôleur, etc. Comme cela a pu être souvent remarqué, la valorisation d'un matériau, en particulier un matériau nouveau pour lequel les formes n'ont pas

encore été standardisées, est d'autant plus réussie qu'un dialogue fécond a pu se nouer entre les différents points de vue. Une des ambitions de ce document est donc non seulement que chaque acteur puisse y trouver les renseignements qui le concernent directement, mais aussi que par une lecture un peu plus « buissonnière », chacun intègre une partie des points de vue complémentaires qui permettront une meilleure optimisation globale.

Une autre raison du caractère relativement hétéroclite de ce document tient à des différences concernant les fondements scientifiques et techniques de l'état de l'art sur lequel les recommandations se basent. L'analyse des phénomènes thermiques, par exemple, peut faire l'objet d'une prise en compte rationnelle précise suivant des méthodes validées depuis une dizaine d'années y compris sur des chantiers de grande envergure, à l'aide de programmes de calcul disponibles, au moins en France. En revanche, le lien entre la durabilité de l'ouvrage, la qualité d'aspect des parements, et les méthodes d'exécution (vibration, nature des coffrages), se situe encore essentiellement au niveau d'un savoir-faire historique compilé, qui fait actuellement l'objet de recherches aussi utiles et importantes que délicates, afin d'envisager une approche plus sûre et scientifiquement fondée de ces aspects pour lesquels la demande sociale et économique est tout à fait capitale.

Il est donc délicat de donner une conclusion à ce document. Le détail des chapitres met en évidence les questions à résoudre, lorsqu'on cherche à utiliser de façon optimisée le matériau béton dans les ouvrages d'art comportant piles et pylônes de grande hauteur :

- spécification du béton, avec choix des constituants, en fonction d'un cahier des charges forcément complexe et comportant nécessairement les rubriques « propriétés pour la mise en œuvre », « déformations thermiques gênées », « propriétés permettant d'obtenir des parements de bel aspect et durables » ;
- question de méthodes, avec leur incidence sur les déformations gênées et la rhéologie ;
- calcul au vent, en construction et en phase définitive, avec incidences sur le dimensionnement et l'économie des sections, les méthodes de contreventement provisoire, et les vérifications de stabilité ;
- organisation de l'étude béton, des convenances, et de l'exécution, afin de permettre la réalisation effective de l'ouvrage durable et de qualité tel qu'il a été voulu.

Au début de notre réflexion, les points qu'il paraissait le plus important de décrire semblaient devoir se limiter au calcul au vent, à l'interaction stabilité/fluage, et aux effets thermiques. À la lumière des défauts rencontrés et des difficultés avérées sur les chantiers ou projets qui ont étayé notre réflexion, la pathologie des fissures de retrait (thermique) empêché reste le principal problème reconnu, qu'il convient en fait de replacer dans sa véritable dimension : en quoi cette fissuration est-elle acceptable vis-à-vis de son incidence sur la durabilité ? Le document ne répond pas de façon unique et directe à cette question, qui recouvre la formulation détaillée du matériau, le détail de la méthode d'exécution, la définition fine du ferrailage, et qui a des incidences en termes de contrôle puis de surveillance et d'inspection de l'ouvrage. Nous espérons cependant – et avons fait en sorte – qu'il donne sur les paramètres influents des indications utiles.

Hormis ce problème le plus fréquent, et qui n'est pas finalement spécifique des BHP, la réflexion qui a permis d'établir ce document met en évidence des avantages potentiels forts liés à l'utilisation de bétons à hautes performances pour la réalisation d'ouvrages de grande hauteur.

En effet, il est particulièrement intéressant de réduire la masse et le maître couple du tablier et des piles d'un ouvrage de grande hauteur, car les effets dynamiques ou non linéaires sont proportionnels à ces deux paramètres. Il faut donc **faire souple, léger et résistant**. L'acier répond évidemment à ce cahier des charges, mais il reste un matériau cher dont l'emploi est limité aux très longues portées. **Le BHP avec un pourcentage élevé d'armatures, apparaît comme un**

« **nouveau matériau** », intermédiaire entre le béton classique et l'acier, qui permet d'optimiser le projet sous tous ses aspects : résistance, durabilité et coût. Il autorise ainsi :

- une économie nette de matériau, à fonctionnalité identique, induisant une économie sur les fondations, encore améliorée dans le cas d'une optimisation du tablier béton en BHP ; cette économie se déduit à la fois du dimensionnement sous les charges routières et le poids propre, et de la vérification (parfois au moins aussi critique) de la stabilité et de la tenue au vent ; l'économie globale nécessite cependant d'accroître sensiblement le taux et/ou la contrainte de travail du ferrailage, pour concilier souplesse et résistance. Mais les caractéristiques rhéologiques du BHP (bien formulé) permettent sa bonne mise en œuvre, même avec un taux très élevé d'armatures ;
- la possibilité d'atteindre au moins aussi facilement qu'avec des bétons ordinaires, des spécifications sévères pour la mise en œuvre, liées aux méthodes de transport du béton et de bétonnage ; cette possibilité, qui se traduit normalement assez directement en qualité des parements (esthétique et durabilité), exige cependant une bonne anticipation des questions de méthodes dès la spécification du béton, et la prise en compte des aspects de rhéologie dès la phase d'étude, qui s'en trouve naturellement rallongée ;
- la possibilité d'atteindre, pour des enrobages et des conditions d'environnement comparables, une durabilité clairement améliorée ; cette possibilité exigeant là encore une bonne qualité d'exécution et l'anticipation des questions de méthode et des effets thermiques.

Nous espérons que ces avantages sauront être mis à profit par les concepteurs, et que les maîtres d'œuvre ne craindront pas d'en bénéficier, moyennant les précautions que nous avons pu lister, pour améliorer collectivement la qualité et la durabilité de ce type d'ouvrages.





