



VA - Génie civil

Année 2013-2014

**Pathologies,
Expertises,
Réparations
des ouvrages d'art**

**Les ouvrages en béton armé
et en béton précontraint**

1 - Les pathologies des matériaux : le béton et les métaux	48 pages
2 - Les pathologies des ponts en béton armé	12 pages
3 - Les pathologies des ponts en béton précontraint	12 pages
4 - La réparation des ponts en béton armé	18 pages
5 - La réparation des ponts en béton précontraint	40 pages

Documents rédigés par Daniel Poineau, actualisés par Jean-Michel Lacombe



VA - Génie civil

Pathologies, Expertises, Réparations des ouvrages d'art

1

Les pathologies des matériaux Le béton et les métaux

SOMMAIRE

	1	LES PATHOLOGIES DU MATÉRIAU BÉTON 3
1.1	RAPPELS DES CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU BÉTON 3	
1.1.1	La structure de la pâte de ciment 3	
1.1.2	La porosité 4	
1.1.3	La fissuration 5	
1.2	LES MÉCANISMES DE PÉNÉTRATION DES AGENTS AGRESSIFS DANS LE BÉTON 5	
1.2.1	Généralités 5	
1.2.2	La perméabilité 5	
1.2.3	Pénétration d'un produit sous gradient de concentration 6	
1.3	LES DIFFÉRENTS AGENTS AGRESSIFS EXTERNES AU BÉTON 6	
1.3.1	Généralités 6	
1.3.2	Le gaz carbonique et la carbonatation 6	
1.3.3	Les chlorures 8	
1.3.4	Les sulfates 9	
1.3.5	Les eaux pures et acides 10	
1.3.6	Eaux alcalines ou basiques 11	
1.3.7	L'eau de mer 11	
1.3.8	Prévention contre la pénétration des agents agressifs externes 12	
1.4	LES DIFFÉRENTS AGENTS AGRESSIFS INTERNES AU BÉTON 14	
1.4.1	L'alcali-réaction (AR) 14	
1.4.2	La réaction sulfatique interne (RSI) 18	
1.5	Les effets des températures extrêmes 20	
1.5.1	Les effets du gel 20	
1.5.2	Les effets d'un incendie 22	
1.5.3	Les chocs thermiques (voir ci-devant l'écaillage) 23	
1.6	LES RETRAITS 24	
1.6.1	Les cassures du béton frais 24	
1.6.2	Les effets des gradients thermiques (prise du béton) 25	
1.6.3	Les effets du retrait endogène 27	
1.6.4	Les effets du retrait au jeune âge du béton 27	
1.6.5	Les fissures par retrait à long terme 27	
	2	LES PATHOLOGIES DES MÉTAUX 28
2.1	GÉNÉRALITÉS 28	
2.2	LES MÉCANISMES DE LA CORROSION DES MATÉRIAUX MÉTALLIQUES 28	
2.2.1	La corrosion chimique 28	
2.2.2	La corrosion électrochimique 28	
2.2.3	Notion de potentiel 29	
2.2.4	Les différentes formes de corrosion 30	
2.3	LES FACTEURS DE CORROSION 31	
2.3.1	Généralités 31	
2.3.2	La corrosion bimétallique dite anciennement galvanique 32	
2.3.3	La corrosion par aération différentielle 33	
2.3.4	La corrosion par les eaux 34	
2.3.5	La corrosion par les sols 34	
2.4	LA SENSIBILITÉ DES MÉTAUX DE CONSTRUCTION AUX CORROSIONS 34	
2.4.1	Généralités 34	
2.4.2	Le fer et l'acier 34	
2.4.3	Les aciers autopatrinables (aciers à résistance améliorée vis-à-vis de la corrosion) 35	
2.4.4	Les aciers inoxydables 35	
2.4.5	Les fontes 36	
2.4.6	L'aluminium et les alliages d'aluminium 36	
2.4.7	Le zinc 36	
2.5	LES ACIERS DE BÉTON ARMÉ ET DE PRÉCONTRAINTÉ ET LA CORROSION 37	
2.5.1	Généralités 37	
2.5.2	Cas des armatures de béton armé 38	
2.5.3	Cas des armatures de précontrainte 39	
2.5.4	Les méthodes de diagnostic des corrosions des armatures de BA 43	
2.5.5	Les méthodes de diagnostic des corrosions des armatures de BP 45	
2.5.6	Comment réduire les risques de corrosion des armatures de BA et de BP ? 48	

1 LES PATHOLOGIES DU MATÉRIAU BÉTON

L'expérience montre que les pathologies qui affectent les matériaux et en particulier le béton sont beaucoup moins faciles à traiter que les pathologies qui affectent les structures, ces dernières concernant le plus souvent des défauts de force portante.

Une structure entièrement métallique peut être modélisée vis-à-vis de la fatigue. Il est donc possible d'estimer le temps théorique qui lui reste à vivre. L'estimation de sa durée de vie est donc envisageable même si des incertitudes demeurent.

Dans le cas d'une structure en béton, sa durée de vie réelle est une notion qui échappe encore de nos jours à la quantification. Il est possible par exemple, de calculer le temps que mettront les agents agressifs pour parvenir jusqu'aux armatures ce qui marquera le début de leur corrosion. Il sera ensuite bien difficile d'estimer au bout de combien de temps la structure deviendra incapable de supporter les charges pour lesquelles elle a été conçue.

Les dégradations du béton peuvent être d'origine :

- mécaniques : ce sont les effets des chocs, des frottements, de l'abrasion, des surcharges, etc. ;
- physiques : ce sont les effets d'une température trop élevée (incendie) ou trop basse (gel) ;
- chimiques ou physico-chimiques : au contact de certains produits agressifs se développent des réactions ;
- biologiques : les organismes vivants provoquent des dégradations mécaniques (les animaux et mollusques créent des trous) et/ou des réactions chimiques ou physico-chimiques (effets de l'urine des animaux, des algues, des lichens, des bactéries, etc.).

