

PONTS MIXTES



RECOMMANDATIONS
pour maîtriser
la fissuration des dalles



Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes



Page laissée blanche intentionnellement

PONTS MIXTES



SEPTEMBRE 1995

Document réalisé et diffusé par le



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cédex - FRANCE
Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopieur : (1) 46 11 31 69 - Télex : 260763 F

Membres du groupe de travail

MM.	ACKER	<i>L.C.P.C.</i>
	ALBITAR	<i>C.T.I.C.M.</i>
	BERTHELLEMY	<i>S.E.T.R.A.</i>
	BOUVY	<i>C.E.T.E. DE LYON</i>
	BROZZETTI	<i>C.T.I.C.M.</i>
	CAUSSE	<i>SCETAUROUTE I.M.I.</i>
	CHABROLIN	<i>C.T.I.C.M.</i>
	CORFDIR	<i>S.E.T.R.A.</i>
	COURTOIS	<i>EFFEL C.M.</i>
	DANTEC	<i>LABORATOIRE DE CLERMONT</i>
	DUBOIS	<i>BAUDIN CHATEAUNEUF</i>
	DUCOUT	<i>O.T.U.A.</i>
	DUGAS	<i>RICHARD DUCROS</i>
	FLEURY	<i>RICHARD DUCROS</i>
	FLOURENS	<i>C.N.R.</i>
	HUMILIERE	<i>BAUDIN CHATEAUNEUF</i>
	KRETZ	<i>S.E.T.R.A.</i>
	LACOMBE	<i>S.E.T.R.A.</i>
	LACROIX	<i>EXPERT</i>
	LE FAUCHEUR	<i>S.E.T.R.A.</i>
	POINEAU	<i>S.E.T.R.A.</i>
	RAMONDENC	<i>S.N.C.F.</i>
	RAOUL	<i>S.E.T.R.A.</i>
	ROCHE	<i>S.E.T.R.A.</i>
	SUDRET	<i>LABORATOIRE D'AUTUN</i>
	TROUILLET	<i>R.C.A.</i>
	VIRLOGEUX	<i>EXPERT</i>

Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles

Viaduc de la Planchette



Ce document a été rédigé par T. KRETZ à l'exception :

- d'une partie du chapitre 6, rédigée par G. CAUSSE et F. DE LARRARD,
- des spécifications relatives à l'étanchéité, rédigées par M. FRAGNET,
- des annexes A et B, rédigées respectivement par P. ACKER et R. LACROIX.

Sommaire

	Page
RÉSUMÉ	8
1 - BILAN DE LA SITUATION ACTUELLE	14
2 - ANALYSE DES CAUSES DE LA FISSURATION AU JEUNE ÂGE	
2.1 - Effet des actions mécaniques extérieures	16
2.2 - Exemple du viaduc de Caramany	17
2.3 - Effet des "retraits" au jeune âge	19
3 - CRITÈRES DE DURABILITÉ D'UNE DALLE DE PONT MIXTE	26
3.1 - Durabilité du matériau béton armé fissuré	27
3.2 - Résistance de la dalle fissurée	29
3.3 - Ouverture admissible des fissures	30
4 - MESURES À PRENDRE POUR LIMITER L'INTENSITÉ DE LA FISSURATION	
4.1 - Limitation de l'intensité de la fissuration due aux actions mécaniques extérieures	32
4.2 - Limitation de l'intensité de la fissuration due aux retraits dans les dalles coulées en place	37

Sommaire

5 - MESURES POUR LIMITER L'OUVERTURE DES FISSURES	
5.1 - Ferrailage minimal des dalles coulées en place	42
5.2 - Contrôle de l'ouverture des fissures	43
6 - DALLE CONNECTÉE EN DEUXIÈME PHASE	
6.1 - Avantages et inconvénients	44
6.2 - Dalle poussée sur l'ossature métallique	45
6.3 - Dalles préfabriquées reliées par des clavages en béton armé	46
6.4 - Dalles à joints conjugués collés	47
6.5 - Formulation des bétons des dalles connectées en deuxième phase	48
7 - CHOIX DU TYPE D'ÉTANCHÉITÉ	50
8 - CONTRÔLE DE LA CONTRAINTE DANS LES ACIERS PASSIFS	
8.1 - Ferrailage minimal	52
8.2 - Calcul de la contrainte dans les aciers passifs	54
8.3 - Espacement des armatures	55

Sommaire

9 - CLAUSES POUR LES CAHIERS DES CHARGES	
9.1 - Spécifications relatives au calcul de l'effet des actions extérieures et des retraits	56
9.2 - Spécifications relatives à la formulation du béton dans les dalles coulées en place	59
9.3 - Spécifications destinées à limiter l'intensité de la fissuration	61
9.4 - Spécifications destinées à limiter l'ouverture des fissures	62
9.5 - Spécifications complémentaires pour les dalles connectées en deuxième phase	64
9.6 - Spécifications relatives aux chapes d'étanchéité	64
9.6.1 - Étanchéité sur la dalle en béton	65
9.6.2 - Étanchéité sur les parties hors chaussées	67
 RÉFÉRENCES	 68
 ANNEXE 1	
LES RETRAITS DU BÉTON	71
 ANNEXE 2	
FISSURATION ET DURABILITÉ DU BÉTON ARMÉ	85

Page laissée blanche intentionnellement

Résumé

PHOTO SÉRIE - G. FERRUCCI



Présentation

La fissuration des dalles de pont en ossature mixte est admise par le règlement de calcul des ponts en ossature mixte acier-béton, qui impose seulement de respecter une condition de ferrailage minimum et de limiter la contrainte de traction dans les aciers passifs de la dalle, en zone de moment négatif. L'expérience montre que l'application du règlement ne suffit pas à contrôler la fissuration. Ainsi on observe fréquemment une fissuration en zone de moment positif, dans les zones où le béton est théoriquement comprimé. Un groupe de travail réunissant des ingénieurs du réseau technique de l'Équipement et de Scetauroute a été formé pour approfondir le problème. Les principales causes de la fissuration ont été analysées pendant l'année 1993. Ce groupe de travail, élargi à l'ensemble des partenaires concernés, a établi des recommandations pour contrôler la fissuration des dalles de pont en ossature mixte.

Ces recommandations peuvent être regroupées en trois parties :

- la première, qui recouvre les chapitres 1-2-3, analyse les causes et les conséquences possibles de la fissuration ;
- la deuxième, qui recouvre les chapitres 4 à 8, présente les mesures à prendre pour assurer une bonne durabilité de la dalle ;
- la troisième, qui est constituée du chapitre 9, reprend les mesures préconisées sous forme de clauses techniques pour les cahiers des charges.

La prise en compte de ces prescriptions conduit à augmenter légèrement la durée de réalisation des dalles, par rapport à certaines pratiques actuelles. Le maître d'oeuvre devra en tenir compte lors de l'établissement du calendrier prévisionnel des travaux.

Avant de développer succinctement les différents aspects de ces recommandations, il faut rappeler que la fissuration de la dalle d'une poutre mixte en zone de moment négatif fait partie de son fonctionnement normal. Il convient toutefois de limiter l'intensité de la fissuration ainsi que l'ouverture unitaire des fissures. Il est de plus normal d'éviter les fissures qui se produisent en cours de construction en raison de la formulation du béton ou des méthodes de mise en oeuvre.

Nous avons pu vérifié sur des ouvrages récemment construits que ces recommandations sont **suffisantes** pour atteindre cet objectif.

Les recommandations distinguent les mesures destinées à limiter l'intensité de la fissuration des mesures destinées à limiter l'ouverture des fissures.

L'intensité de la fissuration est caractérisée par la longueur fissurée totale et par l'ouverture cumulée des fissures par mètre linéaire en zone fissurée. Elle résulte des contraintes de traction qui apparaissent dans le béton sous les actions mécaniques extérieures et des déformations gênées du béton dues aux "retraits".

Mesures recommandées pour limiter l'intensité de la fissuration résultant des actions extérieures

Les contraintes de traction qui apparaissent dans le béton sous l'action des charges permanentes et des charges de chantier (équipage mobile, grues...) doivent être calculées correctement.

Dans tous les cas, les calculs des phases de construction et de l'état à court terme doivent être faits avec le coefficient d'équivalence à court terme, égal à 6.

Les contraintes de traction dans le béton peuvent être limitées par différentes méthodes, dont les plus connues sont :

- le coulage de la dalle par plots en "pianotant" ;
- la limitation des charges extérieures en cours de chantier ;
- le recours à des dénivellations d'appui.

Le pianotage, comme les dénivellations d'appui, sont des techniques de construction qui déterminent l'état final des contraintes dans la structure. Ces techniques seront donc définies dans le projet soumis à l'appel d'offres, ce qui n'exclut pas d'autoriser des variantes de la part des entreprises.

Il est important de dire un mot de la technique des dénivellations d'appui. Cette technique permet de redistribuer le moment fléchissant : celui-ci diminue sur appui et augmente en travée. En général, il en résulte un léger gain d'acier de charpente. De plus, la répartition de matière obtenue est favorable vis à vis de la résistance à la fatigue, car les sections en travée, les plus sensibles à la fatigue, sont renforcées.

Mais cette technique présente deux inconvénients :

- l'effet réel des dénivellations d'appui est difficile à apprécier avec précision par le calcul, car il dépend de l'intensité de la fissuration de la dalle d'une part, et diminue dans le temps en raison du fluage du béton d'autre part. De plus, il est très différent d'une poutre à l'autre en cas de courbure en plan et introduit des efforts parasites dans le cadre d'appui en cas de biais.
- la mise en oeuvre sur chantier est délicate.

Les dénivellations d'appui doivent rester d'une hauteur modérée. De plus, il faut éviter la fissuration de la dalle en cours de construction, avant dénivellation, et agir sur un béton suffisamment âgé, pour diminuer le fluage ultérieur. Enfin, l'incertitude relative sur leur effet justifie de limiter leur conséquence sur le dimensionnement de la charpente. Des prescriptions dans ce sens sont données dans le texte.

En pratique, cette technique n'est intéressante que sur des ponts droits à deux ou trois travées. En effet elle devient vite complexe au-delà, en raison du phasage des opérations et de la hauteur des dénivellations nécessaires.

Mesures recommandées pour limiter l'intensité de la fissuration due aux "retraits" au jeune âge

Le règlement actuel de calcul des ponts en ossature mixte ne considère que le retrait de dessiccation, qui ne se développe que très progressivement, à long terme. Or, l'analyse des causes de la fissuration des dalles de pont mixte en travée a mis en évidence l'importance des "retraits" au jeune âge. Ceux-ci sont constitués de deux phénomènes différents : le retrait endogène et le retrait thermique. Ces deux "retraits" doivent être contrôlés et pris en compte à court terme.

Le retrait endogène est dû à la diminution de volume de la pâte de ciment au cours de son hydratation. Le retrait endogène commence donc tôt, à un âge où la résistance à la traction du béton est faible. Il est d'autant plus important que la teneur en eau est faible et que la quantité de ciment est importante.

Le retrait thermique résulte de l'écart de température entre l'acier et le béton au moment de la prise. Il se développe lorsque le béton se refroidit après sa prise. Il est alors gêné par la connexion du béton au métal. En effet, la réaction d'hydratation du ciment est fortement exothermique et conduit à un échauffement du béton lors de la prise. La valeur de cet échauffement dépend de trois facteurs :

- l'épaisseur de la dalle ;
- le dosage en ciment, la nature du ciment et la formulation du béton ;
- les conditions de bétonnage : calorifugeage des coffrages, température extérieure....

Les recommandations donnent des prescriptions pour minimiser la valeur de ces "retraits" au jeune âge. Celles-ci concernent la formulation du béton et les conditions de mise en oeuvre.



Bétonnage du pont sur l'Ante

Il est préconisé l'utilisation de bétons qui montent plutôt lentement en résistance et l'augmentation de l'âge du béton au décoffrage. Un dosage relativement élevé en ciment et un faible rapport E/C restent recommandés pour assurer une bonne durabilité du béton, mais une formule de B.H.P. classique n'est pas adaptée. Par ailleurs, l'accent est mis sur l'importance des conditions de mise en oeuvre et de la cure en particulier, et sur la nécessité d'éviter le refroidissement brutal de la dalle (choc thermique).

Mesures recommandées pour limiter l'ouverture des fissures

Les mesures à prendre concernent le ferrailage passif de la dalle. Ces mesures ne se substituent pas mais viennent compléter celles prévues dans le règlement actuel de calcul des ponts mixtes.

Elles concernent la mise en place d'un ferrailage minimal sur l'ensemble de la dalle et le contrôle de la contrainte dans les aciers passifs dans les sections fissurées à l'E.L.S. Ces règles résultent des documents techniques de référence des Eurocodes, mais elles ne préjugent pas des parties 2 (ponts) des Eurocodes, actuellement en préparation.

Le pourcentage d'armatures longitudinal recommandé dépend du diamètre de l'acier. Pour les ponts routes, il est de 0,86 % avec des aciers HA 16 et de 0,99 % avec des aciers HA 20.

En zone de moment négatif, dans les sections où le béton est tendu à l'E.L.S. au-delà de sa résistance conventionnelle à la traction (à 28 jours), la contrainte dans les armatures à l'E.L.S. rare est limitée à 240 MPa, pour une dalle armée par aciers HA 20, non précontrainte transversalement. Cette valeur est égale à la limite réglementaire actuelle, mais le calcul doit se faire en tenant compte de la rigidité en traction du béton, ce qui augmente d'environ 40 MPa la contrainte dans les aciers passifs. La règle proposée est donc un peu plus sévère.

Clauses pour les cahiers des charges

Les clauses établies comportent trois parties principales :

- des clauses relatives au calcul de l'ouvrage, sous l'effet des actions extérieures et des retraits ;
- des clauses relatives à la formulation et à la mise en oeuvre du béton ;
- des clauses relatives au ferrailage de la dalle.

Les clauses relatives au calcul spécifient de continuer à employer le règlement actuel (référence /15/), avec trois compléments principaux :

- calcul des phases de construction et de l'état à court terme avec un coefficient d'équivalence égal à 6 en prenant en compte les "retraits" au jeune âge ;
- mise en oeuvre d'un ferrailage minimal sur l'ensemble de l'ouvrage ;
- limitation supplémentaire de la contrainte de traction dans les aciers passifs de la dalle, en section fissurée à l'état limite de service sous combinaison rare.

Avant d'aborder les clauses relatives au béton, il faut rappeler que le problème de la durabilité de la dalle se place dans un cadre plus général que celui des ossatures mixtes. En effet, l'expérience montre que la pathologie constatée sur les ouvrages en béton armé vieux d'une quarantaine d'années résulte davantage de la dégradation du béton sous l'effet du gel et des chlorures que de la corrosion des armatures au droit des fissures. Il est important de noter que les recommandations n'abordent pas ces problèmes, qui ne sont pas spécifiques aux dalles de ponts mixtes. Ils n'en sont pas moins fondamentaux.

Cette remarque préliminaire explique que les clauses relatives à la formulation du béton restent assez générales, ceci d'autant plus que les conditions locales sont souvent prépondérantes.

Les clauses relatives à la mise en oeuvre demandent une résistance minimale du béton d'au moins 16 MPa et un âge d'au moins 24 heures au décoffrage. Elles insistent sur l'importance de la cure. De plus, des prescriptions particulières sont proposées pour le bétonnage par temps froid, pour limiter le retrait thermique.

La limitation de l'intensité de la fissuration ne fait pas l'objet d'une clause, sauf dans le cas particulier des dalles dont la sous-face est soumise à des brouillards salins. En effet, une formulation du béton adéquate et des méthodes de construction adaptées sont suffisantes pour obtenir le résultat souhaité : une fissuration limitée, résultant du fonctionnement normal d'une poutre mixte.

Les clauses destinées à limiter l'ouverture des fissures reprennent les règles indiquées précédemment, relatives au ferrailage minimal et au contrôle de la contrainte dans les aciers passifs en section fissurée.

Autres points abordés

Les recommandations abordent sommairement les techniques de dalles connectées en deuxième phase. Il faut souligner le caractère innovant de ces techniques en France, qui posent encore un certain nombre de problèmes. Il convient donc d'être prudent avant de retenir une technique de cette nature, qui peut conduire à de sérieux déboires si elle n'est pas parfaitement au point.

Les recommandations traitent également de l'étanchéité de la dalle. Le choix d'une bonne étanchéité est fondamental, en raison de la présence de fissures traversantes dans la dalle. Il faut aussi attirer l'attention sur la nécessité de la réfection en temps utile de la chape d'étanchéité dans le cadre de l'entretien spécialisé.

BILAN DE LA SITUATION ACTUELLE

La fissuration des dalles de pont en ossature mixte est admise par le règlement de calcul des ponts en ossature mixte acier-béton, qui impose seulement de respecter deux conditions :

- mettre en place un ferrailage longitudinal de 1% minimum dans les zones où la traction du béton en service dépasse la résistance à la traction du béton ;
- limiter à 240 MPa la contrainte de traction dans les aciers passifs de la dalle en service, sous l'action de la flexion longitudinale de l'ouvrage, dans les zones où le béton est susceptible d'être fissuré.

Ces deux conditions ont pour objet de limiter la fissuration des dalles de pont mixte, ainsi que l'ouverture des fissures. Par ailleurs, les fissures ne devraient normalement n'exister que dans les zones de moment négatif où le béton est tendu.



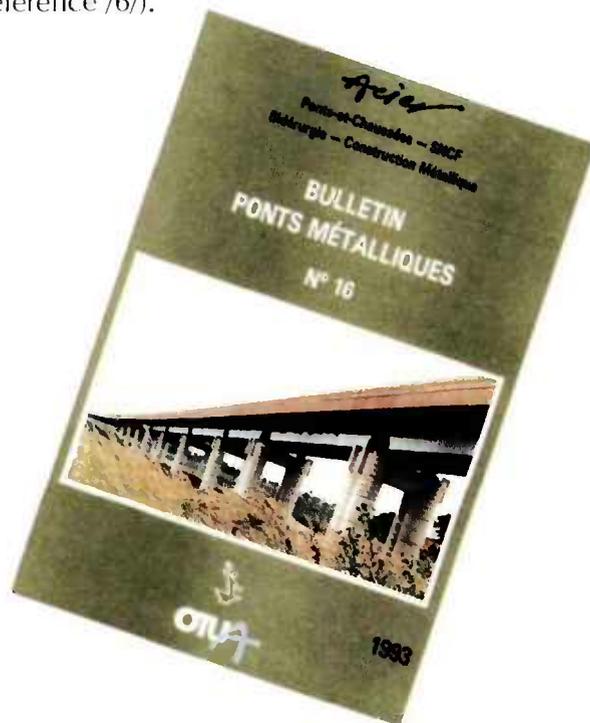
Photo SEIRA - G. FORQUEL

On observe sur cette photo, une fissure de sept dixièmes de millimètres d'ouverture. Cette valeur n'est pas acceptable.

L'expérience montre que l'application du règlement ne suffit pas à contrôler la fissuration. Ainsi on observe fréquemment une fissuration en zone de moment positif, dans les zones où le béton est théoriquement comprimé. Celle-ci est constituée de fissures transversales régulières, réparties au rythme de une à deux fissures par mètre linéaire. Ces fissures sont en général fines, de l'ordre de deux dixièmes de millimètres et traversantes, mais, sur certains plots de bétonnage, elles sont nettement plus ouvertes, jusqu'à cinq dixièmes de millimètres. Cette fissuration est bien sûr plus marquée en zone de moment négatif, où l'on peut constater jusqu'à quatre fissures par mètre linéaire.

Un groupe de travail réunissant des ingénieurs du réseau technique de l'Équipement et de Scetauroute a été formé pour approfondir le problème. Ce groupe initial a été par la suite élargi à l'ensemble de la profession. Les principales causes de la fissuration ont été analysées. La conception des projets a d'ores et déjà évolué en conséquence.

Les bulletins "Ouvrages d'art" parus en 1992 et 1993 (références /2/, /3/, /4/) comportaient de brefs articles d'information sur la fissuration des dalles de pont en ossature mixte coulées en place. Cette information est très largement complétée par un ensemble de quatre articles sur la fissuration des dalles de pont en ossature mixte, qui sont parus dans le Bulletin Ponts Métalliques numéro 16 (référence /6/).



Il paraît maintenant possible de faire une première synthèse du travail du groupe et d'établir des recommandations pour mieux contrôler la fissuration des dalles de pont en ossature mixte.

ANALYSE DES CAUSES DE LA FISSURATION AU JEUNE ÂGE

La fissuration des dalles de pont en ossature mixte peut apparaître en cours de construction ou peu après. Elle provient alors de la conjugaison de deux facteurs :

- les contraintes de traction dues à des actions mécaniques extérieures, notamment en phases de construction ;
- les effets des "retraits" au jeune âge (retrait endogène et retrait thermique).

Enfin, des défauts spécifiques peuvent être dus à une mauvaise mise en oeuvre, en particulier l'absence de cure, ou une cure insuffisante pour lutter contre la dessiccation en surface du béton au jeune âge.

2.1 - Effets des actions mécaniques extérieures

Les actions mécaniques extérieures en cours de construction et à court terme sont faciles à prendre en compte : le phasage de bétonnage, le poids du plot bétonné, celui de l'équipage mobile, des coffrages et des engins de chantier (grue...) sont connus et peuvent être rentrés dans un programme de calcul.

Mais les errements habituels étaient de faire les calculs de construction avec un coefficient d'équivalence entre béton et métal égal à 18, ce qui sous-estime nettement le module de déformation du béton à court terme, et conduit donc à une sous-estimation importante des contraintes dans la dalle béton lors de la construction. L'erreur qui est faite est typiquement d'un facteur deux.

Il est facile et indispensable de corriger cette erreur en effectuant les calculs de construction et à court terme avec un coefficient d'équivalence égal à 6.

Des calculs de construction conduits avec le module instantané réel du béton suffisent souvent à expliquer la fissuration constatée aux abouts provisoires de plots en travée, lorsque la dalle est coulée en place par la technique du pianotage.

Rappelons que cette technique consiste à bétonner les dalles par plots, en "pianotant", c'est-à-dire en coulant les plots sur appui après les plots en travée. Cette technique permet effectivement de limiter la fissuration dans les zones de moment négatif ; la fissuration constatée est alors du même ordre de grandeur sur appui et en travée.

2.2 - Exemple : le viaduc de CARAMANY

La fissuration de la dalle du viaduc de CARAMANY, situé dans les Pyrénées Orientales, est un bon exemple de la pathologie constatée sur certains ouvrages construits par la technique du pianotage. Elle a fait l'objet d'un article dans le bulletin "pont métallique" n°16 (référence /6/).