## BIBLIOGRAPHIE

- ACKER P., Comportement mécanique du béton. Apports de l'approche physico-chimique, *Rapport de Recherche LPC*, **152**, juillet **1988**, 117 pages.
- AMANDOLESE X., *Contribution à l'étude des chargements fluides sur des obstacles non profilés fixes ou mobiles : application aux tabliers de pont*, thèse de doctorat de l'ENPC, mai **2001**.
- AUGUSTIN V. et al., Le pont sur l'Élorn à Brest, *Travaux*, **699**, juin **1994**, pp. 48-60.
- BARCELO L., *Influence de la caractéristique des ciments sur la structuration et le comportement dimensionnel des matériaux cimentaires au jeune âge*, Thèse, ENS Cachan, octobre **2001**.
- BOGUE R.H., *La chimie du ciment Portland*, CERILH, éd. Eyrolles, Paris, **1952**.
- BONNEAU O. et AÏTCIN P.-C., Importance of water curing to control the initial shrinkage cracking and durability of high performance concrete (HPC) structures, *Concrete under severe conditions, Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. CONSEC'01*, Vancouver, Univ. British Columbia, june **2001**, pp. 1271-1278.
- BOUCHON E. et LEFÈVRE J., Pont de Tanus, *Bulletin Ouvrage d'Art*, **19**, SÉTRA, **1994**.
- BRESSON J., La prévision des résistances des produits en béton, *Proc. of the RILEM Int. Conf. on Concrete at early ages*, Paris, éd. Anciens ENPC, vol. I, avril **1982**, pp. 111-115.
- CAFFORT R. et al., Le viaduc du Viaur dans l'Aveyron. Un record de France sous vent turbulent, *Travaux*, **741**, avril **1998**.
- D'ALOÏA L., *Détermination de l'énergie d'activation apparente du béton dans le cadre de l'application de la méthode du temps équivalent à la prévision de la résistance en compression au jeune âge : approches mécanique et calorimétrique, simulations numériques*, Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, mars **1998**.
- D'ALOÏA L. et CLÉMENT J.-L., Meeting strength requirements at early age by using numerical tools. Determination of the apparent activation energy of concrete, *Proc. of the Int. Congress « Creating with Concrete », vol. Modern concrete materials : binders, additions and admixtures*, Univ. of Dundee, 6-10 sept. **1999**, pp. 637-652.
- DAVY J. et MIRET O., Le pont de Tsing Ma à Hong Kong – construction des pylônes, *Travaux*, **697**, avril **1994**, pp. 64-72.
- de LARRARD F. et al., la nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performances, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **202**, mars-avril **1996**, pp. 61-69.

- de LARRARD F., GILLET G., CANITROT B., Preliminary HPC mix-design study for the « Grand viaduc de Millau », an exemple of LCPC's approach, *actes du symposium BHP'96 sur l'utilisation des bétons de hautes performances*, Presses de l'ENPC, Paris, mai **1996**, pp. 1323-1331.
- de LARRARD F., *Concrete mixture proportioning, a scientific approach*, E FN SPON, **1999**.
- de LARRARD F., LCPC, *Structures granulaires et formulation des bétons*, Études et Recherches des LPC, Ouvrages d'Art, **OA 34**, avril **2000**, 416 pages.
- DIVET L., État des connaissances sur les causes pouvant être à l'origine des réactions sulfatiques internes au béton, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **227**, juillet-août **2000**, pp. 71-84.
- DO M.T., SCHALLER I., de LARRARD F., AÏTCIN P.-C., Fatigue des bétons à hautes performances, *Annales de l'ITBTP*, **536**, septembre **1995**, pp. 1-27.
- DUMOULIN C., Active tendon actuators for cable-stayed bridges, *Cable Dynamics*, Trondheim, Norvège, août **1999**.
- FOURÉ B., POINEAU D., TAKORABET N., VEZOLE P., *Recommandations pour l'exécution des reprises de bétonnage*, document CEBTP – FFB – SÉTRA, juin **2000**.
- GACHITEGUY R. et VIOSSANGES G., Le viaduc du Viaur, *Bulletin Ouvrage d'Art*, **29**, SETRA, mars **1998**.
- GEOFFRAY J.-M., Mise en œuvre du béton, *Les techniques de l'Ingénieur*, **1995**.
- GILLET G. et *al.*, Le viaduc de Verrières, *Travaux*, **774**, avril **2001**.
- HUMBERT P., CÉSAR-LCPC : un code général de calcul par éléments finis, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **160**, mars-avril **1989**, pp. 112-115.
- KAPLAN D., LCPC, *Pompage des bétons*, Études et Recherches des LPC, Ouvrages d'Art, **OA 36**, mars **2001**, 228 pages.
- KHEIRBEK A., *Influence des paramètres de formulation sur les retraits endogène et de dessiccation de la pâte de ciment*, Thèse de Doctorat de Génie civil, Université de Cergy-Pontoise, **1999**.
- LE PICARD F. et *al.*, Le pont sur l'Élorn à Brest (Finistère), *Travaux*, **686**, **1993**, pp. 28-36.
- LE PICARD F. et *al.*, Le nouveau pont sur l'Élorn, in « *La technique française du béton précontraint* », XII<sup>e</sup> congrès de la FIP, Washington, **1994**, pp. 263-270.
- LE ROY R. et de LARRARD F., Creep and shrinkage of high-performance concrete : the LCPC experience, *Proceedings of the 5th International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete*, Chapman & Hall, **1993**, pp. 499-504.
- LE ROY R., LCPC, *Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances*, Études et Recherches des LPC, Ouvrages d'Art, **OA 22**, septembre **1996**, 377 pages.
- LE ROY R., de LARRARD F., PONS G., Calcul des déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances, in « *Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons B80* », *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, mai **1996**, pp. 63-84.
- MEEKS K.W. et CARINO N.J., *Curing of High Performance Concrete : report of the state-of-the-art*, NIST (National Institute of Standards and Technology), États-Unis, **1999**.
- MILLS R.H., Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes, *ACI – SP 60*, **1966**, pp. 406-424.