1.1 RAPPELS DES CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU BÉTON

1.1.1 La structure de la pâte de ciment

Lors de la prise d'un ciment portland, les silicates bicalciques et tricalciques du ciment anhydre forment avec l'eau d'hydratation des feuillettes minces qui se regroupent en fibres. Ces cristaux de silicate-calcique hydraté appelé CSH sont responsables de la résistance mécanique du mortier. La chaux "aérienne" ou "éteinte" $\{Ca(OH)_2\}$ (ou "portlantite") libérée par l'hydratation du ciment prend la forme de cristaux entre les grains de CSH. Le gypse du ciment et l'aluminate tricalcique (C3A) s'hydratent en formant soit des aiguilles soit des plaquettes de sulfoaluminates ou ettringite.



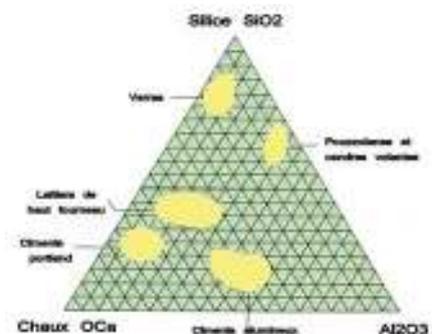
Photo n° 1 : aiguilles d'ettringite non pathogènes (d'après un document de l'IFSTTAR)

Le matériau présente des vides remplis par de l'air et surtout par l'eau excédentaire. Cette eau a un pH. De 12 à 12,5 (présence de la chaux). Cette eau tend à quitter le béton par temps sec et à y revenir par temps humide. Il y a donc des modifications constantes de teneur en eau.

La teneur en chaux ou « portlandite » joue un rôle très important dans la protection des armatures de béton armé vis-à-vis de la corrosion.

Les différents ciments sont caractérisés par leur teneur en silice (SiO_2), en chaux vive (CaO) et alumine (Al_2O_3). Cette composition intervient sur leur comportement vis-à-vis des agents agressifs.

Figure n° 1 : les différents ciments



Les ciments courants ¹et leur composition

Norme NF P 15-301 de 1994		Norme NF EN 197-1 de 2001	
Ciment Portland	CPA – CEM I	Ciment Portland	CEM I
Ciments Portland composés	CPJ – CEM II / A ou B	Ciment Portland au laitier	CEM II / A ou B-S
		Ciment Portland à la fumée de silice	CEM II / A-D
		Ciment Portland à la pouzzolane	CEM II / A ou B-P CEM II / A ou B-Q
		Ciment Portland aux cendres volantes	CEM II / A ou B-V CEM II / A ou B-W
		Ciment Portland aux schistes calcinés	CEM II / A ou B-T
		Ciment Portland au calcaire	CEM II / A ou B-L CEM II / A ou B-LL
		Ciment Portland composé	CEM II / A ou B-M
<i>Ciment de haut-fourneau</i>	CHF – CEM III / A ou B	<i>Ciment de haut-fourneau</i>	CEM III / A, B ou C
	CLK – CEM III / C (1)		
Ciment pouzzolanique	CPZ – CEM IV / A ou B	Ciment pouzzolanique	CEM IV / A ou B
Ciment au laitier et aux cendres	CLC – CEM V / A ou B	Ciment composé	CEM V / A ou B

Tableau n° 1

Désignation d'un ciment (marquage conforme à la norme) : CEM II / A-LL 32,5 R CE CP2 NF

Où :

- CEM II notation d'un ciment courant
- A classe de composition
- LL autre constituant que le clinker
- 32,5 indique la résistance à 28 jours
- R renseigne sur la résistance à court terme 2 ou 7 jours
- marquage CE (la norme NF EN 197-1 est une norme harmonisée)
- CP2 caractéristique complémentaire (ciment à faible teneur en sulfures pour béton précontraint conformité à la norme NF P 15-318)
- marque NF qui se superpose au marquage CE (exigences supplémentaires)

1.1.2 La porosité

La pâte de ciment contient des pores dits « capillaires » dont les dimensions varient entre 10^{-7} et 10^{-9} m. Les pores du gel de CHS ont une dimension voisine de 10^{-9} m.

L'utilisation de fines permet de remplir les vides. Il s'agit par exemple de la fumée de silice dont la dimension des grains est égale à 10^{-6} m.

À la liaison pâte de ciment granulats des vides marquant des défauts d'adhérence de taille de l'ordre de 10^{-3} m peuvent exister. Il est également possible de créer des vides sphériques de 10^{-3} m avec l'aide d'adjuvants « entraîneurs d'air » afin de lutter contre les effets du gel.

Enfin, une mise en place peu soignée du béton peut créer des vides de l'ordre de 10^{-2} m qu'on nomme défauts de compacité.

Un béton présentant de nombreux vides et en plus communicants va faciliter la pénétration des produits agressifs et favoriser la dégradation du béton et/ou des armatures. Par exemple, un béton courant présente une porosité de l'ordre 12 à 14%.

La porosité des bétons peut être mesurée soit à l'eau soit par intrusion de mercure. Les procédures d'essai sont différentes.

¹ Ne sont pas concernés par ces normes les ciments résistants aux sulfates, à l'eau de mer... qui font l'objet de normes françaises particulières.

1.1.3 La fissuration

Diverses causes peuvent conduire à la fissuration du béton :

- les retraits (endogène, thermique et de dessiccation au jeune âge ou durant la vie de l'ouvrage) ;
- les sollicitations (moment fléchissant, effort tranchant, etc.) ;
- les variations thermiques ;
- les effets des attaques chimiques internes ou externes, etc.

❑ Cas d'une structure en béton armé :

En l'absence de toute fissuration, la corrosion se développe en deux étapes. La première, d'une durée t_0 , est la période dite **d'incubation** pendant laquelle les agents agressifs pénètrent dans le béton d'enrobage et arrivent au contact des armatures. Ensuite, la corrosion se développe, ce qui marque le début de la période dite de **propagation**.

Des fissures de faible souffle dont l'ouverture ne dépasse pas 0,4 à 0,5 mm vont créer un amorçage de la corrosion mais la période d'incubation ne sera que faiblement réduite. En effet, les produits de corrosion bouchent les fissures ce qui arrête la corrosion. De telles fissures ne sont donc pas a priori pathologiques, sauf si elles se développent dans des structures telles que les réservoirs.