Le viaduc de Caramany est un ouvrage de type bipoutre, qui comporte trois travées de portées : 65 m - 94 m - 65 m. La figure ci-après donne le relevé de fissuration du dernier plot de la première travée de cet ouvrage (plot n° 3), après le bétonnage du plot n° 11. Cette fissuration est apparue lors du bétonnage du plot n° 6. Puis, les fissures se sont ouvertes et allongées progressivement.

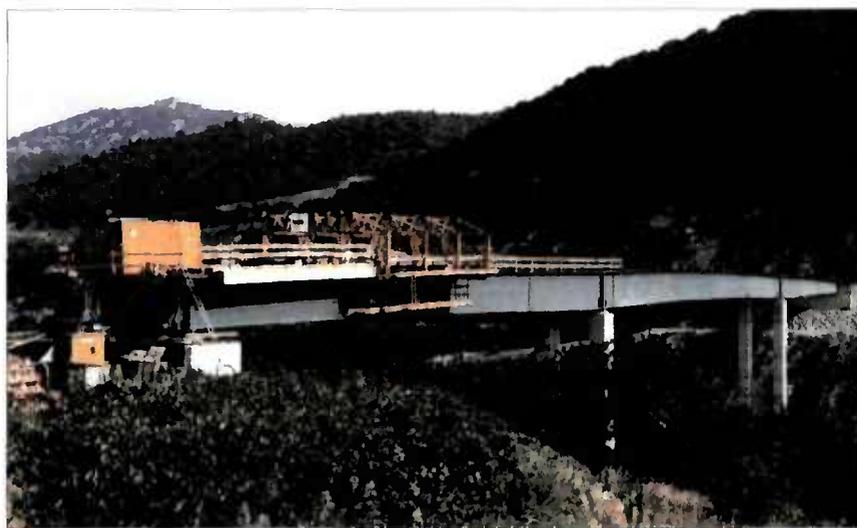


Photo SEIRA - J. BERTHELÉMY

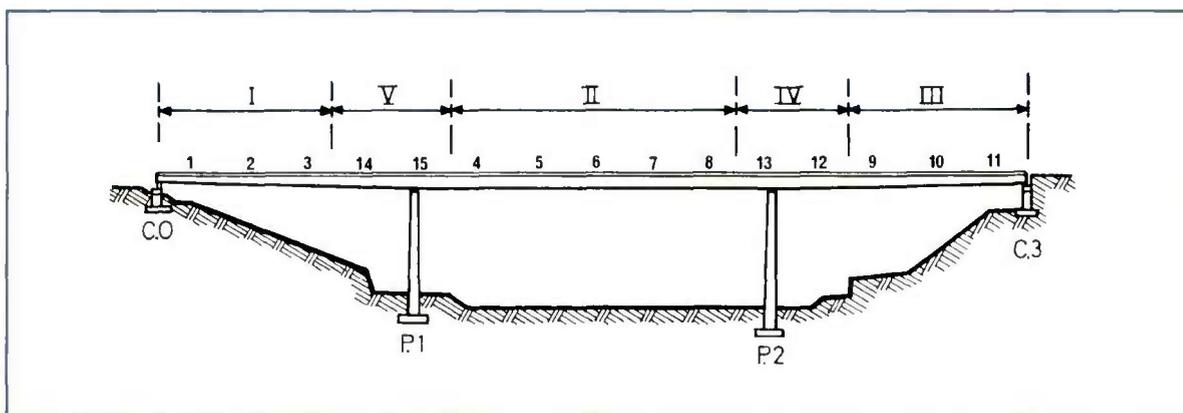
Les fissures observées sur la dalle du pont de Caramany s'expliquent parfaitement par le niveau élevé des contraintes de traction mis en évidence dans certaines zones de la dalle, en particulier dans les plots d'about provisoires en travée, lorsque les calculs des phases de construction sont conduits avec un coefficient d'équivalence de 6.

Le diagramme ci-après représente les contraintes dans le béton de la dalle, calculées avec un coefficient d'équivalence de 6, lors du coulage du plot 8. Les contraintes calculées sont le double de celles qui seraient obtenues avec un coefficient d'équivalence de 18. La forte traction mis en évidence dans le

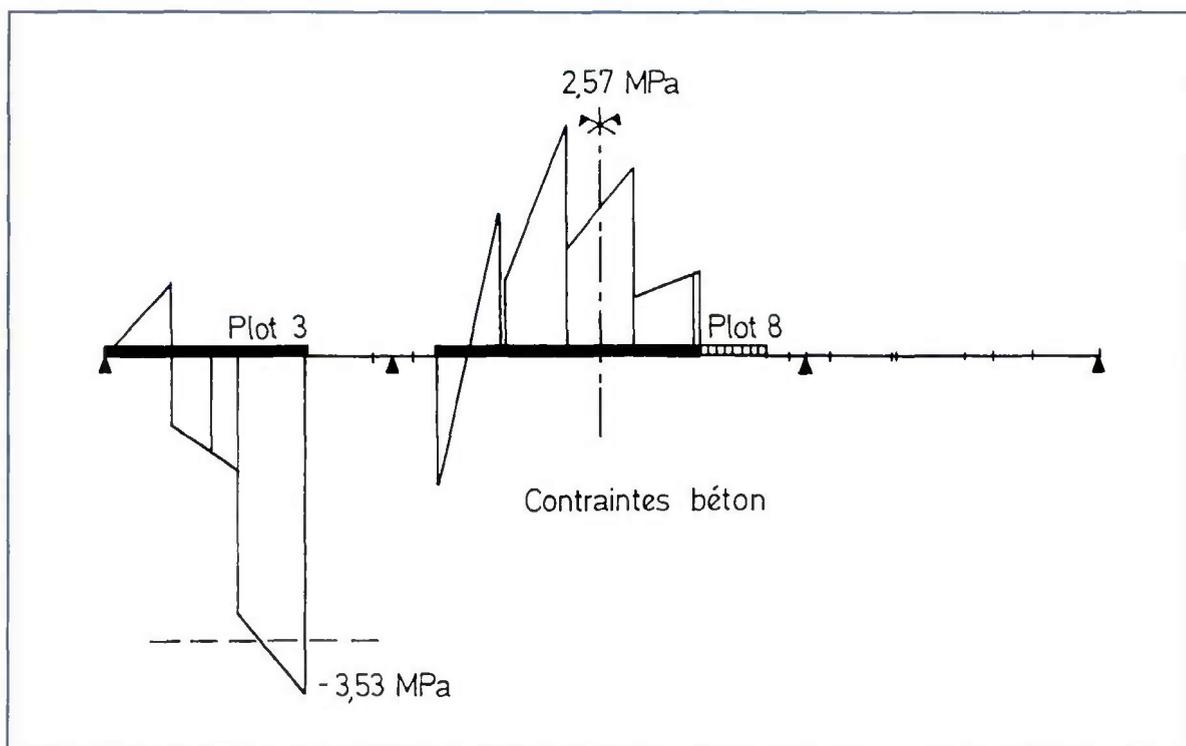
plot 3 explique sa fissuration. Dans ce calcul, seules les actions extérieures ont été prises en compte (les "retraits" au jeune âge sont ignorés).

L'ordre de bétonnage des plots était le suivant :

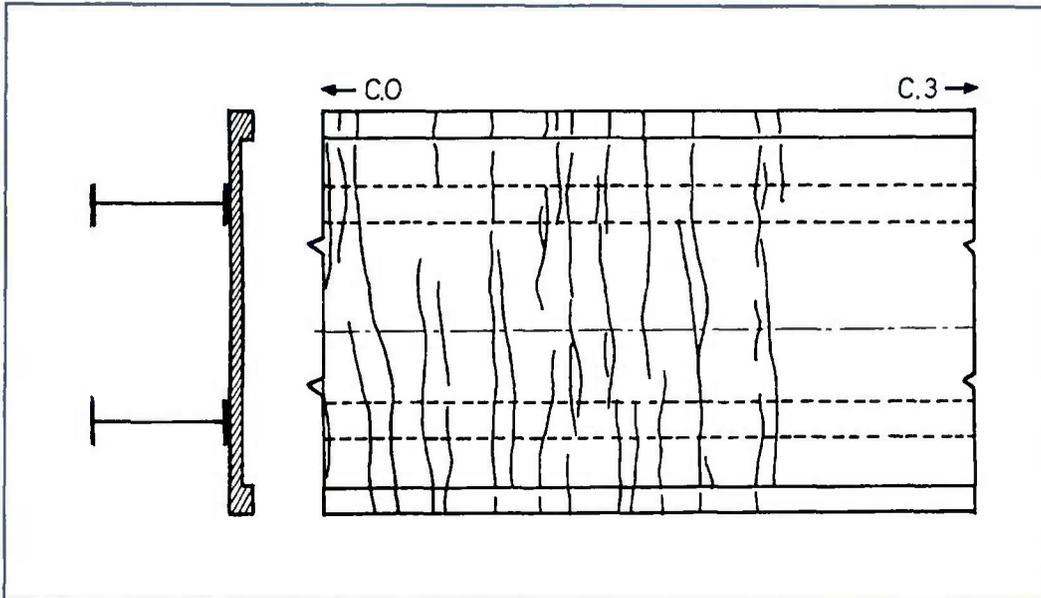
- I : travée 1 plots 1 à 3,
- II : travée 2 plots 4 à 8,
- III : travée 3 plots 9 à 11,
- IV : appui P2 plots 12, 13,
- V : appui P1 plots 14, 15.



ELEVATION DE L'OUVRAGE
(avec l'indication des plots de bétonnage)



CONTRAINTES DANS LA DALLE CALCULEES AVEC UN COEFFICIENT
D'EQUIVALENCE DE 6, EN FIN DE BETONNAGE DU PLOT 8



RELEVÉ DE FISSURATION DU PLOT N° 3

2.3 - Effets des retraits au jeune âge

L'effet des "retraits" du béton au jeune âge s'ajoute à celui des actions mécaniques extérieures ; cet effet était jusqu'à présent négligé.

En effet, les valeurs du retrait pris en compte dans le règlement de calcul des ponts mixtes ne correspondent qu'au seul retrait par dessiccation du béton armé de la dalle. Ce retrait par dessiccation s'effectue lentement et dure très longtemps, ce qui justifie de le prendre en compte dans les calculs avec un coefficient d'équivalence acier béton égal à 18.

Les "retraits" au jeune âge du béton ne sont absolument pas négligeables. En effet, la connexion immédiate des dalles de pont en ossature mixte coulées en place les bloque totalement : les déformations gênées développent alors des contraintes de traction dans la dalle de béton.

Il est à noter que ces phénomènes peuvent également engendrer dans certains cas des fissurations dans les ouvrages totalement en béton, notamment quand ils sont construits en plusieurs phases.



Équipage mobile du viaduc de Caramany

Les "retraits" au jeune âge du béton doivent donc absolument être pris en considération pour calculer l'état en construction et à court terme des dalles coulées en place. Ils engendrent en effet des contraintes de traction à court terme très importantes, qui, combinées avec celles développées par les actions mécaniques, suffisent souvent à expliquer la fissuration du béton au jeune âge. Les calculs sont à mener avec un coefficient d'équivalence égal à 6.

La présence des armatures de la dalle réduit les déformations dues à ces "retraits". Les valeurs introduites dans les calculs doivent donc tenir compte de cet effet, comme cela est le cas des valeurs affectées par l'actuel règlement de calcul des ponts mixtes au retrait de dessiccation.

Les "retraits" au jeune âge du béton sont constitués de deux phénomènes différents : le retrait endogène et le retrait thermique.

L'annexe 1 développe l'analyse physique et examine les paramètres qui influent sur les retraits du béton.

Le retrait endogène

Le retrait endogène est dû à la déformation de la pâte de ciment au cours de son hydratation ; il est attribué au fait que le volume des hydrates formés est inférieur de 8 à 10 % à la somme des volumes des constituants consommés dans la réaction ; après la prise, le retrait observé est nettement inférieur à cette valeur, car le squelette minéral déjà constitué s'oppose, par sa rigidité mécanique croissante, à ce retrait. (référence /9/)

Le retrait endogène commence donc tôt, à un âge où la résistance à la traction du béton est faible. La cinétique de ce retrait est très variable, mais elle peut être très rapide. C'est le cas des bétons avec fumée de silice et avec un faible rapport E/C : 70 % du retrait endogène peut alors se faire en huit jours. Pour les bétons courants, cette durée est d'environ 30 jours.

La valeur du retrait endogène est assez variable ; elle est d'environ $0,5 \cdot 10^{-4}$ à $1 \cdot 10^{-4}$ pour un béton ordinaire ; elle peut atteindre $3 \cdot 10^{-4}$ pour un béton à hautes performances à fumée de silice. Ces valeurs sont celles d'un béton non armé. La présence des armatures les réduit d'environ 15 %, lorsque l'on considère le retrait de la dalle de béton armé.

Le retrait thermique

Le retrait thermique résulte du gradient thermique entre l'acier et le béton au moment de la prise. Il se développe lorsque le béton se refroidit après sa prise. En effet, la réaction d'hydratation du ciment est fortement exothermique et conduit à un échauffement du béton lors de la prise. La valeur du retrait thermique gêné par la connexion du béton au métal dépend de l'écart de température entre le béton lors de sa prise et la charpente métallique. Cet écart dépend de trois facteurs :

- l'épaisseur de la dalle ;
- le dosage en ciment, la nature du ciment et la formulation du béton ;
- les conditions de bétonnage : calorifugeage des coffrages, température extérieure....

Pour fixer les idées, il est intéressant de donner l'ordre de grandeur de l'effet des différents paramètres, pour une dalle de 30 centimètres d'épaisseur moyenne, pour une température extérieure de 10 degrés.

L'écart de température moyen entre le béton et le métal est de 15 °C, si l'on emploie un béton ordinaire, coulé sur un coffrage métallique.

Cet écart de température augmente :

- de 10 °C avec un ciment à prise rapide ;
- de 5 °C avec l'utilisation d'un coffrage bois ;
- de 10 °C avec l'utilisation d'un coffrage calorifugé.

Bien sûr l'effet de plusieurs paramètres concomitants est inférieur à la somme des effets individuels de chaque paramètre : plus le béton chauffe, plus il évacue sa chaleur vers le milieu extérieur.

Par ailleurs la température maximale est atteinte environ 10 heures après le bétonnage avec un ciment à prise rapide et 20 heures après le bétonnage avec un ciment classique. Il est intéressant de choisir l'heure de bétonnage pour faire en sorte que le pic de température soit atteint au moment où la température extérieure est la plus élevée.

Ces résultats ont été établis à l'aide du logiciel aux éléments finis CÉSAR. Ils sont développés dans la référence /17/.

L'effet réel du retrait thermique est encore mal connu, car la connexion du béton avec le métal se fait progressivement au cours de la prise. L'allongement du béton, qui résulte de sa montée en température, est donc partiellement transmis au métal par la connexion. De plus, la poutre métallique au contact avec la dalle subit un certain échauffement, qui diminue d'autant l'effet du retrait thermique.

Nous considérons actuellement que l'ordre de grandeur du retrait équivalent est la moitié de l'effet sur la section mixte du refroidissement du béton. Il ne s'agit toutefois que d'une valeur indicative, peut-être optimiste, car la prise du béton ne précède que d'assez peu le pic de chaleur.

Ainsi si $\Delta T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ (cas courant pour une dalle de 30 cm d'épaisseur), on introduira dans les calculs un retrait équivalent égal à :

$$\varepsilon_T = K \Delta T / 2, \text{ avec } K = 10^{-5} \text{ et } \Delta T = 15 ; \text{ soit } \varepsilon_T = 0,75 \cdot 10^{-4}$$

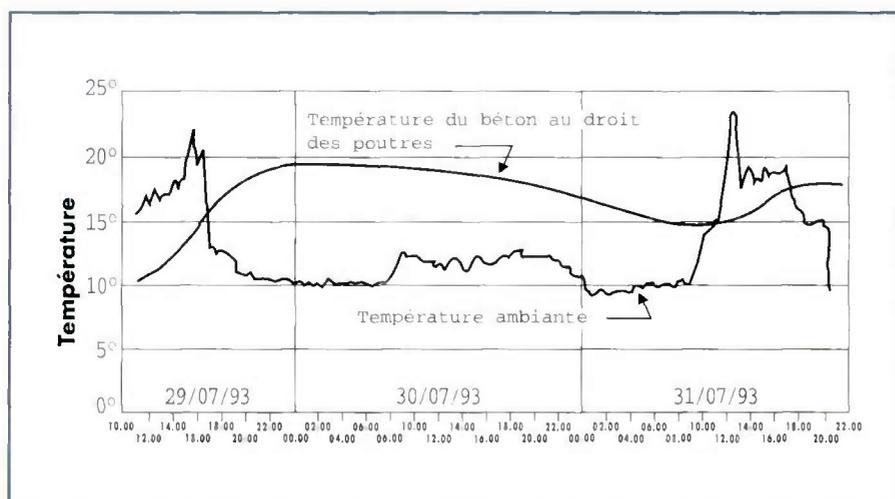
Exemples de retrait thermique mesuré sur ouvrages

Nous pouvons illustrer ces propos en donnant le résultat de quelques campagnes de mesures de température sur ouvrage.

Viaduc de la Planchette

Il s'agit d'un ouvrage à pièces de pont, situé sur l'autoroute A75 en Lozère. La dalle a une épaisseur de 24 centimètres.

Le béton est un B35. Le ciment utilisé était un CPA 55 PM dosé à 400 kg/m³. La formule comportait également un entraîneur d'air et un plastifiant.



La dalle a été bétonnée en été. Lors du bétonnage du plot 12, la température extérieure, était d'environ 10 °C. La température de la dalle a atteint 20 °C au droit des poutres (voir figure) et 25 °C à mi-portée entre poutres.

Pont du Lignon

Il s'agit d'un bipoutre en ossature mixte à entretoises, situé sur la R.N 88 en Haute-Loire.

La largeur du tablier est de 10,75 mètres ; l'épaisseur de la dalle est de 36 cm sur poutres et de 25 cm à mi-portée entre les poutres. La dalle a été coulée d'avril à juillet 1993.



Photo CCH de Lyon - F. LAVERGNE

Les premiers plots ont été réalisés avec un béton HPR. L'écart de température entre la dalle et la charpente était alors de l'ordre de 20 °C. Les plots suivants ont été faits avec un ciment HP. L'écart de température a alors été de l'ordre de 12 °C. Dans les deux cas, le pic de température est atteint entre 11 et 12 heures après la mise en place.

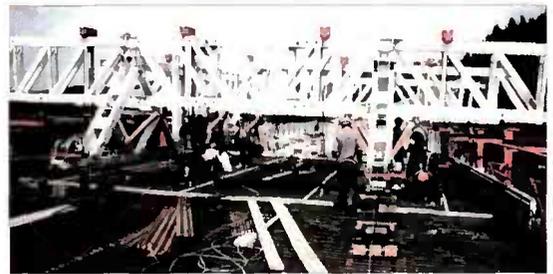


Photo P. DANIEL

Pont de Romans-sur-Isère

Il s'agit d'un bipoutre en ossature mixte à entretoises. La dalle a des dimensions comparables à celle du pont du Lignon.

Le béton utilisé était un béton à prise rapide. Le coffrage était calorifugé. La mesure a été faite sur un plot coulé le 12 Mai 1993 par une température extérieure voisine de 15 °C. La température de la dalle a dépassé 50 °C, alors que la température moyenne de la poutre était de l'ordre de 25 °C.

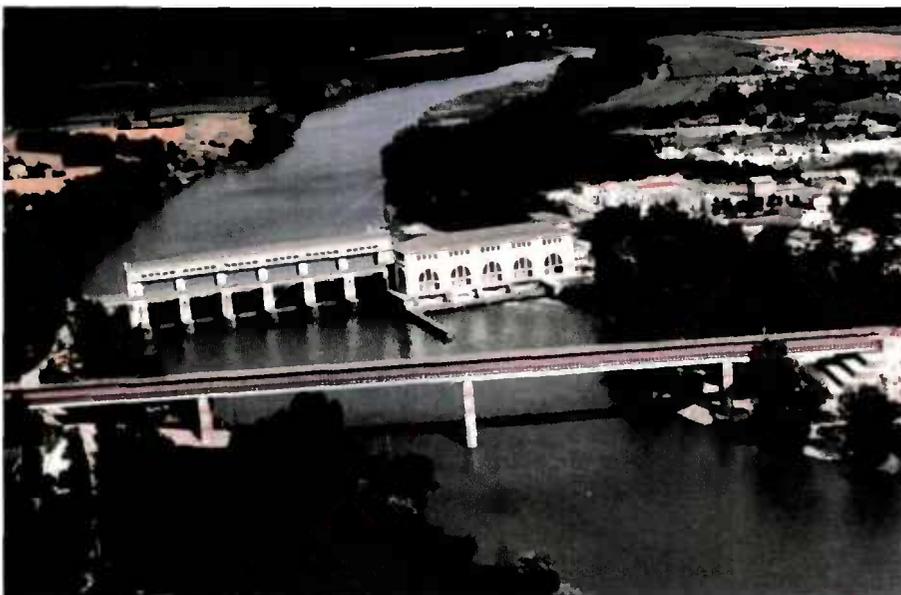


Photo DDE de la Drôme



Pont de Nevers

Il s'agit de deux caissons parallèles à ossature mixte, longs de 420 mètres. La largeur du tablier est de 10.69 mètres ; l'épaisseur de la dalle est de 33 cm sur poutres et de 24 cm à mi-portée entre les poutres.

Le ciment utilisé est un CPJ 55R. Le coffrage du dessous des encorbellements était calorifugé.

Afin de réduire les effets du retrait thermique et d'accélérer la prise du béton, un chauffage a été placé dans le caisson sous le plot venant d'être bétonné. Celui-ci chauffait donc les âmes du caisson métallique et réduisait ainsi l'écart de température entre la charpente et la dalle au moment où s'opérait la connexion.

L'ouvrage était équipé d'un maturomètre. Les mesures de température du béton ont donc été effectuées systématiquement sur tous les plots coulés.

En parallèle, les températures du métal du caisson et les températures ambiantes, extérieure et intérieure au caisson, ont également été mesurées de façon systématique (voir tableau).