- OTTAVY C., *Influence des additions minérales sur le retrait des mortiers*, DESS Matériaux, LCPC, Paris, **1999**.
- POWERS T.C. et BROWNYARD T.L., Studies of the physical properties of hardened portland cement paste, *Journal of the ACI, Proceedings*, vol. **43** (4), **1947**, pp. 971-992.
- SEDRAN T., de LARRARD F., ANGOT D., Prédiction de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. I : Fondements théoriques et calibration du modèle, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **194**, novembre-décembre **1994**, pp. 59-70.
- SEDRAN T., de LARRARD F., ANGOT D., Prédiction de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. II : Validations et cas des mélanges confinés, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **194**, novembre-décembre **1994**, pp. 71-86.
- SEDRAN T., *Rhéologie et rhéométrie des bétons. Application aux bétons autonivelants*, thèse de Doctorat de l'ENPC, mars **1999**, 220 pages.
- TAYLOR H.F.W., Portland cement : hydration products, *The Journal of Materials Education*, vol. **9** (4), **1987**, pp. 429-450.
- TAZAWA E. et MIYAZAWA S., Influence of constituents and composition on autogenous shrinkage of cementitious materials, *Magazine of Concrete Research*, vol. **49** (178), **1997**, pp. 15-22.
- TORRENTI J.-M. et al., La simulation des effets thermiques dans le béton au jeune âge : exemples d'application, *Annales de l'ITBTP*, **535**, juillet-août **1995**, pp. 3-27.
- TORRENTI J.-M., *Comportement mécanique du béton. Bilan de six années de recherche*, Études et Recherches des LPC, Ouvrages d'Art, **OA 23**, **1996**, 109 pages.
- TOUTLEMONDE F. et LE MAOU F., Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation. Le point sur quelques techniques de laboratoire, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **203**, mai-juin **1996**, pp. 105-119.
- ULM F.-J., LCPC, *Couplages thermochemomécaniques dans les bétons. Un premier bilan*, Études et Recherches des LPC, Ouvrages d'Art, **OA 31**, mai **1999**, 105 pages.
- VAN BREUGEL K. et DE VRIES J., Mixture optimization of low water/cement ratio high strength concretes in view of reduction of autogenous shrinkage, *Actes du Symposium sur les bétons à hautes performances et les bétons de poudres réactives*, Sherbrooke, août **1998**, pp. 365-382.
- WALLER V., NAPROUX P., de LARRARD F., Contribution des fumées de silices et des cendres volantes silico-alumineuses à la résistance en compression du béton – quantification, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **208**, mars-avril **1997**, pp. 53-65.
- WALLER V., LCPC, *Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression*, Études et Recherches des LPC, Ouvrages d'Art, **OA 35**, **2000**, 320 pages.
- WEBER S. et REINHARDT H.W., A new generation of high performance concrete : concrete with autogenous curing, *ACBM*, vol. **6** (2), août **1997**, pp. 59-68.
- XA KHIEN H., *Optimisation des coulis d'injection pour gaines de précontrainte*, DEA Matériaux avancés et ingénierie des enveloppes, ENS Cachan – LCPC, juin **1997**.

---

*Structural Control : past, present, and future*, ASCE, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. **123** (9), Special Issue, **1997**.

*Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa*, AFREM, sous la direction de F. de Larrard, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées spécial XIX*, mai **1996**.

Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou en béton précontraint par post-tension, *Bulletin Officiel, marchés publics de travaux – CCTG*, fascicule 65-A, août **2000**.

*Guide de chantier niveau 3, 3.3. Coffrages glissants*, CETE Aix en Provence – SÉTRA, **1970**.

*Guide de chantier du maître d'œuvre*, SÉTRA, **1970**.

*Ponts Mixtes. Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles*, SÉTRA, septembre **1995**.

*Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel*, Groupe de travail « Rhône Alpes », **1999**, document provisoire en cours de révision, à paraître comme guide technique LCPC-SÉTRA.

*Bétons autoplaçants : recommandations provisoires*, AFGC (Association Française de Génie Civil), Documents scientifiques et techniques, juillet **2000**, 64 pages.

*La méthode MBE*, projet national CALIBÉ, Plan Génie Civil, EFB – coll. de l'IREX, janvier **2001**.

*Résistance du béton dans l'ouvrage. Guide d'utilisation de la maturométrie sur chantier*, projet national CALIBÉ, Plan Génie Civil, en cours d'édition EFB – collection de l'IREX, **2001**.

*Comportement au vent des ponts*, Groupe de travail de l'AFGC sous la direction de C. Crémona et J.-C. Foucriat, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, **2002**, 494 pages.

## MONOGRAPHIES

On donne dans les pages qui suivent quelques éléments quantitatifs caractéristiques des principaux ouvrages qui ont permis d'illustrer ce document. Il ne s'agit donc pas d'une recension exhaustive des ponts comportant des piles de grande hauteur, ni même des ponts construits en BHP comportant des piles ou des pylônes de grande hauteur. On a considéré que les exemples ci-après étaient relativement typiques des problématiques évoquées, pour que le lecteur puisse se référer ensuite utilement à un dossier plus complet sur ces ouvrages.

### Ouvrages décrits

Pont de Normandie  
 Viaduc de Tanus (ou viaduc du Viaur)  
 Pont sur l'Elorn  
 Viaduc de Millau  
 Viaduc de Verrières  
 Washimi Bridge (Japon)  
 Pont du Kochertal (Allemagne)  
 Tsing Ma Bridge (Hong Kong)

**Tableau historique**  
**Exemples de piles de grande hauteur**

Ponts	Piles en	Date de construction	Hauteur (m)
<i>Fades</i>	Maçonnerie	1909	92
<i>Gouet</i>	Béton ordinaire	1980	64
<i>Egratz</i>	Béton ordinaire	1981	68
<i>Magnan</i>	Béton ordinaire	1975	90
<i>Nantua</i>	Béton ordinaire	1986	86
<i>Lignon</i>	B40	1993	105
<i>Tanus (Viaur)</i>	B40	1998	106
<i>Verrières</i>	B50	2001	138
<i>Tulle</i>	B60	2001	150
<i>Millau (projet)</i>	B75	à partir de 2002	245
<i>Kochertal (record actuel)</i>	Béton ordinaire	1979	180

## PONT DE NORMANDIE

Directement connecté au Nord à l'autoroute A 131 (Pont de Tancarville – Le Havre) et au Sud à l'autoroute A 13, le pont de Normandie s'inscrit dans le projet dit « Route des Estuaires » permettant d'assurer une continuité autoroutière entre le nord et le sud-ouest de l'Europe. Il s'agit d'un ouvrage de 2 141 m de long, dont 856 m de portée haubanée (record du monde des ponts à haubans en 1994, lors de sa construction). La travée principale est formée de deux consoles béton de 116 m de chaque côté des pylônes, et d'une travée métallique (caisson à dalle orthotrope) de 624 m. Les pylônes, de section tubulaire, s'inscrivent dans un rectangle variant linéairement de 10 m à la base à 8 m à la liaison en tête de pylône, la largeur 5,47 m restant constante. Ils ont une hauteur de 202,74 m (équivalent de la Tour Montparnasse). À ce titre, ils constituent les plus hautes tours de pont en béton précontraint du monde, pesant chacune 20 000 t. Leur forme est celle d'un Y renversé.