Si ces fissures sont nettement actives, elles sont nettement plus préjudiciables vis-à-vis de la durabilité mais il y a peu de résultats de recherches sur leurs effets. Il est de même si elles sont soumises à des circulations d'eau car l'eau évacue les produits d'oxydation.

Des fissures dont l'ouverture dépasse 0,5 mm favorisent la pénétration des agents agressifs et accélèrent le processus de corrosion des armatures. Si elles sont ouvertes au-delà du millimètre, il y a un début de plastification des armatures, de telles fissures sont le signe d'une insuffisance de résistance de la structure aux sollicitations qui lui sont appliquées.

❑ Cas des structures en béton précontraint :

Il faut distinguer dans une structure précontrainte les parties qui relèvent du fonctionnement du béton armé de celles qui relèvent réellement du béton précontraint. Les poutres sont toujours précontraintes longitudinalement, c'est parfois le cas transversalement (précontrainte transversale des dalles de couverture) et c'est nettement plus rare verticalement (étriers actifs).

Par exemple, dans une poutre caisson précontrainte uniquement dans le sens longitudinal, des fissures perpendiculaires à la direction de la précontrainte sont pathologiques alors que des fissures longitudinales dans le hourdis supérieur simplement armé (sous réserve qu'elles soient fines et bien réparties) relèvent du fonctionnement normal d'une pièce en béton armé.

Jusque vers les années 80, les structures en béton précontraint étaient dimensionnées en « précontrainte totale » avec très peu d'armatures de béton armé. Toute fissure active relève donc de la pathologie structurelle.

Depuis cette époque, la majeure partie des constructions est dimensionnée en classe II avec mise en place d'armatures de béton armé pour équilibrer les éventuelles tractions. Une fissure active peut cependant relever de la pathologie.

1.2 LES MÉCANISMES DE PÉNÉTRATION DES AGENTS AGRESSIFS DANS LE BÉTON

1.2.1 Généralités

Les agents agressifs gazeux ou liquides contenus dans l'air, l'eau, le sol pénètrent dans le béton par les pores et les fissures :

- soit sous une action mécanique due à la pression du gaz ou du liquide ;
- soit sous l'effet d'un gradient de concentration :
 - l'eau contenue dans une atmosphère humide tend à pénétrer dans un béton desséché,
 - la solution interstitielle du béton d'une zone tend à avoir la même composition que celle de la zone voisine.

1.2.2 La perméabilité

Sous la différence de pression ΔP qui existe entre l'entrée et la sortie, un fluide peut entrer dans les pores d'un béton conformément à la loi de Darcy.

$$\frac{dq}{dt} = K \delta P \frac{S}{L}$$

Avec : q le volume de liquide
t le temps
 δP la différence de pression
S la surface de la paroi
L l'épaisseur de la paroi
K le coefficient de perméabilité du béton

Le coefficient K est de l'ordre de 5.10^{-11} m/s ;

La perméabilité peut être mesurée à l'eau liquide (mesure directe du flux après saturation). La perméabilité apparente aux gaz peut être mesurée après étuvage.

1.2.3 Pénétration d'un produit sous gradient de concentration

- S'il n'y a pas de réaction chimique lors de la pénétration, la loi de Fick est applicable.

Avec :

c : concentration du corps en un point de coordonnées x, y et z à un instant t

D : coefficient de diffusivité exprimé en m²/s ou cm²/s

$$\frac{dc}{dt} = D \left(\frac{\delta c^2}{\delta x^2} + \frac{\delta c^2}{\delta y^2} + \frac{\delta c^2}{\delta z^2} \right)$$

- S'il y a des réactions chimiques mais négligeables dans leurs effets, la diffusivité est dite apparente.

Par exemple, le coefficient de diffusion des chlorures peut être mesuré par plusieurs techniques (coefficient de diffusion effectif, coefficient de diffusion apparent mesuré par un essai de migration et coefficient de diffusion apparent mesuré par un essai de diffusion).

1.3 LES DIFFÉRENTS AGENTS AGRESSIFS EXTERNES AU BÉTON

1.3.1 Généralités

Les principaux agents agressifs externes au béton sont les suivants :

- le gaz carbonique présent partout ;
- les chlorures présents dans l'eau de mer, les embruns et les fondants routiers ;
- les sulfates présents dans l'eau de mer, certaines eaux, les sols et certains fondants routiers, etc. ;
- les eaux acides et pures (eaux de pluie, eaux issues de la fonte de la neige, certaines eaux de source ou souterraines, etc.) ;
- les eaux alcalines ou basiques ;
- l'eau de mer qui contient plusieurs agents agressifs ;
- certains autres agents agressifs qui concernent certaines structures (liste non limitative).

Dans la partie du présent texte consacrée aux différents types d'agressions du béton sont données les techniques de réparation à caractère préventif. C'est à dire lorsque les dégradations commencent à apparaître.

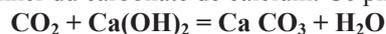
Dans le cas contraire, des réparations lourdes sont nécessaires, elles sont traitées dans un autre document dédié aux réparations des structures en béton.

Dans ce présent texte, un article traite des méthodes à mettre en œuvre pour éviter les agressions du béton. Ces techniques sont à mettre en œuvre lors de la construction de la structure.

1.3.2 Le gaz carbonique et la carbonatation

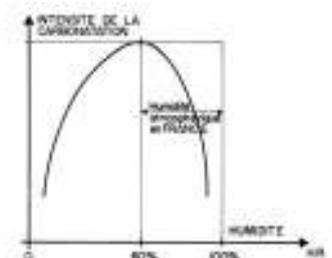
1.3.2.1 Description du phénomène et facteurs d'influence

Le gaz carbonique qui pénètre par les pores du béton se combine en présence d'eau (eau interstitielle) à la chaux aérienne (ou éteinte ou portlandite) pour donner du carbonate de calcium. Ce phénomène est appelé « carbonatation ».



L'humidité atmosphérique joue un rôle dans le développement de la carbonatation comme le montre le graphique ci-après. La carbonatation est maximale pour une humidité de 60%. En immersion totale, la carbonatation est nulle et est très faible en atmosphère sèche.