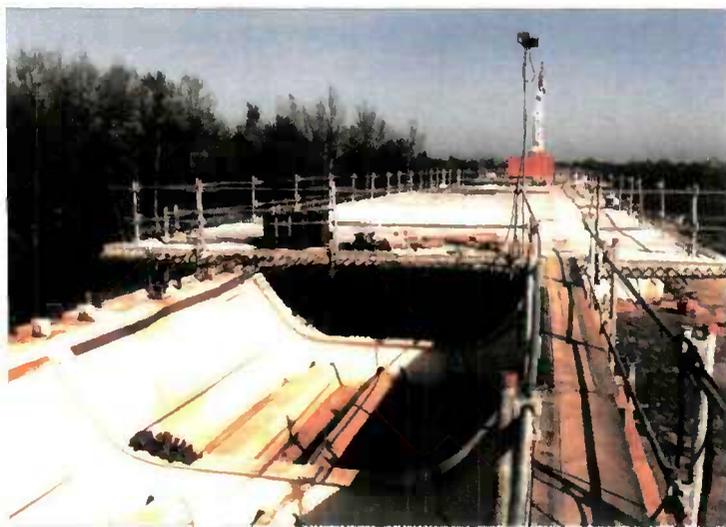


Photo: S. LUKA, G. TURQUET

Température ambiante à l'extérieur du caisson	Température ambiante concomitante à l'intérieur du caisson	Température maxi. dans le béton au-dessus de la semelle	Température concomitante de la semelle supérieure	Délai d'obtention de la température maximale du béton
5° (plot 16)	40° (chauffage)	42°	21°	12 heures
12° (plot 6)	30° (chauffage)	43°	35°	9 heures
12° (plot 1)	15° (sans chauffage)	40°	23°	10 heures

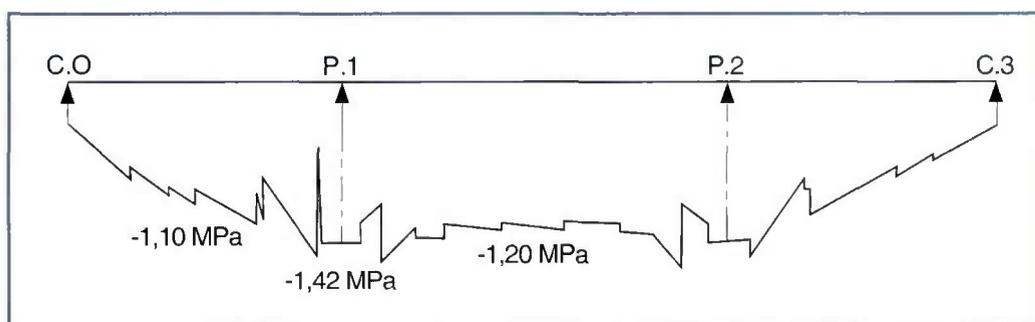
*Pont de Nevers
Mesures de température sur le tablier 1*

Conséquences des retraits au jeune âge : l'exemple du viaduc de Caramany

Il est intéressant de donner un ordre de grandeur des valeurs courantes des contraintes de traction qui résultent des retraits au jeune âge en reprenant l'exemple du viaduc de Caramany. La figure ci-dessous donne l'enveloppe des contraintes de traction dans la dalle sous l'effet d'un retrait unitaire de 1.10^{-4} du béton, appliqué à chaque plot juste après son durcissement. Si on adopte une valeur des retraits au jeune âge de $1,5.10^{-4}$ (valeur courante), on voit que la contrainte de traction dans le béton est de l'ordre de 2 MPa (l'épure ci-dessous, donnée pour un retrait de 1.10^{-4} , doit être multipliée par 1,5).



Photo: SEIRA



RETRAIT IMMÉDIAT DU PLOT DURCI ÉGAL À 1.10^{-4}

CRITÈRES DE DURABILITÉ DES DALLES DE PONTS MIXTES

La durabilité de la dalle doit être assurée à deux points de vue :

- le matériau "béton armé fissuré " doit être durable ;
- la dalle fissurée, en tant que structure, doit résister aux charges extrêmes et en fatigue.



Pont de Nevers - Essais de charges

3.1 - Durabilité du matériau béton armé fissuré

Durabilité des sections non fissurées

La corrosion des armatures du béton armé est toujours le critère déterminant. Or, cette corrosion peut avoir lieu même si le béton n'est pas fissuré, car le béton est un matériau poreux. La première condition pour assurer la durabilité sera donc d'avoir un béton compact, comme nous l'indiquons au paragraphe 4.2 des présentes recommandations.

En effet, ainsi que l'explique Roger LACROIX dans l'annexe 2 à ces recommandations, la perméabilité du béton aux agents agressifs extérieurs est un paramètre essentiel de la durabilité.

La pénétration du gaz carbonique qui s'allie avec la chaux libre (réaction de carbonatation) a pour effet d'abaisser le pH, à des valeurs de l'ordre de 9, valeurs pour lesquelles la stabilité de la couche passive de l'acier n'est plus garantie. La corrosion des armatures se développe alors en milieu neutre, c'est à dire avec la seule présence d'humidité et d'oxygène.

La pénétration des chlorures, en atmosphère marine ou sur les ouvrages soumis à des sels de déverglaçage, est également à redouter. Elle entraîne la corrosion des armatures lorsque leur seuil de concentration est suffisamment élevé ; la concentration limite varie en fonction du pH de l'eau interstitielle du béton.

Ces deux mécanismes de corrosion sont décrits dans un article de Daniel POINEAU, relatif à la pathologie des ouvrages d'art (référence /10/).

Pour répondre à ce problème, il faut intervenir simultanément sur trois registres :

- l'enrobage et la contrainte de traction des aciers passifs ;
- la formulation du béton ;
- les conditions de mise en oeuvre.

Les règlements (BAEL et futurs Eurocodes 2 et 4) donnent des conditions sur l'enrobage et la traction dans les aciers passifs, en fonction de l'agressivité du milieu.

Certains experts (référence /11/) conseillent également de distinguer les fissures parallèles aux aciers passifs des fissures qui leur sont perpendiculaires. Les premières seraient beaucoup plus nocives.

Des conditions supplémentaires sur la formulation du béton (dosage en ciment, rapport E/C...) doivent également être imposées. Elles apparaissent

actuellement dans le fascicule 65A article 71 mais devraient être davantage développées dans les futures Euronormes (ENV 206,...) et le futur CCTP-type qui est en cours de rédaction.

Les conditions de mise en oeuvre sont également très importantes. En particulier, la durée de la cure est un paramètre fondamental, pour lutter contre le retrait de dessiccation.

J. BARON indique dans le livre "La durabilité des bétons" (référence 7 chapitre 1) :

"Il faut considérer, en effet, comme certain que le béton de recouvrement ne développe presque plus sa résistance dès qu'il est exposé à une atmosphère non saturée". C'est à dire que la porosité du béton de recouvrement est la même que celle d'un béton de résistance égale à celle atteinte en fin de cure ou au moment du décoffrage, pour les surfaces non soumises à une cure.

Les présentes recommandations ne développent pas davantage cet aspect de la durabilité du béton, car il ne s'agit pas d'un problème spécifique aux dalles de ponts mixtes. Toutefois, ces considérations expliquent certaines des spécifications formulées au paragraphe 8.2 de ces recommandations.

Durabilité des sections fissurées en l'absence de chlorures

La deuxième condition pour assurer la durabilité sera de maîtriser la corrosion des armatures au droit des fissures, en particulier au droit des fissures traversantes, caractéristiques d'une dalle de pont mixte.

On retrouve au droit des fissures, les deux mêmes causes de corrosion qu'en pleine masse : la corrosion en milieu neutre, si l'acier est dépassivé, et la corrosion par les chlorures.

En l'absence de chlorures, la corrosion superficielle de l'acier crée des produits d'oxydation qui repassivent l'armature, si le pH du béton est suffisamment élevé. Ce phénomène de cicatrisation reste vrai au droit d'une fissure peu ouverte. Il est expliqué dans le livre déjà cité (référence /7/ p. 211) :

"La migration d'ions OH^- qui repassivent les armatures et les produits d'oxydation initiaux qui freinent l'accès de l'oxygène empêchent le développement de la corrosion dans les fissures lorsque leur largeur n'excède pas 0,3 à 0,4 mm."

En l'absence de chlorures, le contrôle de l'ouverture des fissures permet donc d'obtenir la même durabilité que si le béton n'était pas fissuré.

Durabilité des sections fissurées en présence de chlorures

Le contrôle de l'ouverture des fissures ne suffit plus pour assurer la durabilité du béton en présence de chlorures. En effet, les chlorures attaqueront directement les armatures au droit d'une fissure, sans auto-cicatrisation. La notion d'agressivité du milieu ambiant prend alors toute son importance : en cas de fortes concentrations de chlorures, tout contact direct avec une armature doit être évité.

Pour la face supérieure de la dalle, l'agression des chlorures est évitée par la chape d'étanchéité, qui doit être de très bonne qualité. Les recommandations développent donc largement le problème de l'étanchéité des dalles de pont mixte. Il y a lieu également d'attirer l'attention sur la nécessité de la réfection en temps utile de la chape d'étanchéité dans le cadre de l'entretien spécialisé.

Cela dit, il est nécessaire de limiter le nombre de fissures, voire d'éviter toute fissuration de la dalle, lorsque le milieu ambiant est agressif vis à vis des faces non protégées. Ceci est le cas de la face inférieure d'une dalle qui serait soumise à des brouillards salins très fréquents. On considère que ces conditions existent lorsque l'intrados de la dalle est à une hauteur inférieure à 7 mètres au-dessus d'une route soumise à un traitement hivernal par le sel. Le critère déterminant est alors la contrainte de traction calculée dans le béton non fissuré. Les présentes recommandations proposent de limiter cette contrainte à une valeur de $1,5 f_{t28}$ sous charges permanentes. Cette valeur correspond au seuil à partir duquel une fissuration appréciable commence à se manifester.

3.2 - Résistance de la dalle fissurée

Le problème de la résistance de la dalle fissurée transversalement justifie une position prudente sur l'ouverture admissible des fissures.

En effet, le ferrailage transversal de la dalle n'est pas suffisant pour lui permettre de fonctionner en lanières entre les deux poutres longitudinales. Un calcul simple montre que si la diffusion longitudinale des charges par l'effet "dalle" disparaît, les lanières transversales ne peuvent pas résister aux charges concentrées.

On peut craindre alors une pathologie, qui existe sur certains ouvrages à l'étranger, au Japon en particulier. Après la construction, la fissuration est seulement transversale. Puis sous l'effet des charges routières, la fissuration évolue, avec l'apparition de fissures longitudinales. Cette pathologie serait due à une insuffisance de résistance des bandes de dalle délimitées par les fissures transversales. Toutefois nous n'avons pas eu connaissance de cas semblables en FRANCE.

Il est difficile de trouver dans la littérature des indications sur le fonctionnement des dalles fissurées. Le code modèle FIP-CEB explique le mécanisme de transfert de l'effort tranchant au droit d'une fissure par un effet de clé entre les agrégats. Cet effet de clé permettrait de faire passer des cisaillements importants (de l'ordre de 3 MPa, soit 10 fois les cisaillements sollicitants).

Toutefois, ce fonctionnement se fait sans doute avec une déformation ponctuelle au droit de la fissure (déplacement vertical et rotation). Si la fissure est très ouverte, cette déformation augmente (dans des proportions mal connues) la souplesse de la dalle dans le sens longitudinal, ce qui a pour effet de favoriser le fonctionnement dans le sens transversal, et probablement une certaine usure, à la longue, des mécanismes de clé intergranulaire.

En conclusion, on a donc choisi de limiter sévèrement l'ouverture des fissures pour se mettre à l'abri de ce type de désordre.

3.3 - Ouverture admissible des fissures

Cet exposé permet de comprendre pourquoi il faut limiter l'ouverture des fissures. Nous rappellerons d'abord les valeurs proposées par les Eurocodes 2 et 4.

L'Eurocode 2, partie 1 (bâtiments), indique que pour le béton armé :

"Pour les classes d'exposition n° 2 à n° 4, la limitation de la largeur de la fissure de calcul à une valeur de l'ordre de 0,3 mm est généralement satisfaisante".

L'Eurocode 2 fixe des règles plus sévères pour le béton précontraint : les fissures sont alors limitées à 0,2 mm.

Ces références nous conduisent à proposer les règles suivantes pour les ponts en ossature mixte :

- mise en place sur tout l'ouvrage d'un ferrailage minimal limitant à 0,2 mm l'ouverture des fissures dues aux déformations gênées sur les ponts routes et à 0,3 mm sur les ponts rails, moins sollicités en flexion locale dans leur conception actuelle ;
- limitation de l'ouverture des fissures à l'Etat Limite de Service sous combinaison rare à 0,2 mm pour les dalles précontraintes transversalement et à 0,3 mm pour les dalles en béton armé.

Le choix d'une valeur de 0,2 mm pour dimensionner le ferrailage minimal se justifie par les facteurs aggravants propres aux dalles de pont mixte :

- les fissures des dalles de pont mixte sont traversantes ;
- le calcul de l'ouverture des fissures se fait en flexion longitudinale seule, sans cumul de la flexion locale ;
- le fonctionnement de la structure est affecté par une forte fissuration.

De plus, nous proposons de remplacer la référence aux combinaisons peu fréquentes de l'Eurocode 1 par une référence à l'état limite de service du règlement français actuel qui est assez voisin, pour des raisons de simplicité pendant cette période transitoire.

Mais nous rappelons que si la valeur de 0,2 mm est prudente vis à vis de la corrosion des armatures en l'absence de chlorures, par contre, en présence de chlorures, toute pénétration d'eau dans les fissures doit être évitée. C'est pourquoi, la qualité de l'étanchéité mise en oeuvre sur les ponts mixtes est aussi importante.

MESURES A PRENDRE POUR LIMITER L'INTENSITÉ DE LA FISSURATION

L'intensité de la fissuration est caractérisée par la longueur fissurée totale et par l'ouverture cumulée des fissures par mètre linéaire en zone fissurée.

Comme nous l'avons déjà dit, la limitation de l'intensité de la fissuration s'obtient en limitant les contraintes de traction dans le béton.

La limitation de l'ouverture individuelle des fissures s'obtient par la mise en oeuvre d'un ferrailage passif suffisant dans la dalle (se reporter au chapitre 5 ci-après).

4.1 - Limitation de l'intensité de la fissuration due aux actions mécaniques extérieures

Il s'agit de limiter les contraintes de traction qui apparaissent dans le béton sous l'action des charges permanentes et des charges de chantier (équipement mobile, grues...). Les méthodes les plus connues sont :

Charges de chantier



- le coulage de la dalle par plots en "pianotant" ;
- la limitation des charges extérieures en cours de chantier ;
- le recours à des dénivellations d'appui.

Certaines méthodes doivent être imposées dans le dossier de consultation. Mais dans tous les cas, les dispositions prévues par l'entreprise doivent être connues lors de l'appel d'offres et feront partie des critères de choix des offres définis dans le règlement de la consultation.

La technique du pianotage

Le coulage de la dalle par plots est une technique devenue très courante ; les plots de dalle sont d'abord coulés en travée, puis sur appui. La longueur des plots doit être d'au moins 8 mètres, pour limiter les reprises de bétonnage et les recouvrements d'acier (conformément au fascicule 66 article III.11).

Cette technique permet bien sûr de limiter la traction dans le béton de la section mixte sur appui.



Pont sur l'Ante

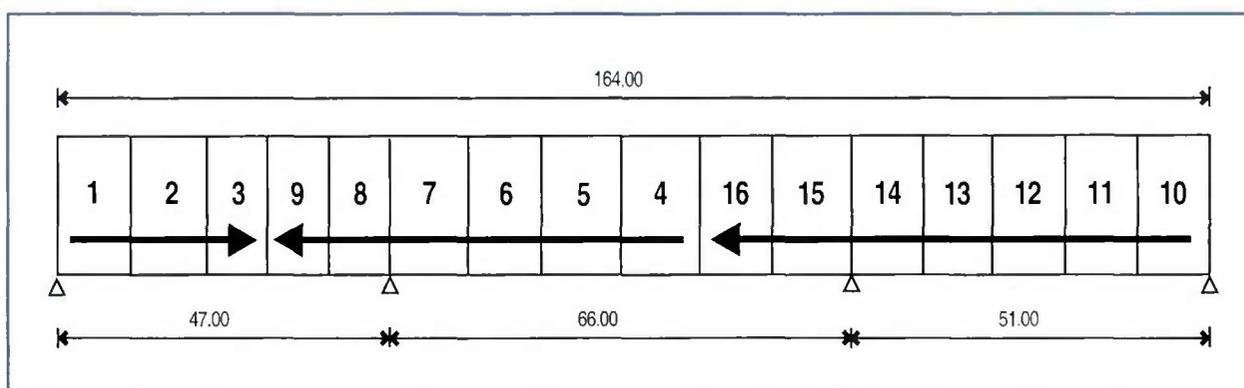
Toutefois, les phases de construction doivent être vérifiées avec soin ; elles seront critiques à l'extrémité des plots bétonnés d'une travée, en particulier si les zones non bétonnées sur appui sont courtes.

L'exemple du pont de REMOULINS

La figure ci-dessous présente le phasage de bétonnage de la dalle du nouveau pont de REMOULINS, qui est une bonne illustration de la technique du pianotage. Cet ouvrage est un bipoutre à ossature mixte, dont les portées sont de : 47 m - 66 m - 51 m.

Le phasage de bétonnage par "pas du pèlerin" est particulièrement efficace pour limiter les contraintes de traction dans la dalle et minimise également le nombre de mouvements de l'équipage mobile.

SCHÉMA DU PHASAGE DE CONSTRUCTION



La limitation des charges extérieures en cours de chantier

L'emploi de la technique du pianotage doit être complété par une limitation des charges appliquées en cours de construction. En effet celles-ci peuvent être à l'origine de tractions importantes dans les derniers plots coulés, dont le béton encore jeune n'a qu'une faible résistance à la traction. On veillera donc à contrôler, dans les propositions techniques des entreprises :

- le poids du nouveau plot et de l'outil coffrant,
- le poids des engins de manutention venant sur l'ouvrage,
- le poids des camions d'amenée du béton et leur position sur l'ouvrage,

La technique des dénivellations d'appui

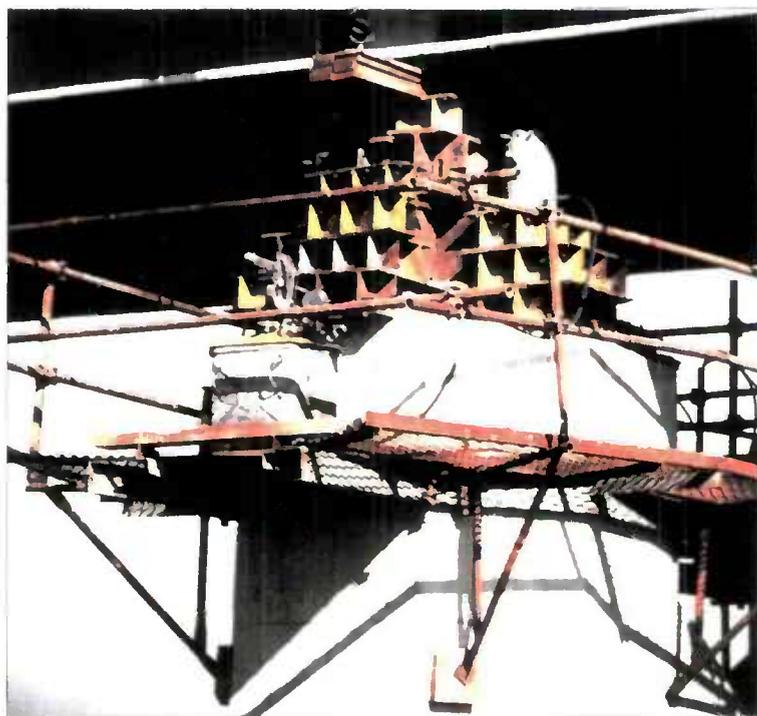


Photo: SERVA / BERTHOUX

Dénivellations d'appui sur pont de béton bousillé de La Merced (Entourcement de Seclin).

Les dénivellations d'appui sont en général faites après le bétonnage de la totalité de la dalle. En fait l'ouvrage présente une précambreur parabolique vers le haut avant le bétonnage de la dalle, en complément de sa contre-flèche normale de fabrication. Les dénivellations d'appui, faites après le bétonnage, annulent cette précambreur. Elles devront donc être d'autant plus importantes que l'ouvrage est long, pour rester efficace.

La technique des dénivellations d'appui ne doit être employée que dans les cas où elle est bien adaptée. En pratique, cette technique n'est intéressante que sur des ponts droits à deux ou trois travées. En effet elle devient vite complexe au-delà, en raison du phasage des opérations et de la hauteur des dénivellations nécessaires. Par ailleurs, cette technique demande différentes précautions à la mise en oeuvre, sur lesquelles nous revenons plus loin.

La prise en compte de l'effet à long terme des dénivellations d'appui est assez discutée. En effet, la dalle est dans un état intermédiaire entre le

fluage pur (déformation libre et contrainte imposée) et la relaxation pure (déformation imposée et contrainte libre). Or, la relaxation du béton est un phénomène très mal connu.

Une étude récente (référence /13/) a permis d'établir un coefficient d'équivalence à très long terme, spécifique de l'effet des dénivellations d'appui. La formule établie est la suivante :

$$n = 6 \left(1 + K_{fl}(t_0) + \frac{2}{5} \frac{K_{fl}(t_0)^2}{1 + \frac{s}{6} - \frac{2}{5} K_{fl}(t_0)} \right)$$

avec : $s = \frac{S_c}{S_a} = \frac{\text{section de béton}}{\text{section de la poutre en acier}}$

Dans cette formule, t_0 est l'âge du béton au moment de la dénivellation et la fonction $K_{fl}(t_0)$ est le coefficient de fluage défini dans l'annexe 1 du B.P.E.L.

Dans les cas courants le rayon moyen de la pièce (l'épaisseur moyenne de la dalle) est de 30 cm et le pourcentage d'armatures longitudinales est de 1%. L'annexe 1 du B.P.E.L. donne alors :

- dans le quart Sud-Est de la France :

$$\rho_h = 55 \quad \rightarrow \quad K_{fl}(t_0) = 0,33 + 2,31 \frac{100}{100 + t_0}$$

- dans le reste de la France :

$$\rho_h = 70 \quad \rightarrow \quad K_{fl}(t_0) = 0,33 + 1,72 \frac{100}{100 + t_0}$$

Le tableau ci-dessous donne la valeur du coefficient d'équivalence à long terme qui en résulte, en fonction de s et de t_0 .