Les pylônes ainsi que le tablier ont été réalisés en B60. Chaque pylône représente 7 600 m<sup>3</sup>. La réalisation s'est faite grâce à un coffrage auto-grimpant, en 36 levées de bétonnage de hauteur comprise entre 3,31 et 3,44 m. Les jambes de 121,28 m de haut sont reliées entre elles au niveau des fondations par un tirant précontraint, et au niveau du tablier par une entretoise dans laquelle le tablier vient s'encasturer. Les semelles et le tirant ont été réalisés en B40. La tête du pylône est une structure mixte acier-béton.

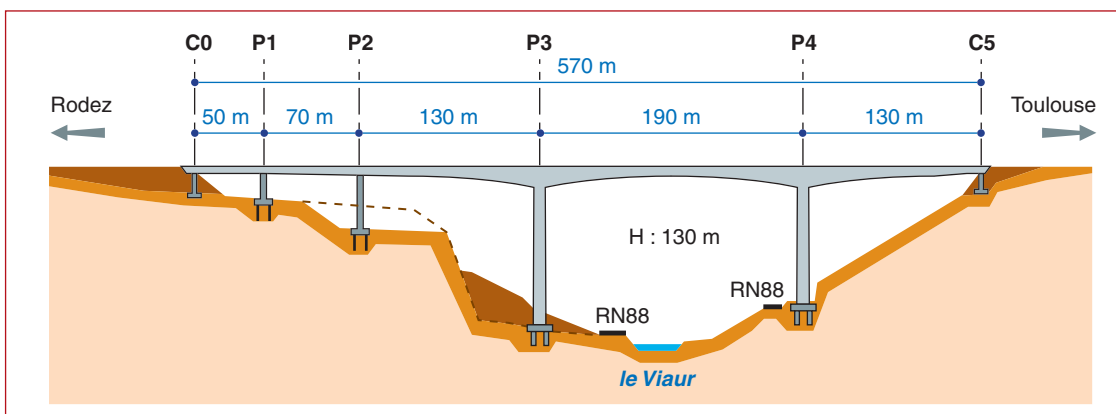
### Composition et caractéristiques du B60

Composant	Dosage en kg/m <sup>3</sup>
Ciment (avec fumée de silice pré-mélangée)	425
Sable 0/4	770
Gravillon 5/12,5	325
Gravillon 12,5/20	740
Résine GT	10,5
Eau	150



### VIADUC DE TANUS

Le viaduc du Viaur (ou de Tanus) fait partie de la RN 88 qui relie Toulouse à Lyon. D'une longueur totale de 570 m, il est constitué de cinq travées, la plus longue mesure 190 m. Le tablier est en béton précontraint. Pour ce type de tablier, 190 m constitue le record de France. La construction par encorbellements a été conditionnée par l'étude au vent qui a conduit à un ferrailage important dans les piles, malgré une stabilisation par haubanage provisoire. Ce pont a été réalisé avec du B40. À l'époque des études préliminaires, le BHP en était encore à ses débuts, et il a été jugé probablement trop ambitieux d'en projeter l'utilisation dans un ouvrage comportant déjà suffisamment de difficultés techniques [Bouchon et Lefèvre 1994], [Caffort et al. 1998], [Gachitéguy et Viossanges 1998].

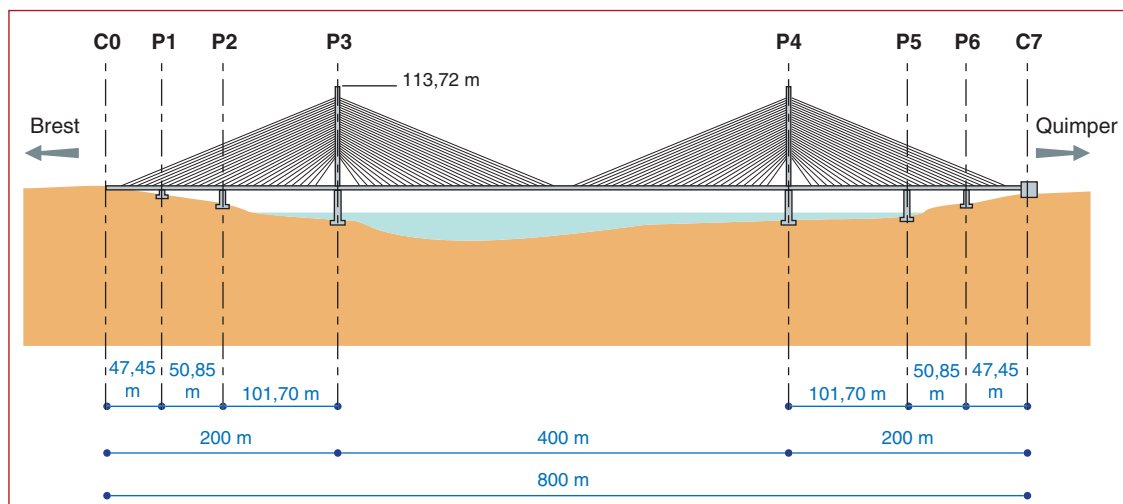


## PONT SUR L'ELORN

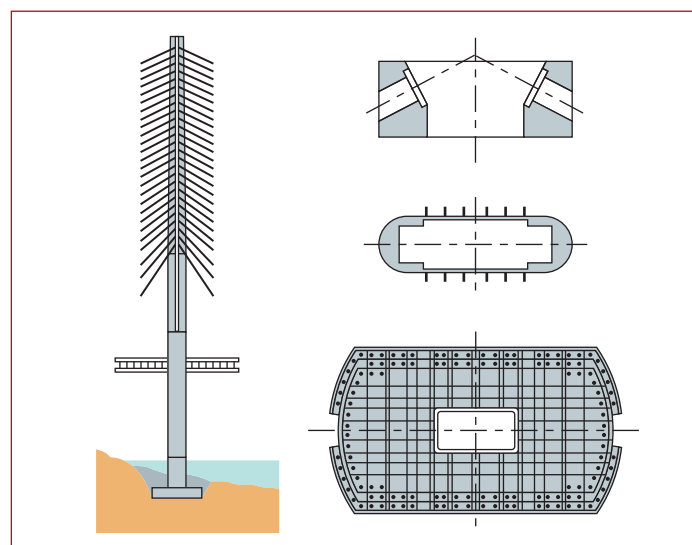
Le pont sur l'Elorn est un pont de 800 m de longueur dont 400 m de portée haubanée. Les pylônes ont une hauteur de 83 m au-dessus du tablier. Ils sont de 2,9 m d'épaisseur et de largeur variable de 5 m à la base à 3 m au sommet avec un évidement central de  $0,70 \times 1,40$  m. Le pylône est réalisé avec du B80 dans les trois quarts inférieurs et du B60 dans son quart supérieur. Les quantités de BHP mises en œuvre sont de  $420 \text{ m}^3$  de B60 et de  $1\,350 \text{ m}^3$  de B80. Le pont a été mis en service en juillet 1994 [Augustin et al. 1994], [Le Picard et al. 1993], [Le Picard et al. 1994].