Figure n° 2 : intensité de la carbonatation en fonction de l'humidité



Il est admis que la profondeur de carbonatation varie comme la racine carrée de l'âge du béton :

Avec : X₀ épaisseur carbonatée initiale en millimètre

$$X(t) = X_0 + K \sqrt{t}$$

K une constante dépendant de la composition du béton et des conditions d'environnement (humidité, température et pression)
t l'âge du béton

En première approximation, la profondeur de carbonatation atteint :

- au bout d'un an : 5 mm
- au bout de quatre ans : 10 mm
- au bout de vingt-cinq ans : 25 mm

En fait, la profondeur de carbonatation varie fortement. Des résultats de mesures montrent qu'au bout de 30 ans, la profondeur

de carbonatation peut varier entre quelques millimètres et 60 mm suivant le béton et le milieu environnant.

Par exemple, résultats de mesures effectuées dans les années 80 :

- pont en arc Albert-Loupe construit en 1930 : 1 à 3 mm
- pont en arc Tournus construit en 1950 : 10 à 25 mm
- ossature intérieure (poutres et poteaux) du grand rocher du zoo de Vincennes construit en 1933 : 60 mm

1.3.2.2 Incidences de la carbonatation

La formation du carbonate de chaux entraîne une consommation de la réserve basique que constitue la portlandite et provoque une baisse du pH donc de la protection des armatures vis-à-vis de la corrosion. La corrosion, en présence d’humidité et d’oxygène, va se développer dès que le pH va tomber à 9 (Se reporter à la partie du présent document consacrée à la corrosion des armatures).

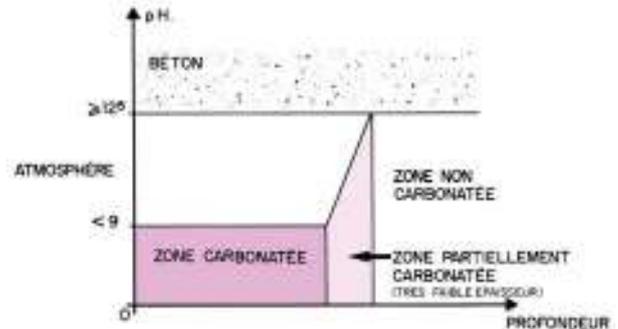


Figure n° 3 : montrant la progression de la carbonatation dans le béton (guide AFGC 2004)

Les ciments n’apportent pas tous la même quantité de portlandite. Les bétons n’ont donc pas tous la même résistance à la carbonatation comme le montre le tableau suivant extrait du guide de l’AFGC de juillet 2004.

Plus loin, dans le présent texte, à l’article 3 5 6 intitulé « comment réduire les risques de corrosion des armatures de BA et de BP », il sera montré que le choix d’une composition de béton doit prendre en compte toutes les exigences (résistance, aspect des parements, durabilité, etc.) afin d’éviter des déconvenues ou des désordres.

Types de béton	Béton sans addition		BHP et BTHP	Béton aux cendres volantes	Béton au laitier				
	CEM I 52,5 PM ES	CEM II 32,5 avec fillers calcaires	Avec 5 à 12% de fumée de silice	CEM II 32,5 avec 25% de CV	CEM II 32,5	CEM II/A	CEM III/B Ex. CHF	CEM III/C Ex. CHF (Ancien CLK)	CEM V/A PM ES
Teneur en Ca(OH ₂) % de la masse initiale du ciment	22-26	19-22	13-20	20	15-18	8-15	4-6	3-5	8-12

Tableau n° 2 : teneur en portlandite (chaux) de différents ciments

Dans les bétons à E/C < 0,7 (les bétons d’ouvrages d’art ont des E/C < 0,5), la carbonatation diminue la porosité du béton à cause de l’augmentation du volume molaire des produits formés. Pour les bétons à E/C > 0,7 il peut y avoir augmentation de la taille des pores et donc de la porosité.

La carbonatation libère de l’eau qui participe ensuite aux transferts hydriques dans le matériau.

La carbonatation augmente légèrement la résistance mécanique et le module de déformation du béton. Les bétons à base de ciments aux laitiers de haut-fourneau voient au contraire leurs caractéristiques mécaniques diminuer sous la carbonatation.

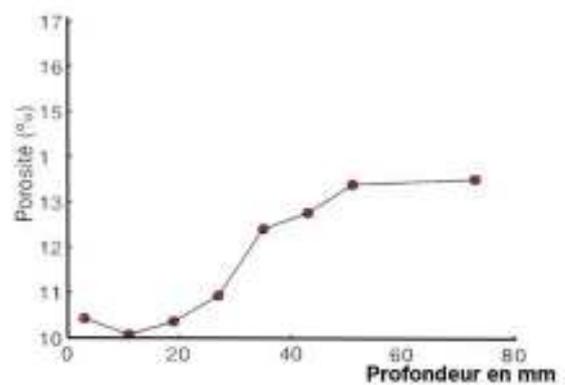


Figure n° 4 : réduction de la porosité d’un béton après carbonatation (courbe adaptée du guide AFGC 2004)

Si de l’eau percole à travers le béton, comme elle est chargée en CO₂ sous forme d’acide carbonique faible H₂CO₃, cet acide va attaquer le carbonate de calcium pour donner un bicarbonate de chaux soluble. Ce carbonate se déposera sur la peau du béton et le long des fissures sous forme de calcite ou aragonite. (l’eau peut être aussi chargée en SO₂ ce qui crée un acide plus fort qui accélère les phénomènes de dissolution).

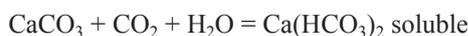


Photo n° 2 : dépôt de calcite sous la dalle de couverture d’un tablier en BA (Photo DP)



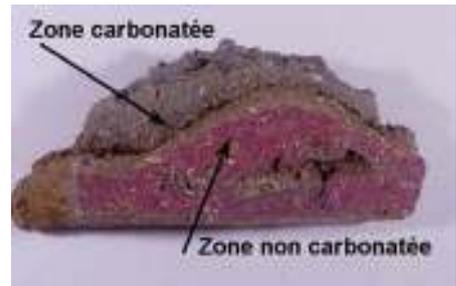
1.3.2.3 Mesure de la profondeur de carbonatation

Le contrôle de la profondeur de carbonatation du béton d'une structure existante s'effectue avec l'aide d'un réactif « la phénolphthaléine » sur une coupe fraîche de béton.