$s = S_c / S_a$	5	10	15	30
t_0 (jours)				
5	27 (40)	23 (31)	21 (27)	20 (24)
10	25 (37)	22 (29)	20 (26)	19 (24)
30	22 (29)	19 (24)	18 (23)	17 (21)
50	19 (25)	17 (22)	17 (20)	16 (19)

*Coefficient d'équivalence à long terme des dénivellations d'appui
(entre parenthèses quart Sud-Est)*

On constate alors qu'un coefficient d'équivalence de 18 est acceptable dans les cas courants, lorsque l'âge du dernier béton coulé est supérieur à trente jours lors de la dénivellation d'appui. Dans le cas contraire, nous conseillons de faire un calcul spécifique du coefficient d'équivalence avec la formule indiquée ci-dessus.

Il se pose toutefois le problème de la section du tablier à considérer pour faire ce calcul. Nous conseillons de prendre la moyenne de la valeur de n , entre un calcul fait sur la première section bétonnée en travée et un calcul fait sur la dernière section bétonnée sur appui. En effet ces deux sections seront les deux cas extrêmes de l'ouvrage, par leur rapport section béton/section d'acier et l'âge de la dalle lors du chargement. Dans tous les cas, on ne prendra pas un coefficient d'équivalence moyen inférieur à 18, pour rester homogène avec le règlement actuel.

De plus, ces calculs ont mis en évidence un phénomène important : il y a une disparition totale du gradient de contraintes dans la dalle : la contrainte dans la dalle à long terme est uniforme sur toute son épaisseur, et elle est égale à la valeur moyenne obtenue avec le coefficient d'équivalence défini ci-dessus (références /6/ et /13/). L'état à court terme est bien sûr calculé avec un coefficient d'équivalence de 6.

Il faut également rappeler que la fissuration du béton de la dalle diminue l'efficacité des dénivellations d'appui. Celles-ci doivent donc être prises en compte avec prudence dans les calculs. En particulier, le modèle de calcul élastique réglementaire en "inertie non fissurée" n'est acceptable que si la construction de l'ouvrage se fait avec des précautions particulières pour limiter la fissuration de la dalle avant dénivellations. On considère que cet objectif est atteint si la contrainte de traction dans le béton ne dépasse jamais $1,5 f_{t28}$, dans toutes les phases de construction qui précèdent la dénivellation.

Le pianotage, comme les dénivellations d'appui, sont des techniques de construction qui déterminent l'état final des contraintes dans la structure. Ces techniques seront donc définies dans le projet soumis à l'appel d'offres, ce qui n'exclut pas d'autoriser des variantes de la part des entreprises.

Il importe que le concepteur ait une bonne connaissance des difficultés pratiques de mise en œuvre, qui limitent les possibilités d'emploi des dénivellations d'appui ; celles-ci résultent de cinq facteurs : la descente de charges, le nombre d'appuis, la conception de la tête de pile, la hauteur de la dénivellation, le biais ou la courbure en plan.

- la descente de charges est évidemment un facteur limitatif : plus elle est importante, plus l'opération est délicate.

- au delà de deux appuis, les opérations deviennent complexes, en raison de leur phasage.
- les têtes de pile doivent permettre une mise en place aisée des vérins, en plus des équipements de lancement.
- l'opération devient délicate, voire risquée, lorsque la hauteur de la dénivellation excède 80 à 90 centimètres.
- lorsqu'un ouvrage est biais ou courbe en plan, une dénivellation des poutres égale sur une même ligne d'appui, crée des efforts différents dans chaque poutre ; mais il est déconseillé de prévoir des dénivellations différentes sous chaque poutre, car le cadre d'appui en souffrirait. De plus, les efforts induits par la courbure ou le biais interdisent le couplage des vérins sur une même ligne d'appui.

De plus, il faut rappeler que les dénivellations doivent être pratiquées par paliers, de quelques centimètres pour les premiers, pour ne pas fissurer la dalle pendant l'opération. Ce phasage doit bien sûr faire l'objet d'un calcul.

Enfin, la relative incertitude sur l'effet réel des dénivellations justifie de limiter leurs conséquences sur le dimensionnement de la charpente. Il paraît raisonnable que la variation de contraintes en tout point, sous l'effet non pondéré des dénivellations d'appui, ne dépasse pas une valeur de l'ordre de $\frac{\sigma_e}{4}$, σ_e étant la limite d'élasticité de l'acier au point considéré. Cette valeur concerne l'effet global de l'ensemble des opérations de dénivellation d'appui, et non l'effet d'une phase précise, qui peut être supérieur.

4.2 - Limitation de l'intensité de la fissuration due aux retraits dans les dalles coulées en place

Il s'agit de minimiser la valeur des retraits au jeune âge. La formulation du béton et les conditions de mise en oeuvre sont des paramètres importants pour y parvenir. On pourra consulter utilement à ce sujet les références /7/ /8/ et /9/. Des études complémentaires sont en cours actuellement sur ce sujet.

Exigences de compacité et de durabilité

Cette recherche ne doit pas se faire au détriment de la durabilité du béton, qui doit rester la préoccupation première. Or, la durabilité du

béton dépend directement de sa porosité ; la formulation du béton doit donc aussi être étudiée pour obtenir une bonne compacité, laquelle est en général proportionnelle à la résistance à la compression du béton.

D'une manière générale, les principes suivants doivent être respectés pour obtenir un béton de bonne compacité :

- choisir une granulométrie bien répartie ;
- retenir un dosage en ciment relativement élevé et éventuellement utiliser un filler qui complète la compacité dans ce domaine de granulométrie ;
- mettre en oeuvre un faible rapport E/C, en utilisant un adjuvant fluidifiant ;
- effectuer une cure d'une durée suffisante.

Par ailleurs, des conditions particulières sont imposées aux bétons soumis à l'action des sels de déverglaçage et à des cycles de gel-dégel. Ces conditions doivent bien sûr être respectées pour les dalles de ponts mixtes soumises à de tels effets.

L'expérience montre que la pathologie constatée sur les ouvrages en béton armé vieux d'une quarantaine d'années résulte davantage de la dégradation du béton sous l'effet du gel et des chlorures que de la corrosion des armatures. Ce document n'aborde pas davantage ces problèmes, car ils ne sont pas spécifiques des dalles de ponts mixtes. Ils n'en sont pas moins fondamentaux.

Limitation du retrait endogène

Le retrait endogène augmente avec la compacité de la matrice minérale, car il varie à l'inverse de la taille des pores entre granulats. Il augmente également avec la diminution de la quantité d'eau, qui développe les tensions dans la phase liquide dans les pores.

Il est toutefois possible de concilier la limitation du retrait endogène avec la compacité du béton.

Il faut conserver le principe d'une granulométrie répartie, mais avec des granulats de module élevé.

La diminution de la quantité d'eau est également toujours recommandée, car elle permet de réduire le retrait de dessiccation et d'augmenter les caractéristiques mécaniques du béton. On doit employer un plastifiant réducteur d'eau pour assurer une défloculation des grains fins et obtenir une maniabilité correcte. Il faut toutefois être prudent, car la

diminution du rapport E/C en dessous d'une valeur de l'ordre de 0,40 a rapidement une influence néfaste sur le retrait endogène, ce qui, en l'état actuel des connaissances, ne milite pas en faveur des B.H.P.

Limitation du retrait thermique

Pour limiter le retrait thermique, il faut limiter le dosage en ciment, tout en assurant le dosage nécessaire à une bonne durabilité du béton.

Il faut choisir un ciment présentant une faible vitesse de dégagement de chaleur, donc éviter l'emploi d'un ciment à prise très rapide.

Il faut éviter l'emploi de coffrages trop isolants, ou alors ne pas décofrer avant le refroidissement du béton, pour éviter la création d'un gradient thermique important. Il est souhaitable que le refroidissement s'effectue lentement pour bénéficier de la capacité de déformation visqueuse du béton par fluage et de l'augmentation de sa résistance à la traction avec l'âge.

Il faut éviter, dans la mesure du possible, le bétonnage par temps froid, avec un béton chauffé.

La mise en place d'une bâche posée directement sur le béton n'est pas une bonne solution au problème posé par le retrait thermique, car elle augmente le calorifugeage de la dalle.

Par contre, il est intéressant de mettre en place un abri de protection lors du bétonnage de la dalle. L'utilisation presque systématique d'un équipage mobile pour bétonner les dalles de pont mixte permet de concevoir simplement un abri efficace. Il suffit d'ajouter une "enveloppe" à cet équipage.

L'intérêt de cet abri est multiple. Il atténue les phénomènes thermiques (ensoleillement direct, choc thermique) lors de la prise, protège le béton frais des intempéries, améliore la cure en diminuant l'évaporation, facilite le travail par mauvais temps et évite un refroidissement trop brutal du béton (choc thermique).

On pourrait même envisager de compléter cet abri par une enveloppe autour de la charpente, pour la calorifuger et la chauffer, en cas de

Photo SETRA - G. FORQUET



Abri de protection du pont de Nevers

bétonnage par temps froid. Cette mesure, qui permet de limiter le retrait thermique, n'est toutefois pas simple à mettre en oeuvre. Sur un pont à poutres, il semble possible de compléter les plateaux coffrants de la dalle par un calorifugeage de la semelle supérieure et de la partie haute de l'âme. Ce calorifugeage doit même pouvoir être chauffé. Sur un pont caisson, il est possible de chauffer l'intérieur du caisson, comme cela était le cas sur le pont de Nevers, présenté précédemment. Il faut toutefois reconnaître notre manque d'expérience dans ce domaine. Les idées avancées restent théoriques, et sont à confronter aux problèmes pratiques de mise en oeuvre, au cas par cas.

Précautions pour le décoffrage et la cure

Enfin, il est utile de rappeler que le décoffrage ne doit pas se faire trop tôt, pour éviter une dessiccation de la sous-face du hourdis : le coffrage doit rester en place aussi longtemps que la cure est nécessaire, conformément aux stipulations du fascicule 65A. En effet la présence du coffrage évite la dessiccation du béton ; il remplace la cure.

Il faut également que la cure de l'extrados du hourdis commence assez tôt, soit faite correctement, et dure assez longtemps. On doit appliquer scrupuleusement les prescriptions du fascicule 65A relatives à la cure. Le choix de la méthode ou du produit de cure se fera après un essai en vraie grandeur sur le plot d'essai de dalle, dont la réalisation doit faire partie des exigences du marché. Nous conseillons d'utiliser des produits de cure plutôt que l'humidification qui provoque un refroidissement brutal, si elle n'est pas appliquée régulièrement et au bon moment. Le produit correspondant doit être compatible avec la chape d'étanchéité.

Le délai de réalisation de l'ouvrage doit donc être compatible avec les délais nécessaires pour réaliser la dalle dans de bonnes conditions.

Page laissée blanche intentionnellement

MESURES À PRENDRE POUR LIMITER L'OUVERTURE DES FISSURES

Les mesures à prendre concernent le ferrailage passif de la dalle. Ces mesures ne se substituent pas mais viennent compléter celles prévues dans le règlement de calcul des ponts mixtes actuel.

5.1 - Ferrailage minimal des dalles coulées en place

Si les "retraits" au jeune âge n'étaient pas gênés, ils créeraient dans les cas courants un raccourcissement du béton de l'ordre de $1,5 \cdot 10^{-4}$. Cette valeur est d'ailleurs plutôt une borne inférieure ; elle est largement dépassée si les effets thermiques sont importants. Le blocage de cette déformation dans une dalle de pont mixte coulée en place engendre une contrainte de traction voisine de la résistance à la rupture par traction du béton. Nous recommandons donc de mettre en place partout un ferrailage minimal pour limiter l'ouverture des fissures de déformation gênée, à 0,2 mm sur les ponts routes et à 0,3 mm sur les ponts rails.

Le calcul précis peut être effectué à partir des formules de l'Eurocode 4, rappelées au paragraphe 8.1, qui permettent de tenir compte du diamètre de la barre. Nous conseillons donc de mettre en oeuvre ce pourcentage minimal sur la totalité de l'ouvrage, car le surcoût est faible par rapport à la garantie procurée, qui est de contrôler la fissuration de la dalle.

L'Eurocode 4 demande de placer entre la mi-hauteur de la dalle et la face soumise à la déformation de traction la plus importante au moins la moitié de l'armature minimale requise.

5.2 - Contrôle de l'ouverture des fissures

Le contrôle de l'ouverture des fissures doit se faire en phase de construction, à court terme et à long terme.

En zone de moment négatif, dans les sections où le béton est tendu à l'E.L.S. rare au delà de sa résistance à la traction (à 28 jours) il convient de vérifier que la contrainte dans les armatures à l'E.L.S. rare est inférieure à la valeur limite donnée par les Eurocodes (voir le paragraphe 8.2) :

- pour une ouverture des fissures de 0,3 mm dans le cas d'une dalle en béton armé.
- pour une ouverture des fissures de 0,2 mm dans le cas d'une dalle précontrainte transversalement.

Il ne faut pas non plus oublier de renforcer les aciers transversaux dans les extrémités des plots d'about, pour reprendre et diffuser les efforts de glissement entre la charpente métallique et la dalle. Cela est particulièrement vrai dans les extrémités des plots d'about provisoires en travée des ouvrages à pièces de pont, lorsque la dalle est coulée par la technique du pianotage.

Enfin il faut limiter le diamètre des aciers. Les formules de l'Eurocode 4 vont dans ce sens, car le pourcentage d'acier requis augmente avec le diamètre de l'acier employé. Par ailleurs il est conseillé de limiter le diamètre des barres au douzième de l'épaisseur de la dalle (voir référence /12/ en particulier).

DALLE CONNECTÉE EN DEUXIÈME PHASE

6.1 - Avantages et inconvénients

Plusieurs techniques permettent de réaliser la dalle sans la connecter immédiatement à la charpente. Ces techniques ont à priori beaucoup d'avantages. Elles permettent de réduire considérablement les effets du retrait thermique et du retrait endogène. Par ailleurs, la totalité du poids propre de la dalle est repris par la charpente métallique seule. Il en résulte une forte diminution des contraintes de traction dans la dalle en service.

De plus, il est souvent possible de mettre en oeuvre une précontrainte longitudinale efficace dans la dalle, et donc d'éviter complètement la fissuration en service.

La connexion est alors établie en deuxième phase, quelques semaines après la réalisation du hourdis.

Ces méthodes déjà employées dans le passé en France ou à l'étranger reviennent donc à l'honneur. Il nous paraît donc nécessaire de rappeler également les principaux problèmes qu'elles posent. Toutefois, le propos de ce paragraphe n'est pas de rentrer dans le débat lié aux méthodes de connexion en seconde phase, ni dans celui de la protection contre la corrosion des parties de semelle en acier en contact avec la dalle. Nous nous bornerons aux idées concernant la maîtrise de la fissuration de la dalle.

Plusieurs solutions sont envisageables pour assurer cette connexion en deuxième phase. Celles-ci sont présentées dans un article du bulletin ouvrage d'art n° 14 (référence /5/), que nous reprenons pour

partie ci-après.



Les techniques les plus fréquemment envisagées sont la préfabrication de dalle par plots et le poussage sur la charpente de la dalle, préfabriquée sur banc en arrière de la culée. On peut également envisager de couler la dalle en place en laissant des fenêtres au droit des connecteurs, puis d'assurer la connexion en deuxième phase. Toutefois dans ce dernier cas, il est probable que le frottement métal-béton assure une bonne partie de la connexion que l'on voulait éviter.

Les plots de dalle préfabriqués doivent avoir des dimensions suffisantes pour éviter une inutile multiplication des joints ; une longueur de deux mètres paraît être un minimum. Les reprises de bétonnage longitudinales sont toujours déconseillées. Si elles ne peuvent pas être évitées, une précontrainte transversale de la section de reprise s'impose.

Enfin, il convient de rester prudent et de toujours prévoir un ferrailage minimal de la dalle, pour éviter une fissuration incontrôlée sous l'effet de gradients inverses de température, qui peuvent être importants (de l'ordre de 20 °C) et qui ne sont pas pris en compte dans les calculs. Nous conseillons donc de mettre en oeuvre dans les dalles non précontraintes longitudinalement le même ferrailage minimal que dans les dalles coulées en place.

Revenons sur les différents cas possibles.

6.2 - Dalle poussée sur l'ossature métallique

Il s'agit en général d'une dalle en béton armé coulée par plots successifs sur une aire située à l'extrémité de l'ouvrage. La continuité du ferrailage passif est assurée par recouvrements de barres droites alternées, ce qui ne pose pas de problème majeur pour le montage des cages d'armature.

Les méthodes de poussage et de connexion en deuxième phase posent des problèmes techniques difficiles, qui n'ont pas encore reçu à notre avis de réponse tout à fait satisfaisante à ce jour.

On peut admettre les dispositions qui avaient été adoptées en Suisse il y a une quinzaine d'années. Des poches sont laissées dans la dalle ; après sa mise en place par poussage, les goujons sont mis en oeuvre dans les poches, le ferrailage est complété, et les poches sont bétonnées (avec un béton spécial à retrait compensé dans la mesure du possible). Il faut, bien sûr, régler quelques problèmes d'étanchéité pour le bétonnage des poches, injecter partout l'interface entre la dalle et la semelle et obtenir une bonne qualité pour la soudure en place des goujons ; mais cela semble raisonnable.



Photo SETRA

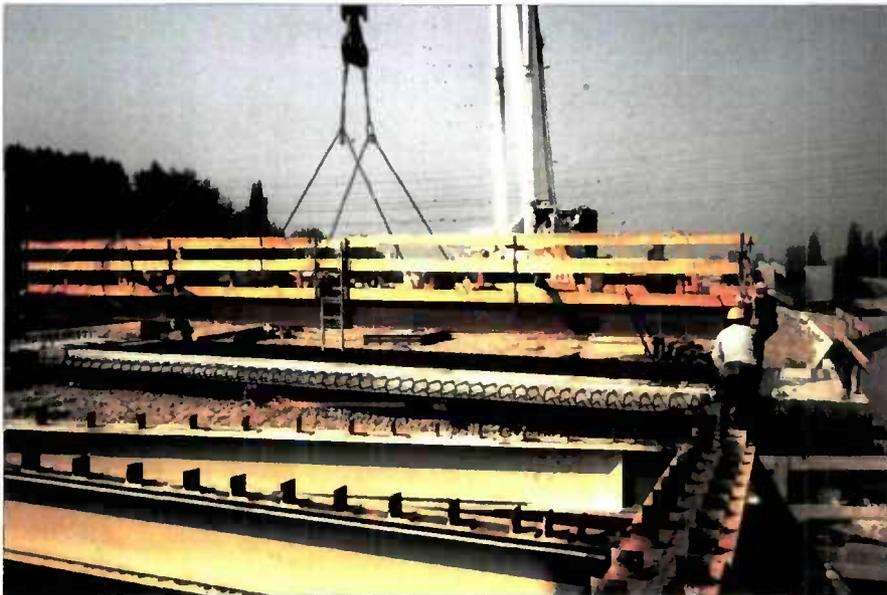


Photo SETRA

*Pose des dalles préfabriquées
- Rocade de Strasbourg -*

6.3 - Dalles préfabriquées reliées par un clavage en béton coulé en place, armé dans les deux directions

Dans ce cas, assez proche du précédent, les zones de clavage sont plus sensibles que les zones préfabriquées connexes. En effet, les effets des retraits endogène et thermique sont nuls sur les parties préfabriquées alors qu'ils subsistent pour les joints. La différence de résistance entre les bétons préfabriqués et les bétons de joint, peu après leur coulage, conduit évidemment à la concentration de la fissuration potentielle dans le joint. À l'inverse, il y a un effet favorable de la répartition de la déformation de retrait sur une zone plus longue que celle où elle se produit.

La conception des clavages entre plots doit permettre d'assurer le complet recouvrement des lits d'armatures de deux plots successifs et un parfait enrobage des armatures dans les zones de clavage.

Pour des raisons d'encombrement, de sécurité et de facilité de coffrage, la meilleure solution semble être d'assurer le recouvrement par des armatures courbées à 180°. La dimension minimale des clavages est donnée en épaisseur par la possibilité de pliage des aciers (diamètre du mandrin + 2 diamètres de l'acier + 60 mm d'enrobage) et en longueur par la résistance du recouvrement (en général 16 diamètres + 60 mm d'enrobage).

Ceci conduit en pratique aux dimensions données dans le tableau ci-après.

Diamètre en millimètre	Épaisseur minimum de la dalle en millimètre	Longueur minimum du clavage en millimètre
12	184	252
14	238	284
16	242	316
20	300	380

La qualité de la dalle dépend également essentiellement des performances du béton de deuxième phase. En effet, le retrait du béton de deuxième phase est bloqué par le béton de première phase. Pour éviter une fissuration certaine au droit des reprises de bétonnage, ce retrait doit donc être le plus faible possible.

Par ailleurs, la résistance du béton de deuxième phase doit être élevée, car ce béton subit des efforts concentrés importants au droit des connecteurs.

6.4 - Dalles préfabriquées à joints conjugués collés

Une telle solution n'est admissible que si les dalles sont effectivement préfabriquées avec des joints conjugués lors de la préfabrication. On peut utiliser la méthode du long banc ou celle de la cellule.

La géométrie des dalles doit être telle que le profil en long constitué par l'ensemble des dalles "reconjuguées", au repos, soit identique au profil en long des poutres de l'ossature en acier, chargée par le poids de ces mêmes dalles.

La forme des faces en regard des dalles préfabriquées présente des "clés" permettant le transfert des cisaillements. Ces clés sont en général

en creux du côté de la dalle contre-moule et en bosse du côté de la dalle coulée. La section de ces clés est comprise entre 1/5 et 1/10 de la section totale des faces en regard.

Les contraintes normales dans les joints sont toujours positives en tenant compte :

- des contraintes de flexion générale dans le cas de la combinaison rare,
- des contraintes de flexion générale et locale cumulées.

Pour respecter ces conditions, il est en général nécessaire de mettre en oeuvre une précontrainte longitudinale par câbles, en plus de la précontrainte éventuellement créée par dénivellation d'appui.

6.5 - Formulation des bétons des dalles connectées en deuxième phase

Position du problème

On donne ci-dessous quelques conseils pour la formulation d'un B.H.P pour dalles préfabriquées et la formulation du béton de clavage.

On rappelle que l'emploi du B.H.P n'est pas conseillé pour les dalles coulées en place, en raison de son fort retrait au jeune âge. Mais cette propriété n'est plus contraignante, dans le cas des dalles préfabriquées, si la connexion avec la charpente métallique se fait après développement du retrait au jeune âge.