La mise au point du B80 a pris huit mois, compte tenu des agrégats locaux et du ciment utilisé. La résistance réelle moyenne du B80 était de 100 MPa à 28 jours. La formulation des B80 est présentée dans le tableau ci-après. Le B80 était rendu nécessaire par la taille très faible des pylônes et les sollicitations importantes auxquelles ils étaient soumis. Les pylônes ont été réalisés en 20 levées de 4,17 m au moyen d'un coffrage auto-grimpant. À cause des problèmes d'exothermie, les coffrages étaient gardés en place 3 jours pour éviter les chocs thermiques sur les faces extérieures. Le béton au cœur du pylône atteignait plus de  $70^\circ\text{C}$  peu après sa prise. Compte tenu de cette température, la nature PM du ciment utilisé (faible teneur en alcalins) limite heureusement le risque de réactions de gonflement internes différées.

### Vue générale du pont sur l'Elorn



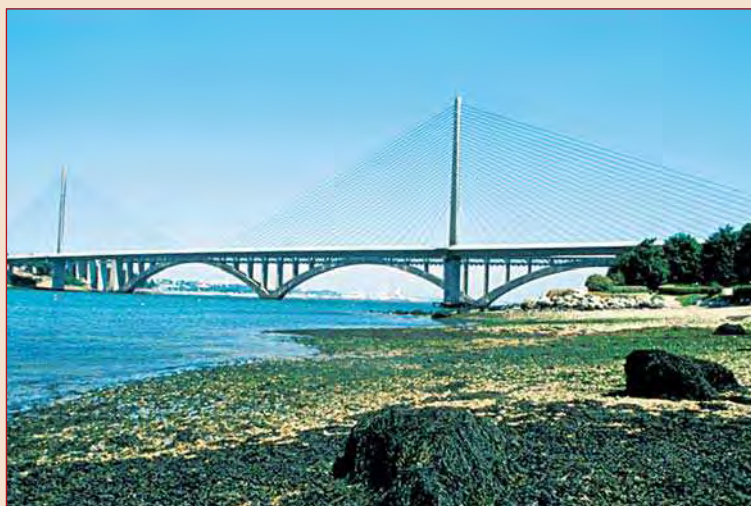
### Plans du pylône





### Composition et caractéristiques du B80

Composant	kg par m <sup>3</sup> de béton	Caractéristiques	
Ciment de Saint-Vigor CPA HP PM	450	Densité moyenne	2,48
Sable 0/4 de Saint-Renan	744	Affaissement	21 +/- 3 cm
Gravier 4/10 de Kerguillo	423	Résistance	88 MPa
Gravier 10/16 de Kerguillo	634	caractéristique	
Fumée de silice (8 %)	36	en compression à 28 j	
Plastifiant (3,95 %)	18		
Retardateur de prise	1,6		
Eau (rapport E/C = 0,32)	132		



## VIADUC DE MILLAU

Le viaduc de Millau a fait l'objet de nombreuses études. Le projet d'ouvrage d'art a été effectué sur les bases d'une conception architecturale due à Sir N. Forster. L'ouvrage fait partie de l'A 75, autoroute non concédée, mais l'ouvrage sera concédé et l'appel à concessionnaire était en cours de mise au point lors de la rédaction de ce document. Les éléments qui suivent sont issus du projet d'ouvrage d'art réalisé par le groupement de bureaux d'études SOGELERG/EEG/SERF contrôlé par l'AIOA-A75 et le SÉTRA. Le but du projet d'ouvrage d'art était de montrer qu'il était possible de construire l'ouvrage compte tenu de sa complexité. En effet, d'une longueur de 2460 m, l'ouvrage comporte 7 piles et donc huit travées, dont 6 travées courantes de 342 m et 2 travées de rives de 204 m de longueur. Les piles sont surmontées d'un pylône qui supporte le tablier par l'intermédiaire d'un haubannage en une nappe. Pour chaque fléau, 50 haubans sont utilisés (25 de chaque côté), allant de 50T15 à 93T15. La hauteur des piles est :

P1 = 94,5 m	P3 = 221,7 m	P5 = 136,4 m	P7 = 77,6 m
P2 = 244,8 m	P4 = 144,5 m	P6 = 109,3 m	

Deux solutions de tablier ont été étudiées au niveau du POA : un tablier en béton précontraint et un tablier métallique. Le tablier béton serait construit par encorbellements successifs et le tablier métallique par poussage.

Les particularités de l'ouvrage résident dans la hauteur de ses piles et dans l'utilisation d'un BHP qui, au niveau de l'étude préliminaire, devait être au minimum de 60 MPa compte tenu des descentes de charge considérables (jusqu'à 1000 MN sur la pile la plus haute). D'autre part, la longueur importante de l'ouvrage entraîne des déplacements importants lors des rétrécissements et raccourcissements d'origine thermique. Cela nécessite des conditions d'appui spécifique et, notamment, une grande flexibilité des appuis dans cette direction. Pour la solution béton, lors de la construction par encorbellement, les expériences passées montrent qu'il est nécessaire d'avoir une bonne rigidité des piles vis-à-vis des efforts de rotation, de torsion, et de balancement du fléau.