Si le pH. du béton est supérieur à 9 le réactif vire au rouge ce qui permet de distinguer la zone carbonatée de la zone non carbonatée.

Pour des mesures plus fines, la diffraction aux rayons X peut être utilisée.

Photo n° 3 test à la phénolphthaléine (photo DP)



1.3.2.4 Réparation préventive

Sous réserve que la corrosion ne soit pas amorcée, la mise en place d'un revêtement de protection arrête la progression du front de carbonatation.

1.3.3 Les chlorures

1.3.3.1 Description du phénomène et facteurs d'influence

Les chlorures existent dans l'eau de mer, dans l'eau des piscines, dans les fondants routiers (sels de déneigement ou de déverglaçage), dans les sols (dans les sols du golfe Persique par exemple, se produisent des remontées de sels extrêmement agressifs pour les fondations), etc.

Les chlorures peuvent aussi être introduits dans un béton gâché à l'eau de mer ou avec du chlorure de calcium destiné à accélérer la prise par temps froid (normalement, l'usage du Cl_2Ca est interdit dans le béton armé).

Il est à noter que par exemple, le chlorure de sodium solide des mines de potasse d'Alsace qui a été utilisé comme fondant routier contient également des sulfates en quantité non négligeable. La nouvelle norme NF P 98-180 de juillet 2003 impose maintenant de limiter la teneur en sulfates à 3%. Le problème des attaques sulfatiques est traité dans la suite du présent document.

En milieu saturé par exemple, lorsque le béton est immergé dans l'eau de mer, les ions chlorure pénètrent par effet de diffusion sous gradient de concentration.

Dans le cas d'un béton soumis à des alternances d'humidification et de séchages (zone de marnage, zone d'exposition aux embruns, aux projections, etc.) les ions chlorure peuvent y pénétrer par absorption capillaire et migrer avec la phase liquide par convection au sein de la zone concernée par les cycles. Les ions migrent ensuite par diffusion.

La majeure partie des chlorures reste dans la solution interstitielle sous forme ionique c'est ce qu'on appelle les chlorures libres.

L'autre partie des ions chlorure réagissent sur l'aluminat tricalcique de la pâte du ciment pour former des chloroaluminates $\{(\text{CaO})_3\text{Al}_2\text{O}_3, \text{CaCl}_2, 10\text{H}_2\text{O}\}$, d'autres sont absorbés par le CSH. Il est à noter que les réactions décrites sont plus ou moins importantes suivant la nature du ciment utilisé. L'ensemble des chlorures constitue les chlorures totaux.

Seuls les chlorures libres (solubles dans l'eau) peuvent diffuser et jouer un rôle dans la dépassivation et la corrosion des armatures de béton armé.

Les chlorures suivant le cation associé peuvent aussi provoquer des réactions chimiques destructrices du béton. Par exemple :

- le chlorure de calcium forme avec l'aluminat tricalcique du chloroaluminat (voir ci-devant) ;
- le chlorure de magnésium donne un précipité de brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$ et du chlorure de calcium CaCl_2 soluble ;
- en présence de sulfate, il se forme de l'ettringite gonflante ;
- en présence de CO_2 et SiO_2 de la thaumasite gonflante ($\text{CaCO}_3, \text{CaSO}_4, \text{CaSiO}_3, 15\text{H}_2\text{O}$).

1.3.3.2 Incidences de la pénétration des chlorures

La présence de chlorures dans un béton est caractérisée par une « concentration profondeur » qui est :

- Strictement décroissante s'il n'y a que très peu de cycles d'humidification et de séchage (béton immergé en permanence) ;
- Décroissante à partir de la profondeur à partir de laquelle le béton reste en permanence saturé d'eau (interstitielle).

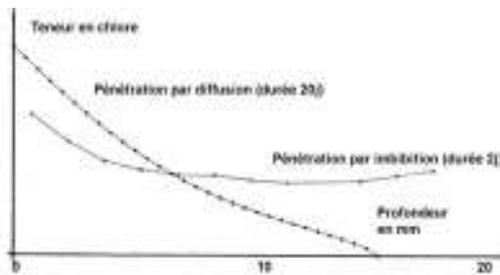


Figure n° 5 : profils de pénétration des chlorures (d'après le guide AFGC 2004)

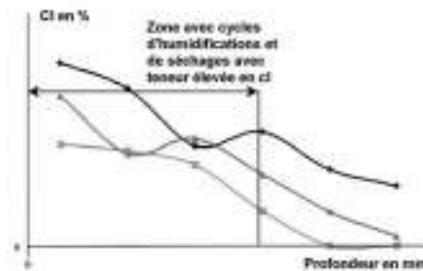


Figure n° 6 : au-delà d'une certaine profondeur, les courbes sont décroissantes (d'après le guide AFGC 2004)

1.3.3.3 Mesure du profil des chlorures

La mesure consiste à effectuer des forages par couches successives de un centimètre et à doser les chlorures de ces différentes couches après broyage.

Le dosage des chlorures totaux et des chlorures libres est à effectuer par les procédures AFREM ou RILEM.

Si le dosage doit être exprimé par rapport au ciment, celui-ci peut être évalué par la mesure de la silice soluble du ciment après son identification (dossier de l'ouvrage ou examen microscopique).

La présence de chloroaluminates peut être détectée au microscope électronique à balayage ou MEB et par diffraction des rayons X. (Se reporter au guide AFREM-AFGC sur les applications des méthodes microscopiques à la caractérisation microstructurale des bétons).

1.3.3.4 Réparation préventive

Sous réserve que la corrosion ne soit pas amorcée, la mise en place d'un revêtement d'étanchéité permet de bloquer les arrivées des ions chlorure extérieurs. Cependant, les ions présents dans le béton suivant le profil « concentration-profondeur » vont continuer à diffuser dans le reste du béton. Dans un tel cas, il faudra s'assurer qu'une fois qu'ils seront répartis, leur concentration au niveau des armatures restera inférieure aux seuils critiques visés ci-devant.