Béton à Haute Performance pour dalles préfabriquées

Pour ces éléments, il peut être intéressant d'employer un B.H.P., à condition de faire en sorte d'obtenir le retrait le plus précoce possible. On emploiera donc de préférence un B.H.P. aux fumées de silice (B60 sauf si la résistance de la section exige un niveau de résistance supérieur pour le béton). Signalons qu'il existe à présent au moins trois ciments CPJ aux fumées de silice sur le marché, lesquels permettent de fabriquer ce type de béton avec le même matériel que les bétons usuels. L'obtention de résistances élevées au jeune âge est également favorable à une rotation rapide des moules, et permet d'éviter dans certains cas le traitement thermique.

Béton de clavage

Pour ce matériau, c'est le retrait total qu'il faut réduire le plus possible. Sur la base d'expérimentations faites pour le compte d'une entreprise, on préconisera les dispositions suivantes :

- utiliser un ciment CPA prise mer (à faible teneur en aluminates) à un dosage maximum de 350 kg/m^3 ;
- compléter la granulométrie du béton en utilisant un filler calcaire fin (taille moyenne inférieure $5/10 \mu\text{m}$) ;
- optimiser le squelette du béton en milieu confiné (pour tenir compte des faibles dimensions des joints de clavage) ; pour ce faire, on utilisera par exemple le logiciel RENÉ-LCPC récemment diffusé dans le réseau technique de l'Équipement. Ceci se traduit par des teneurs en petit gravillon et en sable plus importantes que dans un béton standard ;
- réduire l'eau le plus possible en utilisant un superplastifiant dosé à saturation ;
- vérifier que la viscosité du béton ne dépasse pas 200 Pa.s (viscosité mesurée avec le rhéomètre LCPC).

La teneur en eau efficace de ce béton ne devrait pas dépasser $140/150 \text{ l/m}^3$. L'eau efficace est l'eau totale (y compris eau de l'adjuvant) moins l'eau absorbée par les granulats.

CHOIX DU TYPE D'ÉTANCHÉITÉ

L'étanchéité des dalles de pont en ossature mixte est un point particulièrement important et on devra particulièrement veiller au bon choix du système et à la qualité de la mise en oeuvre.

En matière de choix, on retiendra des systèmes ayant fait leur preuve par des essais de fissuration conformes aux normes ou aux spécifications du F 67 pour assurer un pontage durable et efficace des fissures. De ce point de vue, si tous les systèmes subissent des tests de fissuration, ce sont les complexes à base de feuilles préfabriquées qui ont supporté les ouvertures les plus importantes, en l'état actuel de nos connaissances.

Pour éviter une circulation d'eau ayant pénétré par un défaut localisé de la chape (toujours possible), il faut privilégier des systèmes **ADHÉRANT** au support. Tous les systèmes ne revendiquant pas une adhérence au support au moins égale à 0.4 MPa à 20° sont donc à rejeter systématiquement.

Les feuilles préfabriquées monocouches pourraient donc répondre à ces critères mais il y a toujours le risque d'une blessure ponctuelle de la chape d'étanchéité à la mise en oeuvre des couches de roulement ou dans les phases de chantier précédant cette opération. Aussi, nous conseillons de retenir des systèmes comportant une protection par un asphalte gravillonné qui a l'avantage de compléter l'étanchéité et de protéger celle-ci pendant la phase de chantier, de mise en oeuvre de la couche de chaussée et lors de l'entretien (opération de rabotage notamment).

Une procédure d'Avis technique est en cours de mise en place sur les chapes d'étanchéité et on choisira donc le système parmi ceux ayant l'Avis, en tenant compte des commentaires l'accompagnant.

Nous conseillons de prévoir également une étanchéité sur les corniches, les contre-corniches et autres parties d'ouvrages comme les longrines d'ancrage de barrière. Celle-ci pourrait être du type film mince adhérent

au support conforme au F 67 avec une dérogation éventuelle sur les caractéristiques après choc thermique puisqu'il ne reçoit pas un revêtement mis en oeuvre à 160°, mais avec l'indication des précautions envisagées par le formulateur pour résister à l'action de l'ozone, des UV et des sels de déverglaçage.

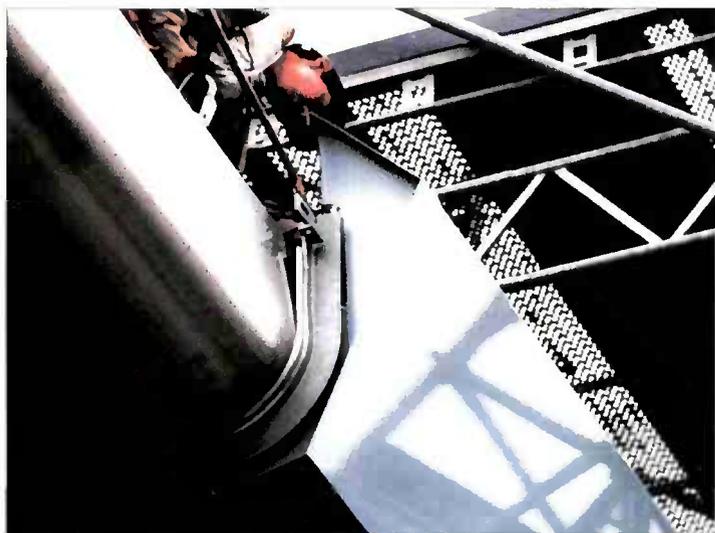


Photo SETRA - G. FORQUET

*Pose d'une étanchéité dans une corniche caniveau
(Voir guide technique Corniches SETRA déc. 1994)*

CONTRÔLE DE LA CONTRAINTE DANS LES ACIERS PASSIFS

Les règles indiquées ci-après sont inspirées des règles de l'Eurocode 4 partie 1 DAN (référence /16/) et des documents de référence qui sont à la base de l'Eurocode 4.

Ces règles ont trois aspects :

- la mise en place d'un ferrailage minimal ;
- la limitation de la contrainte de traction dans les armatures ;
- le respect de certaines dispositions constructives (espacement des armatures).

8.1 - Règle simplifiée de ferrailage minimal



La mise en place du ferrailage minimal permet de contrôler l'ouverture des fissures de retrait.

Il faut vérifier :

$$A_S \times \sigma_S > 0,65 \times A_C \times f_{tc}$$

A_S = section d'acier passif longitudinal

A_C = section de béton

f_{tc} est la résistance réelle à la traction au moment où l'on suppose que les premières fissures se produisent. L'Eurocode 4 suggère de ne pas

prendre une valeur inférieure à 3 MPa. C'est cette valeur que nous avons retenue pour établir la clause relative au ferrailage minimal.

σ_s est la contrainte maximale autorisée dans l'armature immédiatement après la fissuration.

La valeur de σ_s dépend du diamètre de barre choisie. L'Eurocode 4 partie 1 donne un tableau de valeurs pour limiter la fissuration à 0,3 mm ou à 0,5 mm. La version provisoire de l'Eurocode 2 partie 2 (version 8) donne les valeurs pour des fissures de 0,2 mm. Ce sont ces valeurs que nous reprenons.

L'ouverture des fissures n'augmentera pas sous l'effet des actions extérieures tant que la contrainte de traction dans les aciers passifs, au droit de la fissure, restera inférieure à la contrainte maximale autorisée dans l'armature immédiatement après la fissuration. Le tableau ci-dessous donne la valeur de cette contrainte maximale en fonction du diamètre des aciers.

Diamètre	12	16	20	25
0,3 mm	320	280	240	200
0,2 mm	240	200	180	160

Traction admissible dans les aciers (MPa)

Remarque :

L'Eurocode 4 autorise, lorsque la fissuration résulte principalement des déformations gênées comme le retrait, d'augmenter le diamètre des barres résultant du tableau ci-dessus. Le diamètre admissible est donné par l'équation :

$$D_{sadm} = D_s \times (f_{tc}/2.5)$$

Dans cette équation D_s est le diamètre qui résulte de l'application du tableau précédent et f_{tc} est la résistance à la traction du béton prise en compte dans les calculs. On peut alors procéder comme dans l'exemple suivant.

Exemple pour une ouverture de 0,2 mm

Pour le calcul pratique D_s est un diamètre de calcul, permettant de connaître la contrainte admissible et D_{sadm} est le diamètre réel de l'acier. Avec une résistance à la traction de 3 MPa, on obtient :

Avec des aciers HA 16 :

$$D_s = D_{sadm} / (f_{tc}/2.5) = 13,33 ; \text{ donc } : \sigma_s = 227 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où il résulte : } A_s/A_c = 0,65 \times 3/227 = 0.86 \%$$

Avec des aciers HA 20 :

$$D_s = D_{sadm} / (f_{tc}/2.5) = 16,66 ; \text{ donc } : \sigma_s = 197 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où il résulte : } A_s/A_c = 0,99 \%$$

8.2 - Calcul de la contrainte dans les aciers passifs à l'E.L.S. (combinaison rare)

En zone de moment négatif, dans les sections où le béton est tendu à l'E.L.S. au delà de sa résistance à la traction (à 28 jours) il convient de vérifier que la contrainte dans les armatures à l'E.L.S. est inférieure à la valeur limite donnée par le tableau précédent :

- pour une ouverture des fissures de 0,3 mm pour une dalle en béton armé.
- pour une ouverture des fissures de 0,2 mm pour une dalle pré-contrainte transversalement.

La règle précédente, qui autorisait de minorer le diamètre des armatures pour déterminer la contrainte limite, n'est plus applicable.

Ce calcul se fait en tenant compte de la rigidité en traction de la dalle fissurée. La formule correspondante élaborée à partir des documents de référence de l'Eurocode 4 est la suivante (article 5.3.4) :

$$\sigma_s = \sigma_{se} + \frac{0,2 \times A_c \times f_{tc}}{A_s \times \alpha}$$

σ_{se} = traction dans les aciers passifs calculée en section fissurée

A_c = section de béton

A_s = section d'acier passif longitudinal

Le coefficient 0,2, au lieu de 0,4 dans l'Eurocode 4 - partie 1, vient de la nature variable des actions prises en compte.

$$\alpha = \frac{A \times I}{A_a \times I_a} = \frac{\text{section x inertie de la charpente plus les aciers passifs de la dalle}}{\text{section x inertie de la charpente seule}}$$

A et I sont donc des caractéristiques fissurées avec prise en compte des aciers passifs

A_a et I_a sont des caractéristiques fissurées sans aciers passifs

La valeur de σ_s ainsi calculée doit être inférieure à la valeur limite admissible donnée par le tableau précédent, en fonction du diamètre des armatures et de l'ouverture de calcul des fissures.

Remarque :

Typiquement $A_s/A_c \times \alpha$ varie de 0.01 (faible pourcentage d'acier et grande poutre) à 0.025 (fort pourcentage d'acier et petite poutre) et f_{tc} vaut 3 MPa. Donc, le terme qui majore σ_{se} varie de 25 à 60 MPa.

Dans la clause du chapitre 9 relative à la contrainte limite admissible, nous avons pris, pour simplifier, f_{tc} égal à 3 MPa.

8.3 - Limitation de l'espacement des armatures

Les Eurocodes 2 et 4 demandent de limiter l'espacement des barres en fonction de la contrainte σ_s calculée (voir tableau ci-dessous). Nous donnons ci-dessous les valeurs indiquées dans l'Eurocode 2 partie 2 (version 8), pour les sections en béton armé entièrement tendues. Cette limitation de l'espacement des barres peut conduire à augmenter le pourcentage d'acier, donc à limiter σ_s .

σ_s (ELS rare)	≤ 120 MPa	160 MPa	200 MPa	240 MPa
Espacement maximal des barres (mm)	250	200	150	125

Espacement maximal des armatures (mm)

CLAUSES POUR LES CAHIERS DES CHARGES

NOTA : Les clauses contractuelles sont écrites en caractères normaux.

Les commentaires sont écrits en petits caractères italiques.

9.1 - Spécifications relatives au calcul de l'effet des actions extérieures et des retraits

La maîtrise de la fissuration de la dalle suppose de calculer et de vérifier complètement la structure pendant les phases de construction, puis à court terme et à long terme, vis à vis de l'état-limite de service. Nous indiquons ci-dessous les règles de calcul à employer.

L'ouvrage sera l'objet de deux calculs complets distincts, en état-limite de service et en état limite ultime :

- calcul des phases de construction et de l'état à court terme, avec un coefficient d'équivalence acier/béton égal à 6 ;
- calcul de l'état à long terme de l'ouvrage avec un coefficient d'équivalence acier/béton égal à 18 sous les charges permanentes, sauf éventuellement les dénivellations d'appui.

Ces calculs seront faits selon les prescriptions de la circulaire n° 81-63 du 28 Juillet 1981, modifiées par les spécifications du présent article.

Calcul des phases de construction et de l'ouvrage à court terme

Le calcul des phases de construction et de l'état lors de la mise en service (court terme) doit se faire avec un coefficient d'équivalence de 6.

Il sera tenu compte des "retraits" au jeune âge, noté ϵ_R , dans le cas des dalles coulées en place. Le calcul sera fait en fourchette, ($\epsilon_{R \min}$, $\epsilon_{R \max}$) avec une valeur minimale $\epsilon_{R \min}$ égale à zéro et une valeur maximale $\epsilon_{R \max}$ égale à $1.5 \cdot 10^{-4}$, à défaut de spécifications particulières.

ϵ_R est égal à la somme du retrait endogène ϵ_e mesuré à 7 jours et du retrait thermique ϵ_T . L'action de ces retraits s'ajoute à celles des actions mécaniques extérieures. Ces retraits au jeune âge d'un plot de béton doivent être introduits dans le calcul dès le durcissement de ce plot.

La valeur $\epsilon_{R \max}$ des retraits au jeune âge peut être très variable, selon la formulation du béton. La valeur retenue doit donc être cohérente avec les mesures prises par ailleurs pour contrôler l'importance de ces retraits. A titre indicatif, on pourra retenir les valeurs suivantes des "retraits" au jeune âge :

- pour le retrait thermique : $\epsilon_T = K \Delta T/2$ avec $K = 10^{-5}$, $\Delta T = (e_{\text{moyen}} - 15)$, en degrés C ; e_{moyen} étant l'épaisseur moyenne de la dalle en centimètres.
- pour le retrait endogène à 7 jours : $\epsilon_e = 7,5 \times 10^{-5}$

Pour une dalle de 30 centimètres d'épaisseur moyenne, on obtient alors dans les cas courants la fourchette de calcul ($0,1.5 \cdot 10^{-4}$).

Si le projet demande de limiter la contrainte de traction dans le béton à une valeur proportionnelle à la résistance à la traction du béton, on considérera que cette résistance à la traction reste constante dans le temps, égale à la résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 jours f_{t28} , pour faire cette vérification.

En effet, il est admissible de surestimer la résistance à la traction du béton au très jeune âge, car le calcul fait avec un coefficient d'équivalence égal à 6 sur-estime le module de déformation.

Or, le béton est d'abord soumis à une déformation imposée par la courbure de la poutre mixte, et l'allongement du béton à rupture est presque une constante au très jeune âge du béton.

Enfin, nous rappelons qu'il faut limiter la contrainte de traction dans le béton de la dalle en cours de construction si l'on prévoit des dénivellations d'appui, ainsi que la valeur des dénivellations. Ces points doivent être définis au stade du projet d'ouvrage d'art, avant l'appel d'offres.

Vérification à court terme

La vérification à court terme se fait à partir de l'état de fin de construction déterminé comme il est indiqué ci-dessus.

L'action différentielle de la température, au sens de l'article 9 du règlement de calcul des ponts mixtes (retrait équivalent de $0,5 \cdot 10^{-4}$), doit être ajoutée aux "retraits" au jeune âge résultant des calculs de construction.

Par contre, on n'ajoutera pas le retrait de dessiccation, donné dans l'article 7 du même règlement.

Les dénivellations d'appui exécutées pendant la construction sont prises en compte avec un coefficient d'équivalence égal à 6.

Vérification à long terme

La vérification à long terme, qui permet également de définir la contre-flèche de construction, peut se faire par un artifice de calcul pour connaître l'état sous charges permanentes. Cet artifice de calcul consiste à recalculer toute la construction avec un coefficient d'équivalence égal à 18.

Prise en compte des dénivellations d'appui à long terme

Les dénivellations d'appui sont des opérations délicates, qui doivent être prévues dès la phase de conception de l'ouvrage. Nous renvoyons ici le concepteur aux recommandations données en 4.1.

Les dénivellations d'appui seront prises en compte avec un coefficient d'équivalence égal à 18 à long terme, à condition que le dernier béton coulé ait au moins 30 jours lorsque la dénivellation d'appui est effectuée. Sinon, le coefficient d'équivalence à long terme devra être déterminé par la formule suivante :

$$n = 6 \left(1 + K_{fl}(t_0) + \frac{2}{5} \frac{K_{fl}(t_0)^2}{1 + \frac{s}{6} - \frac{2}{5} K_{fl}(t_0)} \right)$$

$$\text{avec : } s = \frac{S_c}{S_a} = \frac{\text{section de béton}}{\text{section de la poutre en acier}}$$

Dans cette formule, t_0 est l'âge du béton au moment de la dénivellation et la fonction $K_{fl}(t_0)$ est le coefficient de fluage défini dans l'annexe 1 du B.P.E.L.

On effectuera le calcul de n sur la première section bétonnée en travée et sur la dernière section bétonnée sur appui et l'on retiendra la valeur moyenne. Dans tous les cas, on ne prendra pas un coefficient d'équivalence moyen inférieur à 18.

Prise en compte des retraits à long terme

Les retraits au jeune âge ne seront pas pris en compte pour le calcul de l'état à long terme.

On ne considérera donc que le retrait de dessiccation ($2 \cdot 10^{-4}$ sauf quart sud-est) et l'action différentielle de la température ; les calculs seront faits avec un coefficient d'équivalence égal à 18. Bien sûr, les calculs des effets du retrait sont faits en fourchette avec une valeur minimale égale à zéro. Mais la contre-flèche du tablier doit être calculée avec la valeur maximale de la fourchette.

La non-prise en compte des retraits au jeune âge pour le calcul de l'état à long terme résulte des considérations suivantes :

- *le "fluage" du béton (il s'agit plutôt de relaxation) efface rapidement une grande partie de l'effet de ces retraits, car ils sont appliqués sur un béton très jeune. Un calcul avec un coefficient d'équivalence égal à 18 conduirait donc à surestimer largement leur effet à long terme.*
- *le modèle réglementaire actuel conduit à surestimer les moments fléchissants et les contraintes dans la charpente en zone de moment négatif. En effet, le calcul en inertie non fissurée, conduit à majorer les sollicitations.*

Il est donc raisonnable de ne pas tenir compte des retraits au jeune âge pour le calcul de l'état à long terme, avec le modèle réglementaire actuel.

9.2 - Spécifications relatives à la formulation du béton dans les dalles coulées en place

Formulation du béton

La formulation du béton sera étudiée de manière à limiter le retrait endogène et le retrait thermique, tout en obtenant une bonne compacité. En conséquence, le béton doit monter plutôt lentement en résistance, mais comporter un dosage en

ciment relativement élevé et un faible rapport E/C. Une formule de B.H.P. classique n'est pas adaptée, car les retraits au jeune âge seraient trop élevés.

Il est très difficile de donner des spécifications très précises sur la formulation du béton, car les conditions locales sont souvent prépondérantes. Les indications ci-dessous restent donc assez générales et doivent donc être prises avec réserve.

Sauf justifications particulières, on respectera les conditions suivantes :

- la formulation aura une granulométrie très répartie ;
- l'emploi de ciment HPR est interdit ;
- on utilisera un ciment à faible exothermie pour les dalles d'épaisseur moyenne supérieure à 35 cm ;
- le dosage en ciment sera optimisé, pour garantir une bonne durabilité du béton, tout en limitant le plus possible les retraits au jeune âge ;
- la résistance caractéristique du béton de la dalle sera d'au moins 30 MPa à 28 jours ;
- le rapport E/C sera de l'ordre de 0,45 ; la formule sera adjugée en conséquence.

Les justifications particulières qui permettraient de s'affranchir des conditions ci-dessus sont à définir avec le laboratoire chargé du contrôle des bétons. Il s'agit de vérifier que les retraits au jeune âge et le retrait total du béton seront faibles.

On rappelle que des prescriptions complémentaires s'appliquent aux bétons soumis à l'action des cycles de gel-dégel ou à une atmosphère riche en chlorures. Le groupe Rhône-Alpes formé autour du L.R. de Lyon a établi des recommandations qui font référence pour la formulation des bétons soumis à de telles actions. Des prescriptions sont également données dans l'annexe H des Recommandations du Ministère de l'Équipement de Juin 1994 sur la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction.

Mise en oeuvre

Dans tous les cas, la mise en oeuvre du béton se fera en respectant les règles suivantes :

- la résistance du béton au décoffrage sera supérieure à 16 MPa ;
- le décoffrage ne pourra pas se faire avant 24 heures ;

- les prescriptions du fascicule 65A relatives à la cure seront scrupuleusement respectées ; en particulier, le coffrage sera laissé en place tant que la cure de la face inférieure du hourdis sera nécessaire, à moins d'assurer cette cure par d'autres moyens.

Le bétonnage par temps froid nécessite des précautions particulières pour limiter le retrait thermique ; il est particulièrement difficile de donner des spécifications générales. Nous avons retenu toutefois les trois clauses suivantes :

- des dispositions particulières seront prises pour éviter un refroidissement brutal de la dalle ;
- le bétonnage ne pourra pas avoir lieu sans un abri de protection de la dalle si la température extérieure mesurée sur le chantier est inférieure à 5 degrés ;
- le recours au béton chauffé nécessite la mise en oeuvre de moyens particuliers complémentaires destinés à limiter l'écart de température entre le béton et le métal.

9.3 - Spécifications destinées à limiter l'intensité de la fissuration

Cette spécification éventuelle doit être réservée au cas où la fissuration de la dalle serait de nature à poser des problèmes de durabilité. L'étanchéité protégeant la partie supérieure de la dalle, le problème ne se pose que pour la face inférieure, dans le cas où des brouillards salins peuvent se déposer sur l'intrados de la dalle.

La contrainte moyenne de traction dans le béton sous charges permanentes sera limitée, aussi bien en phases de construction, qu'à court terme et à long terme, à 1,5 fois la valeur de la résistance à la traction du béton à 28 jours. A long terme, ce critère ne concerne que la contrainte moyenne dans la dalle (au niveau de la fibre moyenne de la dalle). Cette restriction résulte de la chute du gradient de contraintes dans la dalle à long terme.