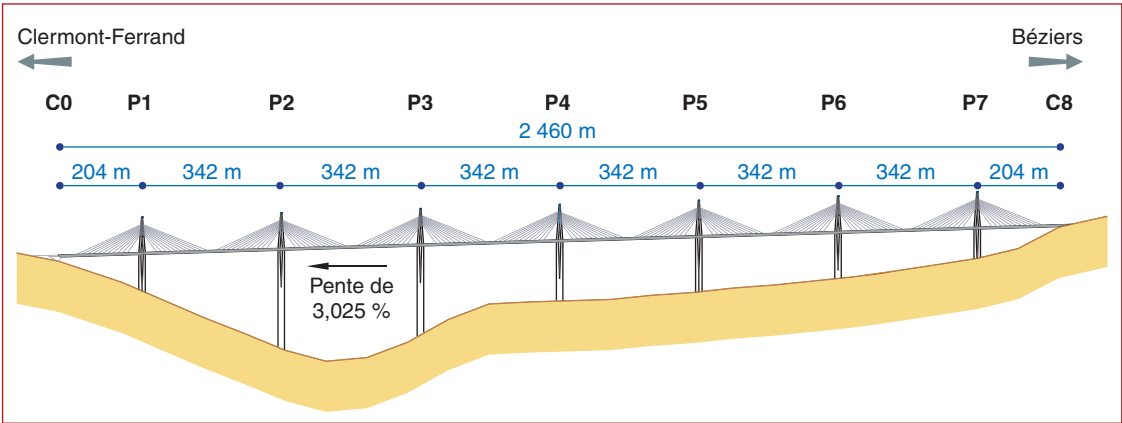
La solution au problème *a priori* contradictoire a consisté à dédoubler les fûts sur un tiers environ de la hauteur, apportant ainsi une bonne flexibilité dans le sens longitudinal. Par contre, le tablier est encasté dans la pile, et le fléau a donc une bonne rigidité en rotation, torsion et balancement latéral. Évidemment, vu la hauteur extrême de certaines piles, cette solution n'est pas suffisante lors de la construction, qui nécessite une stabilisation par haubannage.

Les études béton ont été réalisées très en amont, avec plusieurs phases de pré-études, d'une part pour s'assurer de la possibilité d'atteindre une résistance de 80 MPa, avec les matériaux locaux, et les propriétés de durabilité associées (résistance au gel sans entraîneur d'air notamment) et, d'autre part, pour s'assurer que ce béton pourrait effectivement être utilisé pour couler les piles qui ont une géométrie particulière. La pression sur les coffrages lors du bétonnage a aussi été vérifiée.

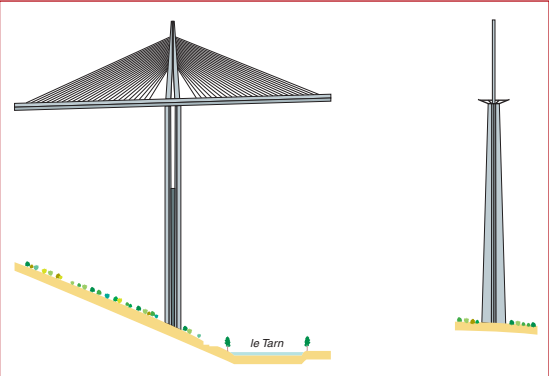
Le dimensionnement de l'ouvrage s'est montré particulièrement sensible aux effets du vent (notamment lors de la construction).



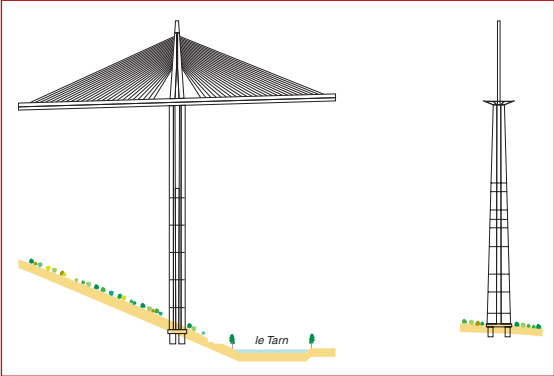
**Coupe longitudinale du projet du grand viaduc de Millau**



**Projet du grand viaduc de Millau.  
Pile P2, coupe transversale**

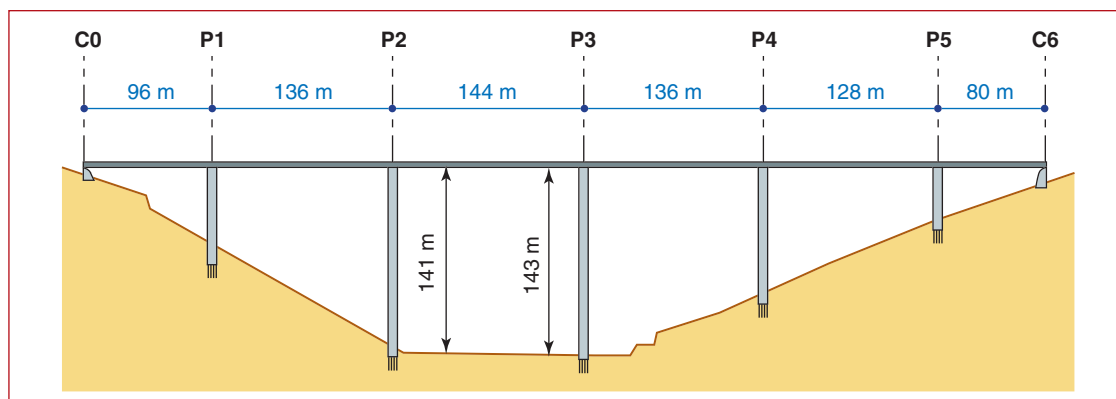


**Projet du grand viaduc de Millau.  
Pile P2, aspect extérieur**



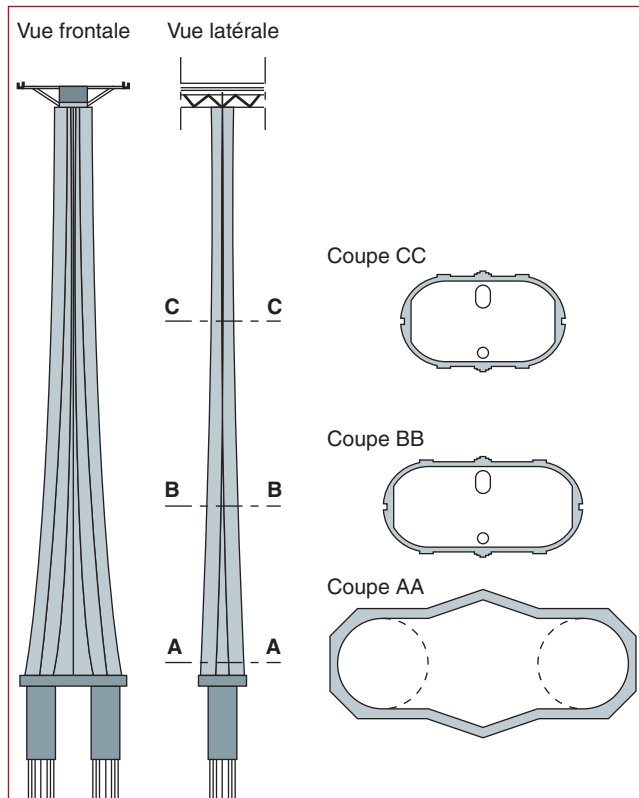
## VIADUC DE VERRIÈRES

Le viaduc de Verrières [Gillet et *al.* 2001] fait partie de l'autoroute A 75. Le tablier est un tablier mixte (caisson acier + bracons latéraux + dalle béton participante) composé de 6 travées de 80 à 144 m pour une longueur totale de 720 m. Le tablier est poussé sur 5 piles de hauteur variable de 41 à 138 m. Les piles P2 et P3 sont de très grande hauteur. L'outil coffrant est auto-grimpant pour l'extérieur (levées de 4 m, exécutées en 2 à 3 jours) et grimpant classique à l'intérieur (monté sur une plate-forme à rochets). Les piles sont calculées sur la base d'un B50. Aucune stabilisation au vent n'a été nécessaire pour la résistance des piles durant la construction.