1.3.4 Les sulfates

1.3.4.1 Description du phénomène et facteurs d'influence

Les sols contenant des sulfates (par exemple le sulfate de calcium ou gypse) et les eaux chargées en sulfates génèrent des dégradations du béton.

Les sulfates les plus agressifs sont les sulfates de calcium, de magnésium, de sodium et d'ammonium. Ces sulfates se trouvent dans les effluents urbains (égouts) dans ceux des usines d'engrais et de produits chimiques, dans les eaux chargées de gypse dites séléniteuses (présentes dans le sous-sol de certaines zones de la région parisienne Meaux, Meulan, etc.), dans l'eau de mer, dans l'eau des lagunes (chotts d'Afrique du Nord), dans certains fondants routiers, dans les zones où il y a une utilisation intensive d'engrais, dans des schistes houillers parfois utilisés dans le Nord de la France comme remblais, etc.

Le sulfate de calcium réagit avec l'aluminate tricalcique de la pâte de ciment quand celui-ci dépasse le taux de 10% pour donner de l'ettringite ou sel de Candlot. Ce produit connu depuis 1887 est un composé fortement expansif à près de 300%.



Il est à noter que le ciment alumineux résiste aux attaques des sulfates.

Photo n° 4 : gel d'ettringite pathogène au contact d'un granulats (d'après un document de l'IFSTTAR)



Les sulfates réagissent aussi avec la chaux hydratée pour former du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ou de la brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$:

$$\text{MgSO}_4 + \text{Ca}(\text{OH})_2 = \text{CaSO}_4 + \text{Mg}(\text{OH})_2 \text{ cas de substitution des ions Mg par des ions Ca.}$$

Il est à noter qu'il y a trois sortes d'ettringites :

- l'ettringite primaire qui se forme aux débuts de l'hydratation du ciment sous l'action des sulfates internes contenus dans le ciment (il s'agit de sulfates de calcium introduits dans le ciment pour régulariser sa prise). Ces sulfates forment avec l'aluminate tricalcique l'ettringite primaire qui ensuite pour former du monosulfonate de calcium. Cette ettringite se présente sous forme d'aiguilles mais elle ne provoque aucun gonflement donc aucun désordre dans le béton ;

- *l'ettringite secondaire (RSE) se développe quand le béton a déjà durci sous l'action des sulfates d'origine externe. Il peut se produire une expansion et la dégradation du béton de l'extérieur vers l'intérieur de la pièce en béton ;*
- *l'ettringite différée (RSI) se développe quand le béton a déjà durci et lorsque l'ettringite primaire n'a pu se former. Cette ettringite peut provoquer un gonflement du béton et sa désorganisation (ce problème est développé ci-après dans le présent document).*

1.3.4.2 Incidences des sulfates externes

Une attaque sulfatique externe produit une désagrégation du béton avec la formation d'ettringite et d'une attaque acide du liant. À terme, un véritable pourrissement du béton se développe de l'extérieur vers l'intérieur de la structure.

Ces symptômes peuvent aussi être provoqués par les effets du gel-dégel et par d'autres produits agressifs tels que les nitrates, les sels d'ammonium, etc.

Un désordre de ce type est survenu en Savoie dans la région de Saint-Jean-de-Maurienne. Il a été révélé par les médias en octobre 2006. Cette attaque a semble-t-il été initiée par une pollution accidentelle du ciment d'une centrale à béton par du gypse.



Photo n° 5 : attaque du béton des marches d'une station de métro (photo DP)

1.3.4.3 Établissement du diagnostic

Des parements blanchâtres avec fissures et écaillages peuvent faire suspecter une attaque sulfatique externe. Une coloration jaunâtre ou ocre des parements peut être observée lorsque la réaction sulfatique est combinée à une l'alcali-réaction qui est une réaction de gonflement interne du béton [l'alcali-réaction (AR) est décrite dans ce document ci-après]. Les zones soumises à des venues d'eau ou d'humidité sont les zones préférentielles d'attaque (murs de soutènement, piédroits de culées, pieds de piles, etc).

Lorsque le pourrissement se développe, le diagnostic est plus facilement. Cependant, compte tenu que d'autres attaques produisent des effets similaires, une analyse chimique des eaux ou des sols permettra de trancher.

1.3.4.4 Réparation préventive

Si les désordres en sont à leur début, la mise en place d'un revêtement d'étanchéité permet d'arrêter une attaque sulfatique externe.

1.3.5 Les eaux pures et acides

Les eaux pures dont le degré hydrotimétrique inférieur à cinq ($TH < 5$) sont issues de la fonte des neiges, des terrains granitiques, etc. Elles ont un fort pouvoir de dissolution des constituants calciques des bétons et en particulier de la portlandite. Elles ne dissolvent pas normalement la chaux carbonatée.

Photo n° 6 : dissolution du béton par l'eau de percolation (photo DDE 70)



Cependant, très souvent, elles contiennent du gaz carbonique dissous et deviennent acides. C'est le cas des brouillards et de l'eau de pluie. Si ces eaux ne contiennent pas de bicarbonate de calcium, le gaz carbonique libre est agressif. Il attaque aussi bien la chaux libre que la chaux carbonatée qui se transforme en bicarbonate de chaux.

Il est à noter qu'une eau chargée en bicarbonate de chaux qui perd son gaz carbonique libre équilibrant dépose de la calcite qui peut se comporter comme un véritable bouche-pore naturel des capillaires.

Une eau est dite acide lorsque son pH. est inférieur à 7 ($pH < 7$) :

- on trouve des eaux acides chargées en dioxyde de carbone dans des lieux dits de « de l'Eau Rouge » (par exemple, en Belgique, les fondations du pont du vallon dit « de l'Eau-Rouge » ont dû être protégées par une véritable chape d'étanchéité) ;
- les pluies peuvent être aussi chargées en acide sulfurique. Elles sont alors nettement plus agressives que les eaux chargées en acide carbonique ;
- les eaux peuvent être chargées en acides humiques de faible agressivité. Ces eaux sont cependant dangereuses car elles se trouvent partout. Par exemple, l'eau qui a été en contact avec l'humus, l'eau des forêts de pins, l'eau des tourbières, etc. ;
- les eaux résiduaires issues des réseaux d'assainissement sont acides ($pH \geq 4,5$), les eaux des industries alimentaires sont chargées en acides organiques (les eaux des laiteries contiennent de l'acide lactique), les eaux industrielles sont souvent chargées en acides minéraux, etc.