Remarque importante :

La valeur limite $1,5 f_{t28}$ fixée ci-dessus est indicative. Elle ne doit pas être retenue de façon rigide. En effet, la limitation de l'intensité de la fissuration doit rester un objectif qualitatif, mais ne doit pas conduire à retenir des méthodes d'exécution dangereuses, comme le recours à de très fortes dénivellations d'appui. La valeur finalement retenue est de la responsabilité du concepteur, qui définira les méthodes d'exécution à mettre en oeuvre pour y parvenir. Celles-ci seront imposées dans le marché.

9.4 - Spécifications destinées à limiter l'ouverture des fissures

Ces clauses s'appliquent aux dalles coulées en place et aux dalles connectées en deuxième phase, à l'exception des dalles connectées en deuxième phase entièrement précontraintes longitudinalement (classe I et II du B.P.E.L.).

Ferraillage minimal

Dans tous les cas, on mettra en oeuvre dans toutes les sections un pourcentage minimal d'armatures passives longitudinales pour limiter l'ouverture des fissures dues aux déformations gênées.

Ce pourcentage minimal sera mis en place sur toute la longueur et sur toute la largeur de la dalle, y compris en dehors de la largeur participante.

Ce pourcentage, fonction du diamètre des aciers employés, est donné par le tableau ci-dessous pour les ponts routes.

Diamètre des aciers	≤ 14	16	20	25
Pourcentage minimal	0,8	0,86	0,99	1,1

Pourcentage minimal d'armatures passives longitudinales

Le diamètre des armatures employées n'excédera pas un douzième de l'épaisseur de la dalle.

On rappelle que le règlement actuel de calcul des ponts mixtes demande de mettre en oeuvre un pourcentage minimal d'armatures passives longitudinales de 1 % dans les zones où la contrainte de traction dans le béton à l'E.L.S. dépasse la valeur de la résistance à la traction du béton à 28 jours.

Limitation de la contrainte de traction et de l'espacement des armatures

En outre, en zone de moment négatif, dans les sections où le béton est tendu à l'E.L.S. au-delà de sa résistance à la traction (à 28 jours) on vérifiera que la contrainte dans les armatures à l'E.L.S. sous combinaison

rare, est inférieure à la valeur limite donnée par le tableau ci-après. Cette valeur est fonction du diamètre des aciers. Elle est plus faible si la dalle est précontrainte transversalement.

Diamètre	12	16	20	25
Dalle en béton armé	320	280	240	200
Dalle précontrainte transversalement	240	200	180	160

Traction maximale à l'ELS rare dans les aciers (MPa)

Le calcul sera fait en tenant compte de la rigidité en traction de la dalle fissurée, en appliquant la formule suivante :

$$\sigma_s = \sigma_{se} + \frac{0,2 \times A_c \times f_{tc}}{A_s \times \alpha}$$

$f_{tc} = 3 \text{ MPa}$

σ_{se} = traction dans les aciers passifs calculée en section fissurée

A_c = section de béton (largeur participante)

A_s = section d'armatures passives longitudinales

$$\alpha = \frac{A \times I}{A_a \times I_a} = \frac{\text{section} \times \text{inertie de la charpente plus les aciers passifs de la dalle}}{\text{section} \times \text{inertie de la charpente seule}}$$

A et I sont les caractéristiques fissurées avec prise en compte des aciers passifs dans la largeur participante

A_a et I_a sont les caractéristiques fissurées sans aciers passifs

Ce contrôle sera fait à toutes les phases de la construction, à court terme et à long terme, dès que la contrainte de traction dans le béton à l'E.L.S. dépasse la valeur de la résistance à la traction du béton à 28 jours.

Enfin, on limitera l'espacement des armatures en fonction de leur contrainte de traction ainsi calculée, en respectant les valeurs données dans le tableau ci-après.

σ_s (ELS rare)	≤ 120 MPa	160 MPa	200 MPa	240 MPa
Espacement maximal des barres (mm)	250	200	150	125

Espacement maximal des armatures (mm)

9.5 - Spécifications complémentaires pour les dalles connectées en deuxième phase.

Il n'est pas nécessaire de tenir compte des "retraits" au jeune âge pour le calcul des phases de construction et de l'état à court terme dans le cas des dalles connectées en deuxième phase. Les autres règles de calcul développées en 9.1 s'appliquent sans modifications.

On assurera le complet recouvrement des lits d'armatures de deux plots successifs et le parfait enrobage des armatures dans les zones de clavage.

Les reprises de bétonnage seront traitées pour présenter une forte rugosité.

Une injection de coulis et des dispositions constructives adéquates doivent permettre un parfait contact entre les dalles préfabriquées et la semelle supérieure des poutres principales.

La formulation du béton de deuxième phase sera étudiée de manière à limiter le retrait endogène, le retrait thermique et le retrait de dessiccation. Dans le cas de l'emploi d'un béton traditionnel, on imposera les mêmes spécifications que pour le béton des dalles coulées en place.

Les connecteurs seront disposés de manière à pouvoir être correctement enrobés dans le béton de deuxième phase.

On pourra se référer aux règles de l'Eurocode 4 partie 1 relatives à l'espacement des connecteurs, (article 6.4.1.5).

9.6 - Spécifications relatives aux chapes d'étanchéité

Une procédure d'Avis Technique sur les systèmes d'étanchéité a été mise en place courant 1994. Les premiers avis seront publiés début 1996. Les procédés à feuille préfabriquée recouverte par une couche d'asphalte gravillonné seront examinés dans le cadre de cette procédure puisque, s'agissant de procédés d'entreprises, souvent brevetés, ils n'ont pu être pris en considération dans le F 67. Dans l'attente de la mise en place de ces avis techniques, nous proposons d'introduire les spécifications suivantes. Quand les avis seront établis, la rédaction pourra être limitée à l'indication générale et la description, complétées par la demande de l'avis favorable sur le procédé.

9.6.1 - Étanchéité sur la dalle en béton

L'étanchéité sera assurée par un complexe épais adhérent au support.

La suite de cette spécification décrit le système adhérent au support que nous préconisons, mais d'autres solutions restent envisageables.

La première couche sera constituée par une chape de bitume modifié par des polymères, armé, surmontée d'une deuxième couche en asphalte coulé gravillonné.

Composition du complexe étanche

Le complexe étanche sera constitué comme suit :

- une couche d'accrochage au béton de ciment ;
- une première couche d'étanchéité en bitume modifié par des polymères et armé. Cette couche assure l'étanchéité ;
- une deuxième couche en asphalte coulé gravillonné procurant une deuxième couche de matériau imperméable et une protection mécanique de l'étanchéité.

Couche d'accrochage

Cette couche d'accrochage sera constituée par un enduit d'imprégnation à froid au dosage de deux cents (200) à deux cent cinquante (250) grammes par mètre carré.

Les solvants utilisés seront des solvants légers dont la température d'ébullition sera nettement plus faible que la température d'application des couches d'étanchéité.

Chape de bitume armé

Cette couche sera constituée par une feuille préfabriquée conforme aux prescriptions du F 67 du CCTG, titre I, pour ce qui concerne les feuilles préfabriquées.

Deuxième couche d'étanchéité

Cette couche est en asphalte coulé gravillonné constitué de mastic d'asphalte et de granulats (sable et gravillons durs concassés).

Cette couche sera conforme aux prescriptions du F 67, titre I, relatives à la deuxième couche en asphalte gravillonné des systèmes bicouches en asphalte.

Essais du système d'étanchéité

Compte tenu de l'utilisation de la chape de bitume armé sous une couche d'asphalte gravillonné, l'examen de conformité selon le fascicule 67 du CCTG sera complété par :

- a) Un essai de vérification de remontée de liant de la feuille préfabriquée dans l'asphalte.

A cet effet, on coule de l'asphalte rouge (par ajout d'oxyde de fer) sur la feuille puis, après refroidissement, on désolidarise les deux couches. Un examen visuel de la feuille et de l'asphalte est fait pour noter les éventuelles migrations. Cet examen visuel est, éventuellement, complété par une recherche de liant de la feuille dans l'asphalte.

On ne doit pas relever de migrations de liant.

- b) Pour tous les systèmes d'étanchéité, il est simulé l'application de la couche venant sur les étanchéités.

Pour cela, l'éprouvette subit un choc thermique. Ce choc thermique permet de connaître les performances du produit et le comportement après la mise en place de cette couche à des températures supérieures à 160/170°. Ce choc thermique sera représenté par un séjour de 10 min. à une température de 150 °C suivie d'une décroissance de 150 °C à 40 °C en 5 heures.

Les essais de caractérisation de la feuille sont ensuite effectués.

Mode d'exécution et contrôle des travaux

Ceux-ci seront conformes aux prescriptions du F 67, titre I, pour tout ce qui est relatif respectivement aux systèmes "feuilles préfabriquées monocouche" (pour la première couche du complexe) et à "l'asphalte gravillonné" (pour la deuxième couche).

9.6.2 - Étanchéité sur les parties hors chaussées

Cette spécification ne s'applique que si une étanchéité est prévue sur les parties hors chaussées. La mise en oeuvre de cette étanchéité est plus particulièrement conseillée sur les ouvrages soumis à l'action de sels de déverglaçage.

Celle-ci sera de type film mince adhérent au support conforme au F 67, titre I. Cette conformité sera attestée par un PV de résultat d'essais effectués par un Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (d'Aix, en l'occurrence).

En complément à ces essais, pour tenir compte du domaine d'emploi, la résistance sous rayonnement actinique sera examinée. L'essai sera fait suivant la norme P 18.856 selon un cycle défini.

Références

- /1/ Bulletin Ponts Métalliques numéro 15 de l'OTUA :
- Les ponts mixtes associant l'acier et le béton précontraint -
M. VIRLOGEUX.
- /2/ Bulletin Ouvrages d'Art numéro 11 de Janvier 1992 du SETRA :
Ouvrages mixtes - B. FLOURENS et I. JOASSARD ;
Gardons nos bonnes habitudes ! - H. ABEL-MICHEL et R. TIRAT.
- /3/ Bulletin Ouvrages d'Art numéro 12 de Juillet 1992 du SETRA -
Bétonnage des dalles de pont mixte - T. KRETZ et D. POINEAU.
- /4/ Bulletin Ouvrages d'Art numéro 13 de Novembre 1992 du SETRA
- Ponts mixtes - Bétonnage des dalles ; comment limiter la fissu-
ration durant la construction : calcul du phasage avec le module
instantané du béton. - J. BERTHELLEMY.
- /5/ Bulletin Ouvrages d'Art numéro 14 du SETRA : la connexion en
deuxième phase des dalles de pont mixte - M. VIRLOGEUX et
T. KRETZ.
- /6/ Bulletin Ponts Métalliques numéro 16 de l'OTUA :
article de Bruno FLOURENS et Irène JOASSARD ;
article de Jacques BERTHELLEMY, Thierry KRETZ, Jean-Louis
Le BOULCH, Bruno VACHIN et Bernard MANYA ;
article de Robert EYMARD et Thierry KRETZ.
et texte d'introduction de Michel VIRLOGEUX.
- /7/ La durabilité des bétons - Presses de l'ENPC - Jacques BARON et
Jean-Pierre OLLIVIER.
- /8/ Annales de l'I.T.B.T.P. numéro 502 mars-avril 1992 - Bétons à
hautes performances pour l'étanchéité des structures en béton.
Expérimentation Gérard ITIURRALDE, François de LARRARD et
Jacques NICTOUX.
- /9/ Documents scientifiques et techniques de l'A.F.P.C. Septembre
1992 - Retrait et fissuration du béton - Paul ACKER.
- /10/ Annales de l'I.T.B.T.P. numéro 523 Mai 94. Origine des pathologies
observations diagnostic dans les Ouvrages d'art. Daniel POINEAU.

Références

- /11/ The Structural Engineer / Volume 72 April 1994 / Cracks in concrete and their implications for design (Synopsis) - C. ARYA, J. B. NEWMAN et L. A. WOOD.
- /12/ PCI Journal - July - August 1988 - Cracks and crack control in concrete structures - Fritz LEONHARDT.
- /13/ Revue Construction Métallique 1995 - 1 - Le fluage des dalles de pont en ossature mixte - J. L. ETCHEVERRY, P. COREDIR, T. KRETZ et R. EYMARD.
- /14/ Cahiers de l'A.F.P.C. - n° 310 décembre 1994 - Durabilité du béton armé soumis à l'action des chlorures - R. FRANCOIS, G. ARLIGUE et J. C. MASO.
- /15/ Circulaire N° 81-63 du 28 Juillet 1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton.
- /16/ Eurocode 4 - DAN - Partie 1-1 publié comme norme AFNOR P 22-391.
- /17/ E.N.T.P.E. - Travail de fin d'études - 24 Juin 1993 - Calcul et conséquences des effets thermiques dus à la prise du béton dans un pont mixte - H. ADELIN et E. MOREAU.

Page laissée blanche intentionnellement

Les retraits du béton :

Origines Physiques

Rôle des paramètres
de Composition

Formulation de Bétons
à Faible Retrait

*Paul ACKER
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

Janvier 1995

1. L'origine physique des retraits : des actions thermiques et hydriques

Comme tous les matériaux solides, le béton est susceptible de se déformer sous l'effet :

1. **Des actions mécaniques** : forces extérieures (ponctuelles ou réparties) appliquées en surface ou en volume (poids propre) ; ces actions ne sont pas traitées ici ;
2. **Des actions thermiques** : variations de température appliquées en surface, d'origine naturelle (climat) ou industrielle (étuvage, par exemple, destiné à l'accélération du durcissement du matériau), ou en volume (chaleur produite par l'hydratation du ciment, lorsque la vitesse de ce dégagement est grande devant celle de la diffusion vers le milieu ambiant) ;

et comme le béton est aussi un matériau poreux (avec des pores très fins, de taille comprise entre 10^{-6} et 10^{-9} m, dans lesquels les tensions capillaires augmentent considérablement au fur et à mesure que les pores les plus gros se vident, ce qui met le squelette solide en compression), il est de plus sujet à des déformations sous l'effet :

3. **Des actions hydriques** : variations de l'humidité *ambiante*, d'origine naturelle (climat) ou industrielle (décoffrage, traitement thermique "sec"), apport d'eau (pluie, ou cure), ou variations de l'hygrométrie *interne* (autodessiccation due à l'hydratation du ciment).

Les effets mécaniques d'origine thermique ou hydrique sont souvent considérables et peuvent être, dans certains ouvrages, largement dominants par rapport aux actions de nature strictement mécanique (barrages ou massifs de fondation pour les effets thermiques, enceintes de réacteurs nucléaires, chaussées en béton pour les effets hydriques ...), tout particulièrement au jeune âge.

Les actions hydriques comme les actions thermiques résultent, soit de variations des conditions ambiantes – ce qui génère *des flux* (resp. de chaleur ou d'eau) et par conséquent *des gradients* (resp. de température ou de potentiel hydrique) –, soit d'une source interne (comme la chaleur produite par l'hydratation du ciment) ou d'un puits interne (comme l'autodessiccation, qui résulte de la poursuite, après la prise, de l'hydratation) – ce qui engendre aussi un déséquilibre avec le milieu ambiant, donc des flux et des gradients. Les déformations qui en résultent ne sont donc jamais uniformes ("*admissibles*" en termes de MÉCANIQUE DES MILIEUX CONTINUS), ce qui engendre des contraintes, et les déformations observées ne sont pas une simple fonction de la seule variation

locale de température ou d'hygrométrie, mais font toujours intervenir un comportement "de structure". Ce *comportement de structure* est souvent simple à analyser : ainsi, pour un champ de température non plan (champ qui est, dans une section droite, fonction non linéaire des coordonnées spatiales), la RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX permet, dans les conditions d'application de la THÉORIE DES POUTRES, une décomposition très simple des effets mécaniques en deux composantes : **une déformation plane** (comprenant elle-même un allongement – ou, ce qui est plus fréquent dans le cas du béton, un raccourcissement –, mais aussi, chaque fois notamment qu'il y a dissymétrie des conditions aux limites, une rotation de la section) d'une part, et **un champ d'autocontraintes** d'autre part. La même décomposition en trois termes (raccourcissement ou retrait apparent, déformation de flexion et système d'autocontraintes) peut se faire pour les actions hydriques.

Les actions thermiques liées au climat sont de type essentiellement cyclique, et leurs effets mécaniques à long terme sont donc avant tout liés à l'écart entre la température initiale et la température moyenne de l'endroit où se situe l'ouvrage. Les actions hydriques sont aussi de type cyclique, mais les mouvements d'eau n'ont pas du tout la même cinétique au cours des phases d'humidification et au cours des phases de séchage, et par conséquent l'effet de ces actions sur le comportement à long terme est avant tout lié aux hygrométries des périodes les plus sèches de l'année.

2. Les caractéristiques et les propriétés du matériau qu'il faut connaître

Finalement, en dehors des effets strictement mécaniques (qui ne sont pas décrits ici), l'ingénieur a besoin, pour comprendre, analyser et quantifier tous ces effets, de la donnée des quatre éléments suivants :

1. Pour les effets mécaniques des variations de température :
des valeurs des coefficients de transfert et d'échange thermique ;
du coefficient de dilatation thermique (CDT) et du module d'YOUNG du béton ;
2. Pour décrire les effets thermiques de l'hydratation du ciment :
des paramètres précédents mais aussi et surtout de la loi qui décrit le dégagement de chaleur au cours de l'hydratation (et qui doit restituer le phénomène de *thermo-activation*) ;

le processus de séchage et le retrait de dessiccation sont aujourd'hui moins connus et, surtout, moins bien modélisés que les effets thermiques : on ne sait pas encore, par exemple, déterminer expérimenta-

lement le coefficient de contraction "hydrique", qui serait l'analogie hydrique du CDT (notamment parce qu'il est impossible de sécher une éprouvette de béton, si petite soit-elle, sans la fissurer) ; on doit donc se contenter des données "macroscopiques" suivantes :

3. Pour les effets hydriques liés à l'hydratation : la loi d'évolution du retrait en l'absence de tout échange hydrique avec le milieu ambiant. Sur des éprouvettes relativement petites, l'élévation de température due à l'hydratation du ciment reste très faible et peut être corrigée; on obtient ainsi le *retrait "endogène" (auto-genous shrinkage)*, qui est uniforme (au moins à partir d'une certaine échelle : celle où le béton, matériau granulaire, peut être considéré comme homogène) et donc indépendant de la taille de l'éprouvette;
4. Pour les effets hydriques liés au climat : la loi d'évolution du retrait dans des conditions ambiantes représentatives, conditions qui cependant restent toujours plus ou moins *conventionnelles* (température et hygrométrie constantes), cette loi doit alors être paramétrée par une grandeur caractéristique de la dimension qui contrôle le séchage de l'éprouvette ; on obtient ainsi le *retrait "de dessiccation" (drying shrinkage)*, qui dépend de la taille de la pièce et qui n'est donc pas une caractéristique *intrinsèque* au matériau.

3. Valeurs courantes, facteurs influants, détermination de ces caractéristiques

3.1 - Le module d'YOUNG

Le module d'YOUNG, comme les résistances mécaniques, évolue beaucoup avec le durcissement du matériau, cette évolution étant fortement activée par la chaleur. L'évolution de ces caractéristiques résulte de l'hydratation du ciment, qui se poursuit longtemps après la prise, même si elle est de plus en plus lente. Comme pour un grand nombre de réactions chimiques, la cinétique de l'hydratation répond assez bien à la loi d'ARRHENIUS. On peut donc considérer que le module est, comme la résistance en compression, une fonction continue, monotone croissante, de la *maturité* du béton, cette maturité étant définie comme l'âge (théorique) au bout duquel, si le matériau avait été conservé à une température constante *de référence* T_0 , la caractéristique considérée aurait atteint la même valeur que dans les conditions réelles de température, $T(t)$, qui peut être variable. Dans le cadre de la loi d'ARRHENIUS, la maturité s'écrit de la manière suivante :

$$\mu = \int_0^t \exp\left(\frac{k}{T_0} - \frac{k}{T(\tau)}\right) d\tau$$

où k est une constante du matériau. Pour un ciment CPA, k est de l'ordre de 5000 K, ce qui signifie que la vitesse de durcissement du béton double tous les 12 ou 13 degrés [BRESSON, ACKER].

3.2 - Les caractéristiques calorifiques et thermiques du béton

Le coefficient de dilatation thermique est, par contre, pour un béton donné, pratiquement constant dès les premières heures qui suivent la prise (il est cependant assez différent d'un béton à l'autre, à cause des granulats, pouvant aller de 6 ou $7 \cdot 10^{-6}$ pour un béton de granulats calcaires à 12 ou $13 \cdot 10^{-6}$ pour un béton de granulats tout siliceux).

La loi d'ARRHENIUS permet en effet de séparer, dans l'expérience, retrait endogène et déformation thermique, de montrer que ces deux déformations sont additives, et que le CDT est, au bout de quelques heures, constant. Pour cela, il suffit d'enregistrer les déformations de deux éprouvettes identiques, mais conservées dans deux conditions thermiques différentes (par exemple isotherme et quasi adiabatique) ; le calcul de la maturité et le tracé de la courbe qui exprime l'écart, à maturité égale, entre les deux déformations mesurées et l'écart des deux températures à cette même maturité, montre une droite dont la pente est le CDT (fig.1). La valeur (supérieure) que l'on observe jusque vers 16h (et qui s'explique par la contribution de la phase liquide, l'eau ayant un CDT très supérieur) n'a pas de conséquence au plan mécanique, du fait de la très faible valeur du module d'YOUNG dans cette (courte) période [BOULAY, LAPLANTE].

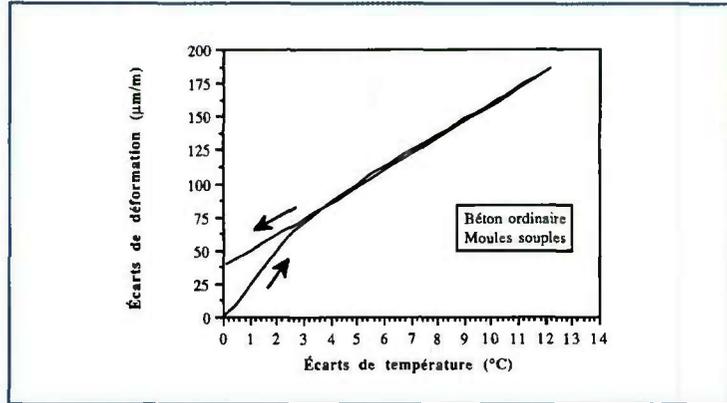
Les coefficients d'échange et de transfert thermiques peuvent être considérés, dans la plupart des cas, comme constants au cours du durcissement, de même que la chaleur massique du matériau [BASTIAN].