Vue d'ensemble de l'ouvrage

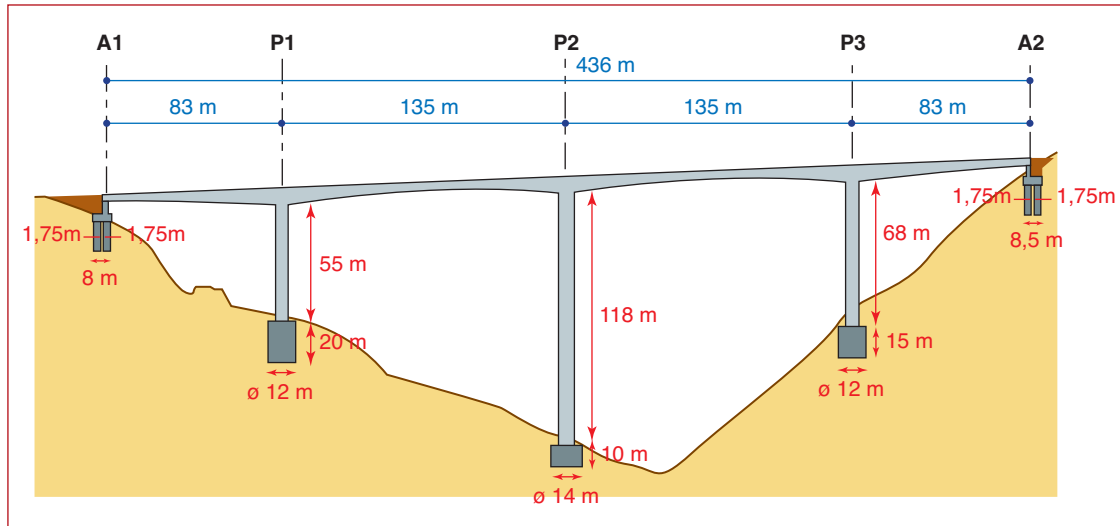
### Plan de la pile P3





### WASHIMI BRIDGE (JAPON)

Le Washimi Bridge est un pont situé sur l'autoroute Tokai-Hokuriku dans la préfecture de Gifu (centre du Japon). Le tablier, d'une longueur de 436 m est un caisson en béton précontraint découpé en 4 travées de 83, 135, 135 et 83 m, construit par encorbellements successifs. La pile centrale mesure 118 m et toutes les piles sont construites avec un B50 et des armatures à haute résistance (685 MPa). La construction des piles a été faite à l'aide d'une coffrage grim pant.



## PONT DU KOCHERTAL (ALLEMAGNE)

Le pont du Kochertal est situé sur l'autoroute Heilbronn-Nürnberg près de Geislingen (Bade Wurtemberg) et franchit une brèche de 1128 m. Il est constitué de 9 travées, d'une portée maximale de 138 m. Le tablier est en béton précontraint construit par voussoirs coulés en place. Les piles sont de grande hauteur, deux d'entre elles avoisinent 180 m, ce qui constitue à notre connaissance le record de hauteur (peut-être également détenu par l'Europa Brücke, situé sur la route du col du Brenner près de Innsbruck, construit en 1963).

À leur base, les piles mesurent 9,5 m dans le sens longitudinal et 15 m dans le sens transversal, pour une épaisseur de 80 cm. Des diaphragmes sont disposés tous les 23 m en partie courante, avec un premier diaphragme à 16 m de la base. Les piles ont été construites avec un coffrage grimpant, par levées de 4,27 m réalisées en cycles de 2 jours. Le coffrage grimpant a été préféré au coffrage glissant pour des raisons économiques et pratiques. En effet, l'entreprise a considéré que, vu la taille des piles, un coffrage grimpant permettait de conserver des cycles de travail normaux, sans qu'aucun problème ne soit induit par les arrêts de travail la nuit, le week-end, ou lors des intempéries ou des grèves.

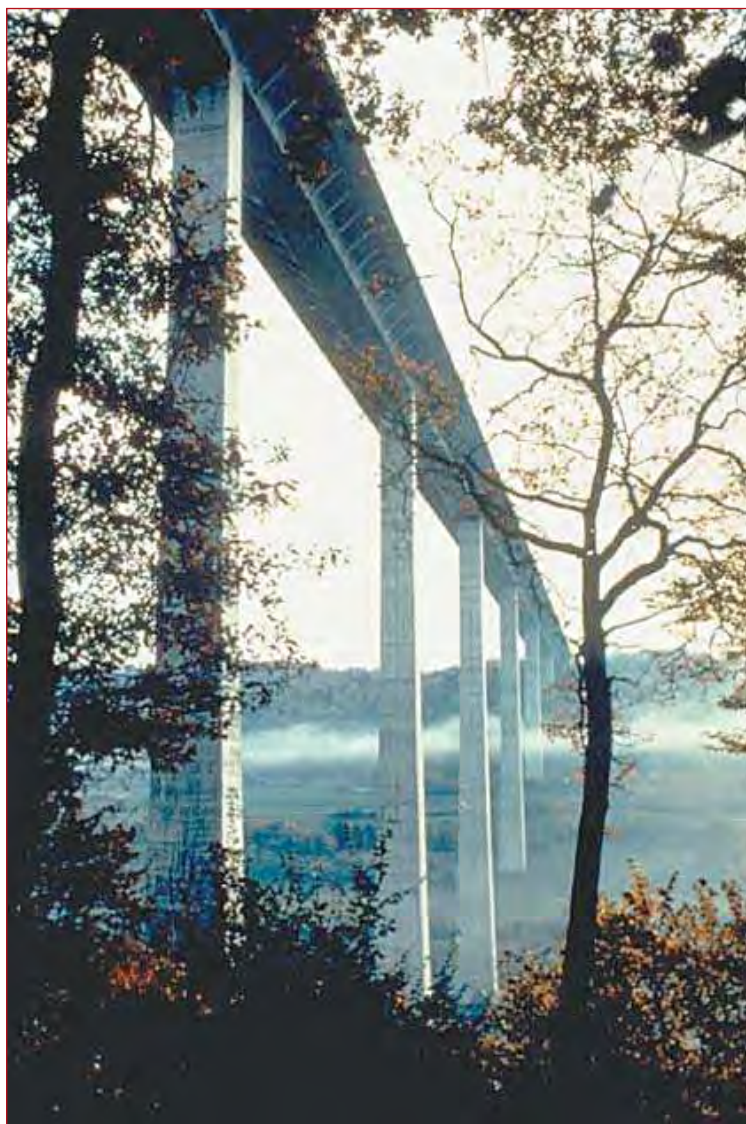
La méthode de construction choisie a permis de contreventer les piles en cours de construction, sans faire appel à un moyen extérieur (haubans ou autres). Cette méthode consistait à fabriquer les voussoirs à l'aide d'un équipage mobile supporté par une grande poutre (type poutre de lancement), appuyée sur le sommet d'une pile et au bout du porte-à-faux du fléau précédent. L'équipage mobile permettait d'assurer le bétonnage du caisson central, tandis que les encorbellements (portant la largeur totale du tablier à 31 m environ), portés par des bracons préfabriqués en béton, étaient coulés ensuite.