Toutes les eaux acides sont avides de chaux. Après avoir dissous la chaux libre, elles s'attaquent aux aluminates et silicates de chaux. Cette décalcification du béton le rend perméable et hygroscopique. Il perd sa résistance.

Les acides les plus agressifs sont ceux dont les sels de calcium formés sont solubles. Il s'agit par exemple, de l'acide chlorhydrique (plus agressive pour le béton que l'acide sulfurique le chlorure de calcium est beaucoup plus soluble que le sulfate de calcium ou gypse), l'acide lactique produit le lactate de calcium très soluble, l'acide sulfhydrique (hydrogène sulfuré H²S) produit un sulfure de calcium qui peut être de nouveau dissous si l'eau contient suffisamment d'hydrogène sulfuré et le bisulfure de calcium ainsi créé est beaucoup plus soluble que le sulfure simple.

Il est à noter qu'une élévation de température des eaux chargées en agents pathogènes rend cette eau encore plus agressive pour le béton.

1.3.6 Eaux alcalines ou basiques

En présence de bases fortes (pH égaux supérieurs à celui du béton), il y aussi des risques de solubilisation des constituants à base d'aluminates.

Les bétons à base de ciment portland sont donc normalement à l'abri des attaques par les eaux basiques sauf si les alcalins peuvent déclencher une alcali-réaction (se reporter à la partie du présent document consacrée à cette pathologie).

Il n'en est pas de même des bétons à base de ciment alumineux qui est attaqué par certaines eaux calcaires du Massif Central (de même, s'il est fabriqué avec des granulats contenant des alcalins). Une telle attaque se traduit par un ramollissement du béton qui perd sa cohésion et prend une couleur brune.

1.3.7 L'eau de mer

L'eau de mer est une solution légèrement basique (pH; de 8,2) qui contient environ 35 g/l de divers sels plus de l'oxygène sous forme gazeuse et du gaz carbonique.

Les chocs des lames provoquent des effets mécaniques d'abrasion du béton et des autres matériaux.

Dans les zones soumises au marnage certains sels en cristallisant augmentent de volume ce qui entraîne des effets physiques et mécaniques. Par exemple, les anhydres sulfatiques en se cristallisant subissent une expansion de l'ordre 320% :

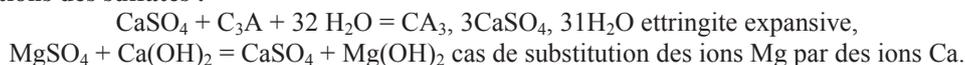


Les ions ou les gaz contenus dans l'eau de mer peuvent diffuser dans le béton et provoquer des réactions. Les réactions dues au gaz carbonique concernent le voisinage de la surface sur quelques millimètres. Les chlorures pénètrent sur plusieurs centimètres et les sulfates de quelques millimètres à quelques centimètres.

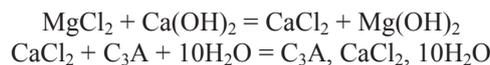
Les réactions sont multiples puisque l'eau de mer contient plusieurs agents agressifs dont les effets unitaires ont été évoqués dans les articles précédents. Les principales réactions sont dues par exemple :

- au gaz carbonique qui provoque la carbonatation du béton ;
- au magnésium qui transforme le C-S-H en silicate de magnésie M-S-H sans propriété de liant (dépôt sans consistance). À titre d'exemple, l'eau de la Mer Morte est particulièrement magnésienne et contient, en outre, dix fois plus de sel que l'eau de mer normale ;
- aux ions sulfates et au calcium contenu dans le béton et l'eau de mer qui ajoutent de l'ettringite gonflante et décomposent l'aluminate tricalcique C3A en monosulfo-aluminate.

Rappel sur les actions des sulfates :

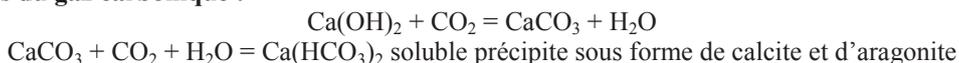


Rappel sur les actions des chlorures :



C'est le sel de Friedel instable qui en présence de sulfates donne de l'ettringite : $\text{CA}_3, 3\text{CaSO}_4, 31\text{H}_2\text{O}$

Rappel des actions du gaz carbonique :



L'hydrolyse des aluminates et silicates est favorisée dans l'eau de mer car la chaux y est plus soluble que dans une eau douce à cause de la présence du sel (ClNa). Comme pour les autres eaux agressives, une élévation de température rend l'eau de mer encore plus agressive.



Photo n° 7 : attaque du béton par l'eau de mer (photo DP)

Les principaux agents agressifs auxquels les bétons des ponts peuvent se trouver confrontés ont été étudiés dans ce qui précède. Le béton de certains autres ouvrages peut être soumis à certains autres agents agressifs (eaux sucrées dans les sucreries, lisier dans les porcheries, les nitrates d'ammonium (NO₃NH₄), les nitrates (NO₃K et NO₃Na), etc.). Se reporter aux documentations existantes et aux normes en vigueur soit en particulier :

- au fascicule de documentation P18-011 (Bétons : classification des environnements agressifs – juin 1992) Il complète la norme NF EN 206-1 en particulier pour les environnements chimiques agressifs (sa révision est prévue prochainement pour une mise à niveau liée à la nouvelle norme européenne),
- à la norme NF P 16-345-2 (Tuyaux et pièces complémentaires en béton non armé, béton fibré acier et béton armé),
- etc.

Par exemple, cette dernière norme fixe les valeurs suivantes pour l'agressivité :

- **des eaux résiduaires :**
 - pH \geq 4,5
 - SO₄²⁻ \leq 600 mg/l
 - Cl⁻ \leq 750 mg/l
 - **du sol environnant :**
 - CO₂ agressif \leq 40 mg/l
 - pH. \geq 4,5
- | |
|---------------------------------------------|
| NH ₄ ⁺ \leq 30 mg/l |
| Mg ⁺⁺ \leq 1 000 mg/l |
| SO ₂ -4 \leq 3 000 mg/l |
| Cl ⁻ \leq 750 mg/l |

1.3.8 Prévention contre la pénétration des agents agressifs externes

En premier, il est nécessaire de limiter l'importance de la fissuration du béton car les fissures importantes sont des voies d'accès préférentielles des différents agents agressifs externes au béton.