3.3 - La chaleur d'hydratation du ciment

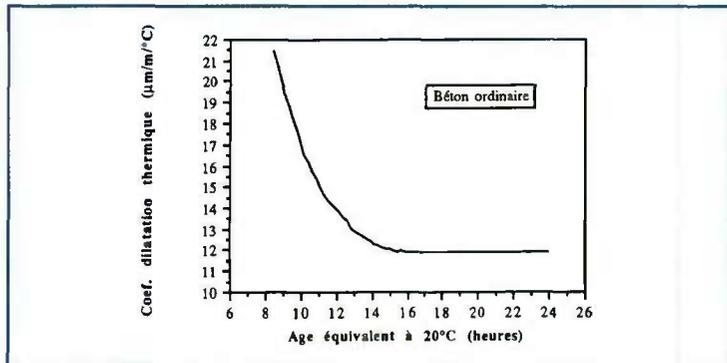
La chaleur d'hydratation du ciment dépend de la composition chimique du ciment – elle augmente avec la teneur en C_3A – et de la finesse de broyage. Elle peut être mesurée, notamment au moyen d'un essai normalisé (l'essai à la bouteille de LANGAVANT), essai qui consiste à enregistrer, dans des conditions semi-adiabatiques, l'élévation de la température d'un mortier normalisé en cours de prise. Selon le ciment, la quantité totale de chaleur dégagée est comprise entre 150 et 350 Joule par gramme de ciment. Cette chaleur n'est pas produite instantanément,

annexe 1

a - Différence entre les déformations observées à même maturité de deux éprouvettes maintenues respectivement en condition quasi isotherme et quasi adiabatique en fonction de l'écart de leurs températures ; à partir d'un certain moment, on constate que cette relation est linéaire et réversible.



b - Évolution, en fonction de la maturité, de la pente de la courbe précédente, qui représente le CDT du matériau.



c - Retrait hydrique obtenu, pour chacune des deux éprouvettes, en retranchant aux déformations mesurées les déformations thermiques calculées avec le CDT précédent.

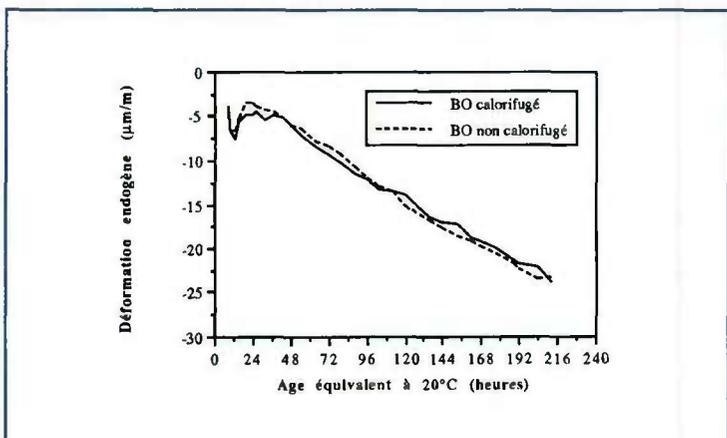


Figure 1 -

L'interprétation des déformations du béton au tout jeune âge en fonction de la maturité du matériau permet le découplage des déformations thermique et hydrique.

mais en plusieurs heures, avec un, quelquefois deux pics, et une longue période de décroissance, caractéristique de l'évolution du matériau, de plus en plus lente, mais pouvant rester sensible à très long terme (durcissement dû à l'existence d'une couche d'hydrates, de plus en plus épaisse et compacte, qui enrobe les grains de ciment anhydre).

Pour l'instant, on ne sait pas prédire ce qui se passe dans un béton, à partir de la seule donnée des caractéristiques de chaleur d'hydratation du ciment. On constate simplement que la chaleur totale dégagée dans le béton croît souvent plus vite, en proportion, que le dosage en ciment. On sait, par contre, caractériser le béton, au moyen d'un essai qui consiste à enregistrer l'élévation de la température dans une éprouvette placée en conditions quasi adiabatiques. La courbe ainsi obtenue constitue, dans le cadre de la loi d'ARRHENIUS, une expression de la loi de comportement du matériau. Elle permet en effet, moyennant une transformation qui utilise la loi d'ARRHENIUS, de prédire le dégagement de chaleur (donc la température, la déformation, et les caractéristiques thermomécaniques) dans n'importe quelles conditions. On peut ainsi calculer, en fournissant cette loi dans les données d'un programme de calcul aux éléments finis, le champ des températures qui en résulte dans une structure. Ce calcul est couplé avec la diffusion (au voisinage de la surface, par exemple, qui est refroidie par la température extérieure, le dégagement est ralenti, donc se prolonge plus longtemps, la croissance plus lente du module et de la résistance dans ces zones est également restituée par le modèle). Ce genre de calcul est aujourd'hui opérationnel, largement validé par un grand nombre d'applications qui ont permis de confirmer, par des mesures *in situ*, les valeurs prédites, et systématiquement utilisé pour les ouvrages exceptionnels ou présentant des zones à *risque de fissuration d'origine thermique*.

L'expérience acquise sur les chantiers montre clairement que, tant que l'épaisseur de béton reste inférieure à 30 cm (ou 20 lorsqu'une seule face est refroidie), les effets thermiques sont nuls ou très faibles. Inversement, dès qu'il existe une zone de béton dont la distance à la plus proche surface refroidie dépasse 50 cm, la température du béton va s'y élever de 30 à 50 degrés (voire 55 avec des CPA HP ou HPR à dosages élevés), et la fissuration est alors pratiquement inévitable au cours du refroidissement. Des observations récentes sur des chantiers où sont mis en œuvre des bétons à hautes performances – qui présentent souvent des chaleurs d'hydratation plus élevées, mais aussi des cinétiques de dégagement plus rapides que celles des bétons classiques – montrent cependant que l'on peut avoir, avec des bétons HP, des effets thermiques non négligeables pour des épaisseurs inférieures à 30 cm.

Le retrait thermique peut donc atteindre, selon le dosage et la nature du ciment, $400 \text{ à } 500 \cdot 10^{-6}$ au cœur des pièces dès que l'épaisseur dépasse une certaine valeur. La cinétique de ce retrait est simple : il débute avec

la fin de la prise (la température maximale est atteinte entre 20 et 40 h) et la durée du refroidissement (qui a l'allure d'une exponentielle décroissante) est proportionnelle au carré de l'épaisseur (la température moyenne est divisée par deux, pour une dalle d'épaisseur 20 centimètres ventilée sur les deux faces, toutes les heures) ...

La fissuration d'origine thermique peut être, soit une fissuration *de peau*, due alors au gradient local (cette fissuration de peau est cependant rarement très ouverte car la distance entre fissures principales consécutives reste inférieure, en gros, au quart de l'épaisseur) soit, en cas de reprise de bétonnage ou d'encastrement (sur un massif de fondation ou de rocher, ou simplement par frottement sur le sol sur une grande distance), une fissuration *localisée* qui peut alors être beaucoup plus espacée (jusqu'à 80 m, sur des chaussées en "BAC", béton armé continu), donc largement plus ouverte. L'espacement entre les fissures peut ainsi être très variable (la plage des distances observées sur les ouvrages va de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres) et la grande *étendue* des ouvertures de fissure observées est donc bien liée au rôle capital des conditions aux limites *mécaniques* de la structure, bien plus qu'aux paramètres thermiques et mécaniques du matériau.

3.4 - Le retrait endogène

L'hydratation du ciment se poursuit très largement après la prise, comme en témoigne l'évolution, parfois non négligeable, des caractéristiques mécaniques du béton à long terme. Or elle consomme une partie relativement faible (sauf pour les bétons HP) de l'eau de composition du béton : 15 à 20 litres pour 100 kg de ciment, soit moins de la moitié de l'eau initiale dans un béton ordinaire. C'est la principale raison de la très forte porosité des bétons ordinaires : 8 à 16 % du volume total, ce qui représente 20 à 50 % du volume de la pâte liante.

Par ailleurs, et malgré cet excès d'eau, la poursuite de l'hydratation entraîne, dès le début de la prise, une dessiccation au sein du matériau (on parle d'*autodessiccation*, pour la distinguer de la dessiccation qui signifie séchage avec départ d'eau vers l'extérieur), tout simplement parce que la diminution du volume d'eau consommée n'est que partiellement compensée par l'augmentation du volume de matière solide. Le bilan volumique fait apparaître un déficit qui est de l'ordre de 10 % du volume des hydrates formés. Cette diminution du volume relatif occupé par la phase liquide dans l'espace des pores entraîne donc, de même que la dessiccation, une déformation de la matrice minérale. Si l'on observe que la mise sous pression d'un fluide qui remplirait les pores entraînerait un gonflement apparent, on voit que, à l'inverse, les tensions qui existent dans la phase liquide (et qui respectent les lois de la tension superficielle) provoquent une contraction de la matrice, que

l'on appelle retrait. Cette contraction a d'ailleurs pu être calculée, par des techniques numériques d'homogénéisation, à partir des données de porosimétrie et de teneur en eau. L'effet de la tension capillaire sur la matrice minérale l'emporte nettement sur les autres effets mécaniques, et constitue donc bien l'origine du retrait endogène [HUA].

Ce retrait endogène reste cependant inférieur à 10^{-4} (fig.2) pour les bétons dont le rapport E/C est supérieur à 0,45 mais il augmente très vite quand ce rapport tombe en-dessous de 0,40 et peut atteindre 3×10^{-4} (fig.3). C'est simplement un effet de la taille des pores : les tensions dans la phase liquide (qui engendrent une compression de la matrice minérale) varient comme l'inverse de la taille du pore à l'endroit où se situe l'interface avec la phase gazeuse. La loi d'évolution dans le temps de cette déformation est directement liée à la cinétique d'hydratation du ciment, cinétique qui contrôle aussi l'évolution des résistances mécaniques du béton, et les paramètres qui influencent cette cinétique sont donc aussi ceux qui agissent sur la vitesse de croissance des résistances : nature et finesse du ciment d'abord, rapport E/C en second lieu. La courbe d'évolution du retrait endogène suit donc assez fidèlement l'évolution des résistances mécaniques : très rapide dans les premiers jours, son avancement est de 60 à 90 % à 28 jours. L'intensité totale du retrait endogène reste modérée, mais peut être, ajoutée aux autres retraits, non négligeable : 100 à 300 $\times 10^{-6}$. La rapidité de son évolution au jeune âge fait qu'il a longtemps été ignoré des praticiens, car les essais classiques de retrait – du moins ceux qui ont servi à fournir les lois retenues dans les règlements de calcul (à l'origine essentiellement pour l'estimation des pertes de précontrainte) – commençaient à 48 h ou à 3 jours.

Comme l'hydratation s'accompagne généralement d'une diminution du déséquilibre hygrométrique avec le milieu environnant (sauf pour les bétons HP à très faible rapport E/C), cela n'active pas de processus de diffusion, donc de gradient, et le retrait endogène est essentiellement un phénomène intrinsèque, que l'on peut presque toujours considérer comme uniforme dans le volume d'une pièce, du moins à l'intérieur d'une zone correspondant à une même opération de bétonnage (dans le cas d'une reprise de bétonnage, c'est le déphasage des cinétiques qui engendre des effets mécaniques). Cela signifie que dans une pièce préfabriquée, ou coulée en une seule phase ou en continu, et non bridée sur ses appuis, il n'entraîne aucun effet mécanique.

Par contre, lorsque le retrait est empêché, ou même simplement gêné, dès le début de la prise (support rigide continu, appuis fixes, reprise de bétonnage, ...), il constitue souvent une composante non négligeable (et souvent oubliée) de la fissuration précoce. Il faut se rappeler que, en conditions de déformations totalement gênées (comme dans l'essai au *banc de fissuration*, par exemple, qui est utilisé pour évaluer les bétons de chaussée sur le plan des risques de fissuration), l'éprouvette finit tou-

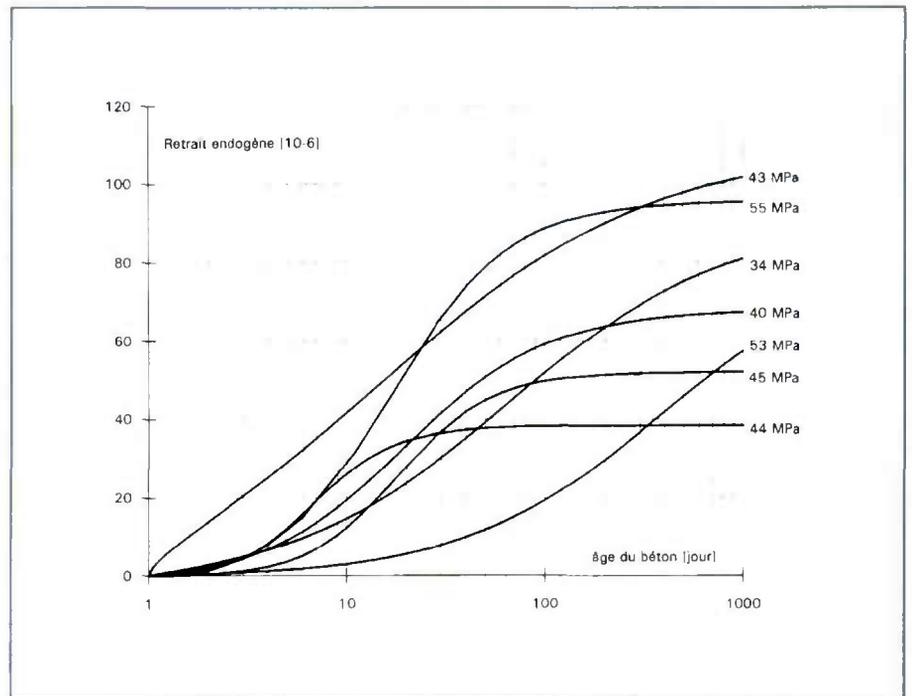


Fig. 2 - Retraits endogènes de différents betons ordinaires ($f_c > 0.45$)
[L. ROY]

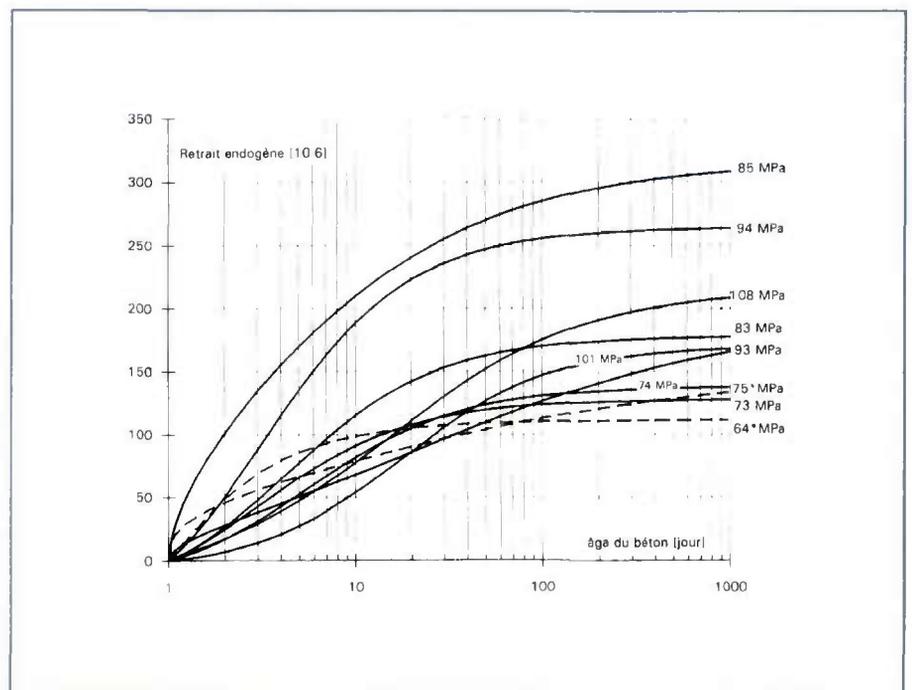


Fig. 3 - Retraits endogènes de différents betons à hautes performances
et sans fumées de silice
[L. ROY]

jours par se casser, même en l'absence de toute dessiccation et d'élévation de température, ce qui signifie que, malgré la relaxation des contraintes (phénomène pourtant particulièrement rapide au jeune âge), les contraintes dues au seul retrait endogène atteignent rapidement des valeurs égales à celles de la résistance à la traction du matériau.

3.5 - Le retrait de dessiccation

Le processus de dessiccation ne commence qu'au décoffrage (sauf à la face non coffrée, qui de ce fait est très sensible à la dessiccation précoce, et requiert donc un traitement approprié : la *cure*). Deux modes de fissuration peuvent se produire. Le premier mode, qui ne se produit que dans les toutes premières heures (période d'autant plus courte que l'autodessiccation est importante) correspond au domaine des teneurs en eau pour lesquelles la phase liquide est encore connexe, et se traduit par des fissures peu profondes, au tracé erratique, et limitée à la face supérieure du béton. Le second mode résulte du séchage à long terme ; ce processus est extrêmement lent : 10 ans pour une éprouvette normalisée ($\varnothing 16 \times 32$ cm) ou pour un voile d'épaisseur 12 cm, et sa durée augmente comme le carré de cette épaisseur. Au-delà de 50 cm d'épaisseur, la durée du séchage se chiffre en siècles ! Dans les pièces massives, la durée du séchage dépasse souvent la durée de vie spécifiée et, pour l'ingénieur, l'amplitude "finale" a alors beaucoup moins d'importance que la vitesse d'évolution. Les fissures qui en résultent apparaissent beaucoup plus tardivement, elles sont plus rectilignes et orientées par la géométrie de la structure (les conditions aux limites) et leur ouverture évolue très lentement.

Contrairement au retrait d'autodessiccation, la cinétique de ce retrait ne reflète pas celle du mécanisme qui en est la cause, au sein du matériau, mais traduit la progression vers l'intérieur de la structure du phénomène qui l'engendre : dans l'épaisseur de la pièce, le degré de séchage varie (et ce, pendant la plus grande part de la phase transitoire) entre sa valeur maximale - en surface - et sa valeur minimale - à cœur -, et le retrait apparent est donc lié à la *valeur moyenne* de ce degré dans le volume : le calcul de cette moyenne ne fait intervenir que la valeur finale et l'allure de la distribution spatiale dans la section...

En fait, la lenteur du processus indique aussi l'importance des gradients qui se développent dans la première phase de processus, et qui produisent des *autocontraintes* dont on sait qu'elles conduisent à une fissuration superficielle des structures, mais aussi des éprouvettes qui servent à mesurer ce retrait. Les déformations mesurées sur ces éprouvettes sont largement affectées et réduites par cette fissuration (laquelle dépend fortement de la taille et de la géométrie), et le retrait de dessiccation n'est donc qu'un mécanisme apparent. Il faut donc savoir que ces valeurs

intègrent la fissuration de peau (qui n'existe pas toujours dans les ouvrages réels, à causes des compressions d'origine mécanique, comme la précontrainte, notamment).

Pour une dalle dont l'une des faces est protégée du séchage, il faut prendre en compte le gradient de séchage : selon les conditions aux limites mécaniques, la dalle aura une déformation sphérique de son plan moyen ou, si cette courbure est empêchée, un gradient de contrainte avec des tractions maximales en peau.

Les retraits de dessiccation apparents, ainsi mesurés, varient entre 2 et 6×10^{-4} , et dépendent de nombreux paramètres, qui sont, par ordre d'influence décroissante :

- l'épaisseur de la pièce (le séchage d'une dalle ayant une face étanche est analogue à celui d'une dalle d'épaisseur double),
- la porosité, ou la teneur en eau libre du béton ($e - \alpha c$, où αc est le volume d'eau consommé par l'hydratation du ciment),
- le volume de pâte $e - c$
- la finesse du liant (de sa composante la plus fine, qui est, soit le ciment, soit, s'il y en a, un ajout ultrafin, dont l'effet global est, contrairement à celui sur le retrait endogène, largement réducteur de ce retrait, à cause de la réduction drastique de la teneur en eau initiale, réduction à laquelle conduit l'usage de ces ajouts).

4. La formulation de bétons à faible retrait

4.1 - Un "cahier des charges" du matériau lié au type de l'ouvrage

Il n'y a pas de formule idéale pour les bétons des dalles de ponts mixtes. La formulation de ces bétons doit impérativement prendre en compte les conditions spécifiques à l'ouvrage, et notamment :

- le niveau de résistance mécanique requise par le calcul,
- le mode de construction (préfabriqué, coulé en place) et de mise en œuvre,
- la possibilité ou non de réaliser une véritable cure.

Dans le cas particulier de la préfabrication (qui pose par ailleurs d'autres difficultés, au niveau de la liaison mécanique avec les poutres, notamment), les retraits au jeune âge sont sans conséquence et ne

constituent plus un critère de choix du matériau. Dans ce cas, les bétons à hautes performances peuvent être d'un grand intérêt, alors qu'ils nécessitent une analyse particulière dans tous les autres cas.

Un point important est aussi l'épaisseur de la dalle qui, surtout lorsqu'elle est couplée avec une forte vitesse initiale d'hydratation, ajoute les effets du retrait thermique à ceux du retrait endogène.

Enfin, en l'absence de cure (qui est parfois délicate, en cas de pente par exemple, voire impossible à réaliser), il faudra encore ajouter, dans l'évaluation du risque de fissuration, la contribution du retrait de dessiccation.

En pratique, dans le choix du matériau et pour la mise en pratique de la procédure de sa formulation, la prise en compte des retraits et leur évaluation peuvent se faire sur la base d'une superposition des trois composantes suivantes : retrait endogène, retrait thermique, retrait de dessiccation.

4.2 - La démarche de formulation

Cas des dalles en béton préfabriqué

Dans ce cas, les retraits endogène et thermique n'ont pas, si l'on peut attendre quelques semaines avant mise en place et connexion, de conséquence mécanique. Seul le retrait de dessiccation peut entraîner des fissures. On aura alors intérêt à utiliser des formulations de type BHP, surtout si les performances peuvent être valorisées par ailleurs.