Les efforts de calcul sur les deux plus grandes piles atteignent 110 MN (effort normal en tête) et 1400 MN.m (moment maximal en pied). Malgré ses dimensions, ce pont constitue un ouvrage monumental assez élégant, bien intégré dans son site, avec une géométrie simple et pure.

### Construction des fléaux par encorbellement, avec appui sur le fléau précédent



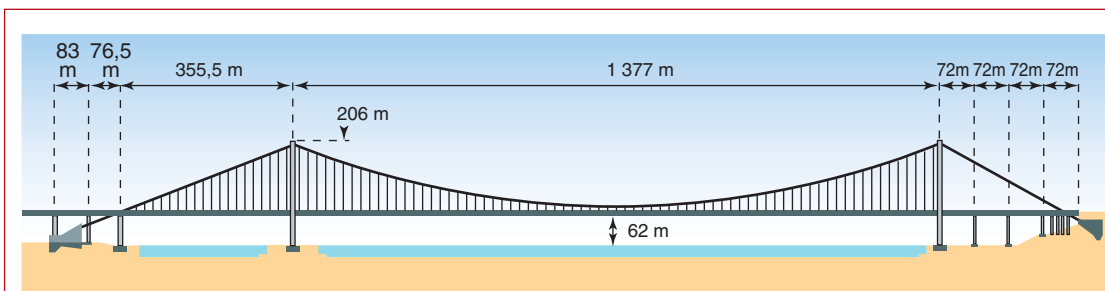
**Pont du Kochertal près de Geislingen**





## TSING MA BRIDGE (HONG KONG)

Le pont suspendu de Tsing Ma fait partie d'un lien fixe vital pour Hong Kong entre Kowloon et l'île de Lantau. Il porte une autoroute et une voie ferrée, et constitue à son achèvement en 1997 le record mondial de longueur des ponts suspendus assurant cette double fonction. La portée principale est de 1 377 m, la longueur totale est de 2,2 km, la hauteur des pylônes en béton armé est de 206 m. Ces pylônes sont constitués de deux fûts, fuselés en partie haute et entretoisés, construits grâce à un outil coffrant glissant continûment. Les deux câbles porteurs sont fixés sur les pylônes par l'intermédiaire de selles en acier assurant le transfert des charges. Chaque câble est constitué de 32 000 fils d'acier spécial galvanisé à haute résistance en traction. Le tablier est constitué de caissons métalliques préfabriqués.





**Document publié par le LCPC**

sous le n°51123118

....

**Conception et réalisation**

DESK (Laval)

....

**Dessins**

LCPC-IST, Philippe Caquelard

....

**Crédits photographiques**

Pont sur l'Elorn : LCPC

Viaduc de Millau : Eiffage Construction

Pont de Normandie : Bouygues, SÉTRA

Viaduc de Tanus : SÉTRA

Viaduc de Tulle : LRPC de Clermont-Ferrand

Viaduc de Verrières : LCPC

....

**Impression**

BIALEC (Nancy), France

....

**Dépôt légal**

2<sup>e</sup> trimestre 2003 - N° 58808



Rédigé dans le cadre du thème BTHP du projet national BHP 2000, ce guide tire parti d'expériences françaises récentes (viaducs de Verrières ou de Tulle, pont de Normandie...) qui valorisent les bétons à hautes performances dans des ponts comportant des piles ou des pylônes de grande hauteur. Pour ces ouvrages, la spécificité du comportement des BHP (gamme B60-B80) conduit à poser de façon nouvelle les questions du choix du matériau et de son rôle dans la conception. Il s'agit ainsi d'un cas "exemplaire" pour une approche globale de l'ingénierie des ouvrages.

Le détail des chapitres (étude du matériau béton, méthodes, calcul, exécution et contrôle) fait apparaître le BHP, associé à un pourcentage suffisamment élevé d'armatures, comme un véritable "nouveau matériau", qui permet dans ce type d'ouvrages : une économie nette de matériau, à fonctionnalité identique ; la possibilité d'atteindre des spécifications sévères pour la mise en œuvre ; et la possibilité d'améliorer clairement la durabilité, sous réserve d'une bonne qualité d'exécution et d'une anticipation suffisante des questions de méthode et des effets thermiques.

This guide was composed by 'BTHP' task group of the national R&D project 'BHP 2000'. It is based on recent French experience (Tulle or Verrières viaducts, Normandie bridge...) made with the use of high performance concrete in bridges with very high piers or pylons. For such bridges, the HPC specific behaviour (in the range C55/67 to C80/95) involves new conditions of decisions with respect to the choice of the material and its subsequent part in the design phase. It is thus a demonstration case for a typical application in global structural engineering. The different chapters (concrete material definition, execution methods, design, realisation and control), emphasises that HPC, associated with a high enough reinforcement ratio, is a real new material, making it possible to reach following results :

- significant volume savings, for the same project requirements,
- the possibility of reaching, with no more difficulties than with conventional concrete mixes, severe rheology requirements at the fresh state,
- thus clearly improving the durability, provided erection methods as well as early age thermal effects are anticipated and execution quality is ensured.