Cas de la dalle coulée en place

Dans ce cas, la démarche doit tenir compte, avant tout, des épaisseurs de la dalle :

1. si le refroidissement de la dalle n'est pas gêné et si son épaisseur est partout inférieure à 20 cm, il y a peu de retrait thermique et, sauf utilisation d'un béton HP (et notamment un béton à montée rapide en résistance), le retrait total reste modéré ;
2. si l'épaisseur est supérieure à 30 cm, il faut limiter la chaleur d'hydratation (au niveau de la formulation du béton) ou utiliser des techniques qui permettent d'en limiter les effets mécaniques (via des isolations thermiques ou le phasage du bétonnage) ;
3. entre 20 et 30 cm, l'ensemble des paramètres influents devra être considéré, notamment les conditions d'environnement et le degré d'isolation thermique du coffrage de l'intrados. Pour

annexe 1

diminuer l'intensité de la fissuration, on pourra utiliser notamment les voies suivantes :

- utiliser un ciment CPA *prise mer* (à faible teneur en aluminates), sans dépasser 350 kg/m^3 ,
- compléter la granulométrie du béton avec un *filler calcaire* (de taille moyenne inférieure à $0,5 \mu\text{m}$)
- optimiser la *compacité* du squelette granulaire, en utilisant par exemple le logiciel RENÉ-LCPC, aujourd'hui diffusé dans le réseau des LRPC,
- réduire la teneur en eau initiale en utilisant un *superplastifiant* dosé à saturation.

5. Références

- 1 BRESSION J., "La prévision des résistances des produits en béton", Proc. Colloque International RILEM sur le Béton jeune, Vol. 1, p. 111-115, Editions AENPC, Paris, 1982.
- 2 ACKER P., "Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physicochimique", Rapport de recherche LPC n° 152, 120 p., LCPC, Paris, 1988.
- 3 BOULAY C., PATIÈS C., "Mesure des déformations du béton au jeune âge", MATERIALS & STRUCTURES, Vol. 26, n° 159, p. 308-314, Juin 1993.
- 4 LAPLANTE P., BOULAY C., "Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges", MATERIALS & STRUCTURES, Vol. 27, n° 174, p. 596-605, Déc. 1994.
- 5 HUA C., ACKER P., EHRLACHER A., "Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste", CEMENT & CONCRETE RESEARCH, à paraître.
- 6 LE ROY R., communication personnelle, 1994.

Annexe 2

Fissuration et durabilité du béton armé

Roger LACROIX

Novembre 1993

1. Introduction

Depuis son invention par Joseph LAMBOT au milieu du siècle dernier, le béton armé a connu un développement spectaculaire, et d'innombrables applications ; il a acquis à juste titre une solide réputation de robustesse, méritée par son excellent comportement.

La bonne tenue des barres d'acier noyées dans un milieu humide tient à une heureuse circonstance inconnue de J. LAMBOT : l'alcalinité de la pâte du ciment.

Cependant, pour que l'acier qui constitue les armatures soit sollicité à une contrainte acceptable du point de vue économique, il est nécessaire d'imposer au béton un allongement qu'il ne peut subir sans se rompre ; c'est le phénomène de la fissuration qui a donné lieu depuis plus d'un demi-siècle à de nombreuses théories en ce qui concerne tant la prévision de l'ouverture et de l'espacement des fissures que la durabilité du béton fissuré.

L'objet de la présente note est de faire le point sur cette importante question, en prenant en compte les résultats des expérimentations les plus récentes.

2. La passivation des armatures

La prise du béton est obtenue par hydratation de silicates et d'aluminates de calcium et d'autres composants rendus anhydres par chauffage, puis pulvérisés ; le ciment exige pour que cette réaction d'hydratation se produise, environ 26 % de son poids d'eau. Or, un béton normal mis en œuvre pour la construction d'ouvrages de bâtiment ou de génie civil contient beaucoup plus d'eau : le rapport en poids E/C de l'eau par rapport au ciment est de l'ordre de 0,50 ; il descend rarement en dessous de 0,40, sauf à recourir à l'emploi d'adjuvants particuliers.

Il en résulte qu'après prise et durcissement, le béton contient une quantité non négligeable d'eau libre, de l'ordre de 50 à 100 litres par mètre cube. On pourrait croire que l'acier des armatures est ainsi exposé à l'oxydation, et se transforme en rouille ; il n'en est rien, en raison de la forte alcalinité de la pâte du ciment, dont le pH est voisin de 13. Ce fait est dû principalement à la présence de chaux $\text{Ca}(\text{OH})_2$ en solution.

H. POURBAIX a montré en effet que la corrosion du fer ou de l'acier était rendue impossible par une telle valeur du pH, par suite de la formation d'une couche d'oxyde passivante en surface.

C'est donc ce mariage heureux du fer et du ciment qui a permis le succès des constructions en béton.

3. Théorie classique de la fissuration du béton

Le postulat admis pendant plus de cinquante ans par les spécialistes du béton armé s'énonce ainsi :

"Les armatures étant protégées par l'alcalinité de la pâte du ciment, leur oxydation ne peut intervenir que par leur contact direct avec le milieu ambiant à la faveur de l'ouverture des fissures".

Ce postulat admet un corollaire :

"L'oxydation des armatures est d'autant plus rapide que les fissures du béton sont plus largement ouvertes".

Or il se trouve qu'à l'état normal, le béton est fissuré, ainsi que le montre un calcul élémentaire :

- même dans les classes d'environnement les plus sévères, la contrainte de traction des armatures en service est habituellement d'environ 200 MPa.
- Le module élastique de l'acier est égal à 210 000 MPa ; l'allongement de l'acier tendu est donc de l'ordre de 10^{-3} .
- Par le jeu de l'adhérence, le béton subit un allongement égal à celui de l'acier ; son module élastique est variable avec la durée des sollicitations qui lui sont appliquées, mais on peut admettre une valeur moyenne de 30 000 MPa ; l'allongement de 10^{-3} calculé pour l'acier correspondrait à une contrainte de traction de 30 MPa, soit environ 10 fois plus que sa résistance à la traction.

La fissuration du béton est donc inéluctable.

Ce fait étant admis, les concepteurs et les rédacteurs des codes se sont efforcés de limiter l'ouverture des fissures dans les constructions en béton armé en service. Dans ce but, ils ont étudié le mécanisme de la fissuration, et montré que la largeur des fissures était d'autant plus faible que le diamètre des barres était plus petit. La théorie de L.P. BRICE, qui figure en annexe des Règles CCBA 60 et CCBA 68 en donne une démonstration aujourd'hui classique, partant de l'hypothèse que la contrainte d'adhérence entre le béton et l'acier est constante.

annexe 2

Des formules ont été développées, reliant l'ouverture "moyenne probable" des fissures à différents paramètres tels que :

- la rugosité de la surface des barres,
- la résistance du béton à la traction,
- le diamètre des barres,
- le pourcentage d'acier dans la section du béton tendu,
- la contrainte des aciers en service.

Ces formules, pour les règlements français antérieurs aux règles BAEL, conduisent à des bornes assez strictes de la contrainte des aciers, en vue de limiter la largeur des fissures. Le règlement CCBA 60 considère trois cas :

- fissuration peu nuisible et ne compromettant ni la conservation des aciers, ni la durée de l'ouvrage.
- Fissuration des zones tendues préjudiciables parce que les éléments sont exposés aux intempéries, à l'eau ou à une atmosphère agressive ou bien parce qu'ils doivent servir de support à un revêtement fragile.
- Ouverture des fissures très préjudiciable parce que les éléments considérés sont en contact avec l'eau ou exposés à un milieu particulièrement agressif ou bien parce qu'ils doivent assurer une étanchéité.

Ces trois cas se traduisent dans le règlement par les valeurs respectives $k=150\ 000$, $k=100\ 000$, $k=50\ 000$, d'un coefficient qui entre dans la formule définissant la contrainte admissible de l'acier.

Les règles CCBA 68 n'apportent que des changements mineurs à cette classification : dans la définition des cas, le qualificatif "agressif" de l'atmosphère s'applique au cas de fissuration très préjudiciable, et non plus de fissuration préjudiciable ; de plus, pour une simple raison de changement du système d'unités, les coefficients k se sont multipliés par un facteur 10.

Dans l'esprit des rédacteurs des codes de 1960 et 1968, ces trois cas devaient correspondre à des ouvertures de fissures respectivement de l'ordre de 0,3 ; 0,2 et 0,1 mm, encore que ces valeurs doivent être accueillies avec précaution, les codes eux-mêmes exprimant de nombreuses réserves sur la précision à en attendre.

Ces chiffres sont confirmés par toute la littérature de l'époque et en particulier par le Cours de Béton Armé de l'École Nationale des Ponts et Chaussées dispensé à l'époque par le Prof. J. R. ROBINSON.

En ce qui concerne les silos, les formules réglementaires sont identiques, avec toutefois des valeurs numériques différentes : le coefficient

k des règles CCBA 68 prend la valeur 800 000 pour les parois dites "de 1^{ère} catégorie". On notera que ces parois se situent ainsi à mi-chemin entre la fissuration préjudiciable et la fissuration très préjudiciable. On voit ainsi que la simple application des formules réglementaires conduit à une ouverture moyenne probable de fissures comprise entre un et deux dixièmes de mm.

4. Fissuration et corrosion : l'expérience

Au cours des dernières décennies, de nombreuses expérimentations ont été conduites afin de mieux connaître l'influence de la fissuration sur la corrosion dans différentes conditions d'exposition ; elles ont amené les spécialistes à infirmer la théorie classique.

L'un des premiers fut P. SCHIESSL qui montra que la corrosion intervenait en deux phases successives : la première, qui aboutit à la dépassivation de l'acier, est d'autant plus rapide que les fissures sont plus ouvertes ; la deuxième, oxydation, la plus importante, ne dépend pas de la largeur des fissures. [1.2.]

Ces résultats furent confirmés en Angleterre par A. BEEBY [3] et en France par une étude pilotée par le Ministère de la Recherche, l'AFREM et l'AFPC, qui n'a malheureusement pas été l'objet d'un rapport de synthèse publié.

Des essais en laboratoire, et de l'observation de très nombreux ouvrages en béton armé, ont pu se dégager les conclusions suivantes, admises aujourd'hui par la plupart des spécialistes :

1. Une fissuration fine, de l'ordre de quelques dixièmes de mm, ne compromet pas la durabilité d'un ouvrage situé en atmosphère normale. Seules les fissures largement ouvertes (d'une largeur supérieure ou égale à 0,5 mm) peuvent constituer un danger.
2. Le principal facteur de la corrosion de l'acier est la perméabilité du béton qui l'entoure : la porosité du béton, plus que sa fissuration, est la cause première de la corrosion des armatures.

Comme nous l'avons dit plus haut, le béton contient une quantité notable d'eau libre qui, s'évaporant, autorise la pénétration d'agents extérieurs ; le plus fréquent est le gaz carbonique qui s'allie avec la chaux libre suivant la réaction :



Il en résulte un abaissement du pH, et une dépassivation de l'acier qui devient sensible à l'oxydation.

Pour un béton courant, la profondeur de pénétration du CO₂ croît sensiblement comme la racine carrée du temps, elle peut atteindre 15 à 20 mm en vingt ans.

En atmosphère marine et en particulier pour les ouvrages exposés aux embruns, c'est la pénétration des chlorures qui est à redouter car elle a pour effet de réduire le domaine d'immunité de l'acier vis-à-vis de la corrosion, et de favoriser son oxydation.

Ainsi, pour assurer la durabilité d'une construction en béton armé, il importe de placer les armatures hors d'atteinte des agents agressifs en ménageant autour d'elle **une épaisseur suffisante de béton compact**. Les progrès réalisés depuis dix ans environ grâce à l'emploi des fluidifiants réducteurs d'eau sont significatifs à cet égard.

En résumé, on peut affirmer que pour un ouvrage bien conçu, et réalisé avec soin (en particulier en ce qui concerne l'épaisseur de recouvrement des armatures) avec un béton convenable, la durabilité ne dépend pas de la fissuration, sous réserve que l'ouverture des fissures soit limitée à quelques dixièmes de mm.

A ce sujet, on peut déplorer la "prime" donnée abusivement aux armatures de petits diamètre par les Règles CCBA 60 et 68 : avec de telles armatures, les fissures sont plus fines et mieux réparties, mais souvent au prix d'un encombrement excessif qui gêne la mise en place du béton ; il faut remarquer en outre que le périmètre des aciers étant plus grand par rapport à leur section, l'oxydation des barres de petit diamètre est souvent plus rapide que celle des grosses barres.

Ces nouvelles notions sont aujourd'hui entrées dans les faits, grâce en particulier à la notion de béton de "hautes performances" : l'emploi d'un adjuvant convenable permet de réduire la teneur en eau du béton sans diminuer sa maniabilité, et d'obtenir un béton de haute résistance et surtout de haute compacité, susceptible d'offrir une bien meilleure protection des armatures vis-à-vis de l'oxydation.

5. Les codes modernes : BAEL, Eurocode 2

5.1 - Les règles BAEL 80, comme les précédentes, considèrent trois cas de fissuration, dont les définitions sont semblables mot pour mot à celles des règles CCBA 68. Elles apportent cependant une précision intéressante par le commentaire ci-après : "les conditions considérées

comme préjudiciables (ou très préjudiciables) pour la fissuration donnent lieu à des appréciations de la part du maître d'ouvrage.

La différence essentielle consiste en une limite fixe de la contrainte de l'acier :

- fissuration non préjudiciable : aucune vérification,
- fissuration préjudiciable : contrainte de traction limitée à 240 MPa pour les armatures à haute adhérence,
- fissuration très préjudiciable : contrainte de traction limitée à 176 MPa pour les mêmes armatures.

Ces règles sont assorties de dispositions constructives à respecter : armatures de peau, et écartement maximal de barres d'un diamètre au moins égal à 20 mm dans les poutres.

Pour les silos, compte-tenu de la valeur de k exposé plus haut, la contrainte de traction correspondant à une paroi de 1^{ère} catégorie prendrait la valeur 210 MPa.

5.2 - Les Règles BAEL 91, en vigueur aujourd'hui, reviennent à l'ancienne terminologie en distinguant les trois cas de fissuration : peu préjudiciable, préjudiciable et très préjudiciable.

Les mêmes règles expriment le doute de leurs rédacteurs dans le commentaire de l'art. 4.5.31 qui s'énonce :

"Les fissures de largeur excessive peuvent compromettre l'aspect des parements, l'étanchéité des parois, la tenue des armatures vis-à-vis de la corrosion. Il est cependant reconnu qu'il n'est pas possible de fixer a priori une largeur de fissure à respecter, vu la très grande variabilité du phénomène ; en outre la durabilité des structures ne paraît liée qu'à un ordre de grandeur de l'ouverture des fissures (quelques dixièmes de millimètre pour les cas les plus courants)."

Compte-tenu du commentaire ci-dessus, il est impossible de fixer des règles générales concernant le degré de nocivité, d'autant plus que l'appréciation dépend de nombreux facteurs parmi lesquels :

- L'environnement : à ce sujet le fascicule de documentation de l'AFNOR P 18011 donne une classification des environnements agressifs,
- La nature de la structure : parmi les facteurs défavorables on peut citer les pièces minces (treillis) et la multiplication des surfaces de reprise,

annexe 2

- L'utilisation de l'ouvrage avec comme facteurs défavorables l'importance des charges quasi-permanentes et des actions très fréquentes ainsi que le contact régulier avec des produits nocifs tels que les sels de déverglaçage,
- La prise en compte dans les calculs d'une valeur de limite élastique supérieure à la valeur la plus courante 400 MPa,
- L'expérience acquise sur des ouvrages analogues qui doit englober le coût initial (compte-tenu du ratio d'armatures), le coût d'entretien et la durabilité effective très variable en fonction du site et de la qualité de la construction.

En fonction de ces critères, certains textes spécifiques fixent les règles applicables ; par exemple le fascicule 74 du C.C.T.G. traite des réservoirs et châteaux d'eau. Pour les bâtiments et ouvrages assimilés la partie B (B 6.3 et B 7.3) donne certaines indications. A défaut, il appartient au C.C.T.P. de fixer les règles applicables".

La contrainte admissible des aciers dans les Règles BAEL 91 est proportionnelle à la racine carrée de la contrainte caractéristique de rupture par traction du béton ; cette relation a été introduite dans le double but de tenir compte des rapports réels entre contrainte des aciers et résistance du béton à la traction, et de favoriser l'utilisation des bétons de résistance élevée.

Pour un béton moyen en génie civil, d'une résistance caractéristique en compression de 30 MPa, et pour des armatures à haute adhérence, d'emploi quasi universel aujourd'hui, les limites de contrainte de l'acier à la traction en service sont les suivantes :

- fissuration peu préjudiciable : pas de limite (l'état-limite ultime est déterminant),
- fissuration préjudiciable : 215 MPa,
- fissuration très préjudiciable : 176 MPa.

Pour le cas des parois de silos de 1^{ère} catégorie, une interpolation linéaire entre les deux derniers cas conduit à une contrainte admissible de 200 MPa.

Comme les Règles BAEL 80, les Règles BAEL 91 accompagnent ces limites de dispositions constructives destinées à assurer une répartition convenable de la fissuration (section minimale d'armatures de peau pour les poutres de grande hauteur, écartement minimal des barres, etc...).

5.3 - L'Eurocode 2 (en abrégé EC2) norme européenne ENV 1992 1.1, ne traite actuellement dans le détail que des bâtiments courants ; il précise cependant que ses principes ont valeur générale.

Sacrifiant à la mode plus qu'à une nécessité, l'EC2 consacre un chapitre à la durabilité, essentiellement fonction selon lui de l'environnement de la structure ; les milieux se trouvent ainsi rangés en cinq classes comportant elles-mêmes des sous-classes si bien qu'au total 9 cas possibles sont répertoriés.

L'EC2 fournit une formule assez complexe pour déterminer une ouverture "probable théorique" des fissures mais il admet que l'on se dispense de l'appliquer pourvu que certaines dispositions constructives soient respectées.

Dans son art. 4.4.2.1, l'EC2 énonce le principe suivant : "La fissuration est presque inévitable dans les structures de béton soumises à flexion, effort tranchant, torsion ou traction résultant soit d'un chargement direct, soit de déformations gênées ou imposées".

Plus loin, l'EC2 indique : "En l'absence de prescriptions spécifiques (telles que l'étanchéité) on peut admettre que les classes d'exposition 2 à 4 une limite de 0,3 mm de la fissure théorique maximale sous les combinaisons de charges quasi-permanentes est généralement acceptable pour les éléments de béton armé des constructions en ce qui concerne l'aspect et la durabilité". Selon l'EC2 (tableau 4.1) les classes 2 à 4 correspondent à tous les cas courants y compris l'environnement marin.

6. Cas particulier : l'étanchéité.

Pour certains ouvrages ou éléments d'ouvrage, l'étanchéité est une condition essentielle ; c'est le cas des parois de réservoirs et aussi des dalles sous chaussée des ponts en climat froid, pour lesquels l'utilisation de sel anti-verglas est fréquente en hiver.

Pour assurer l'étanchéité d'une paroi ou d'une dalle, trois moyens peuvent être envisagés, séparément ou en combinaison :

- La limitation de la contrainte du béton à une valeur assez basse pour éviter sa fissuration,
- le recours à la précontrainte,
- l'application d'un revêtement assurant l'imperméabilité.

Le choix dépend de nombreux facteurs : forme et étendue de la surface, liaisons avec ses supports, et surtout nature des sollicitations qui lui sont appliquées ; il importe en effet de distinguer la traction de la flexion. Dans une paroi simplement fléchie, les fissures ne sont pas traversantes et le béton de la membrure comprimée par la flexion peut assurer l'étanchéité ; en revanche, si la paroi est tendue, ce qui est en particulier le

cas des parois de réservoirs et des dalles sous chaussée des ponts métalliques ou à ossature composite, une plus grande prudence s'impose.

Le fascicule 74 du C.C.T.G. impose deux conditions aux parois de béton armé tendues :

- limite de la contrainte de traction des aciers suivant une formule dérivée de l'article 49 des anciennes Règles CCBA 68 relatives à la conception et au calcul des ouvrages en béton armé ; cette formule conduit, pour un béton de résistance moyenne à une limite de contrainte de l'acier de l'ordre de 150 MPa ;
- limite de la contrainte de traction du béton, calculée en section homogène, à une valeur de l'ordre de 3 MPa.

Ces restrictions sont particulièrement sévères pour les dalles des ponts ; pour celles-ci, on peut penser que le calcul de la section de béton armé avec "fissuration très préjudiciable" devrait être nécessaire et suffisant, pourvu que la chape sous chaussée donne toute garantie d'étanchéité et de durabilité.

Quant au béton précontraint, il constitue sans nul doute la solution la plus sûre pour prévenir la fissuration et garantir la durabilité de la dalle.

7. Conclusion.

Pendant plusieurs décennies, les ingénieurs se sont satisfaits d'idées préconçues confortées par des théories mathématiques séduisantes, mais non par l'expérience. L'observation du comportement des ouvrages en service aussi bien que les résultats de nombreux essais en laboratoire montrent que la largeur des fissures du béton armé ne joue qu'un rôle secondaire dans sa durabilité ; pour celle-ci, l'épaisseur et la qualité du béton qui entoure les armatures sont en revanche deux facteurs essentiels.

BIBLIOGRAPHIE

1. Martin H., Rausen A., Schiessl P.
1975 - Carbonation of concrete made with different types of cement.
Colloque Inter-Associations, Liège.
2. Chaussin R., Fuentes A., Lacroix R., Perchat J.
La précontrainte
Presse des Ponts et Chaussées
1992 PP 190-193.
3. Beeby, A.W. Corrosion of reinforcing steel in concrete and its relation to cracking
The Structural Engineer, Londres 1978, Vol. 56 A.

Fabrication : Jacqueline THIRION

Étude graphique et mise en page : Concept Graphic 45 : 16 38 96 81 04

Impression : Montligeon : (1) 33 85 80 00

Ce document est propriété de l'Administration,
il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement,
sans l'autorisation du SETRA.

Dépôt légal
ISBN 2 11 085770 6

© 1995 SETRA

Page laissée blanche intentionnellement



Ce document analyse les causes de la fissuration des dalles de ponts mixtes et donne des recommandations pour limiter cette fissuration à un niveau acceptable. Ces recommandations concernent principalement les méthodes de calcul, le taux d'armatures passives, la formulation du béton et les méthodes de construction.

Ce document est particulièrement destiné aux maîtres d'œuvre, aux bureaux d'études et aux entreprises responsables de la construction de ponts en ossature mixte.

This document analyses causes of cracking in composite bridge slabs and makes recommendations that will enable this cracking to be limited to an acceptable level. These recommendations mainly concern calculation methods, the proportion of passive reinforcements, concrete mix design and construction methods.

The document is particularly intended for project engineers, design offices and contractors in charge of building composite-framed bridges.

Document disponible sous la référence F 9536 au bureau de vente des publications du SETRA
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cédex - France
Tél. : (1) 46 11 31 53 et 46 11 31 55 - Télécopie : (1) 46 11 33 55

Prix de vente : 180 F