En second, il est nécessaire de connaître les éléments agressifs qui pourraient s'attaquer à un ouvrage à construire comme ceux qui s'attaquent à un ouvrage construit. Il faut donc identifier les différents produits qui peuvent se trouver dans l'air, l'eau et le sol.

La composition, la fabrication et la mise en œuvre des bétons peuvent également influencer défavorablement sur leur durabilité. Un mauvais béton (matériaux sales, excès d'eau, compacité insuffisante, absence de cure, etc.) sera nettement plus sensible aux agressions qu'un béton de qualité.

1.3.8.1 Prévention contre la fissuration

Il ne faut pas oublier de **maîtriser la fissuration pendant l'exécution de l'ouvrage** car une fissuration excessive permettra la pénétration des agents agressifs en dépit des précautions développées dans ce qui suit.

Quelques indications sur la maîtrise de la fissuration :

- respect des dispositions constructives (aciers de peau, etc.) ;
- choix d'un ciment de type N (éviter les types R nerveux) ;
- limitation du dosage en ciment ;
- prise en compte des différents retraits (endogène, thermique et de dessiccation) ;
- fixation des précautions à prendre lors des bétonnages par temps chaud ou froid (prévoir des prix au marché et des clauses)
- imposition de délais de décoffrage raisonnables (> 24 h) ;
- respect strict de la cure,
- etc.

1.3.8.2 Prévention contre la carbonatation et les chlorures

1.3.8.2.1 Solutions fournies par les normes et règles existantes

La norme NF EN 206-1 « bétons » (avec son annexe nationale) fournit des prescriptions minimales pour obtenir des bétons devant résister à la carbonatation et aux chlorures. En fonction des environnements plus ou moins agressifs, et pour une durée de vie de 50 ans.

La norme donne dans des tableaux le rapport E/C, la classe de résistance minimale. Cette norme impose également une teneur maximale des composants en ions chlorure. Cette norme est complétée par le fascicule 65A du CCTG). Il convient également de s'appuyer sur les prescriptions de l'Eurocode (enrobage, justification de la fissuration, etc.).

Cette norme « bétons » renvoie au fascicule de documentation FD P 18-011 pour le choix du type de ciment et également pour des exigences spécifiques lorsque l'environnement est fortement agressif.

Si la durée de vie souhaitée dépasse les 50 ans, il faut par exemple augmenter l'enrobage des armatures en ce basant sur les dispositions de l'Eurocode 2 et si nécessaire jouer sur la composition. Bien entendu, le respect des enrobages prescrits devra être contrôlé sur le chantier lors de l'exécution de l'ouvrage.

Cette norme traite également du cas du gel sous réserve, dans le cas des ouvrages d'art, que le gel reste modéré sans salage ou avec un salage peu fréquent. Se reporter au développement ci-après et aux recommandations de l'IFSTTAR de décembre 2003 lorsque le gel est modéré et que le salage est fréquent ou lorsque le gel est sévère avec ou sans salage.

Cette norme renvoie au fascicule de documentation FD P 18-011 pour le choix du type de ciment et également pour les autres agents agressifs.

1.3.8.2.2 Solutions fournies par le guide AFGC de juillet 2004

Ce guide sur « la conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages » fixe dans le cadre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité une démarche pour obtenir des bétons d'une durée de vie donnée vis-à-vis de la corrosion d'une part (influence de la carbonatation et des chlorures) et vis-à-vis de l'alcali-réaction d'autre part.

L'application de cette démarche impose une période d'études avant toute réalisation d'une durée de près d'une année avant tout début de réalisation. Au cours de cette étude, des essais en laboratoire (la durée de certains essais atteint 9 mois) doivent se mêler à des calculs à partir de modèles de vieillissement (lois de pénétration des agents agressifs en fonction du temps et de certaines des caractéristiques du béton).

La démarche complète est donc lourde et n'est envisageable que pour les ouvrages exceptionnels ou pour déterminer des formules régionales types.

Le guide propose cependant des classes et des valeurs-limites pour les différents facteurs de durabilité qui ont été identifiés pour obtenir une durabilité potentielle satisfaisant aux classes d'environnement de la norme NF EN 206-1 et ce pour une durée de vie fixée qui varie de moins de 30 ans à plus de 120 ans.

Les facteurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion (carbonatation pénétration d'un gaz le CO₂ et pénétration d'une solution chargée en chlorures) sont les suivants :

- la porosité accessible à l'eau (P_{eau} exprimée en %);
- la porosité mesurée par intrusion de mercure (P_{Hg});
- la résistivité électrique ($\Omega.m$) ρ ;
- le coefficient de diffusion effectif des chlorures (D_{eff});
- le coefficient de diffusion apparent des chlorures mesuré par un essai de migration ($D_{\text{app(mig)}}$) - exprimé en $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$;
- le coefficient de diffusion apparent des chlorures mesuré par un essai de diffusion ($D_{\text{app(dif)}}$);
- la perméabilité apparente aux gaz (K_{gaz} exprimée 10^{-18} m^2);
- la perméabilité à l'eau liquide (k_{liq} exprimée 10^{-18} m^2).

À ces facteurs, il est possible d'ajouter en alternative la teneur en portlandite qui joue sur la réserve d'alcalins donc sur le pH favorable à la conservation des armatures.

Le tableau ci-après relatif aux grands ouvrages et aux ouvrages de génie civil donne des valeurs limites qui peuvent être considérées comme des spécifications ainsi que les enrobages conformes aux règles en vigueur (le guide en page 97 donne également des limites pour des ouvrages provisoires, le bâtiment, les ouvrages exceptionnels, etc.) :

Rappel :
 XC corrosion induite par la carbonatation ;
 XD corrosion induite par les chlorures hors milieu marin ;
 XS corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer ;
 XF, le cas du gel-dégel n'est pas traité dans le guide ;
 XA les attaques chimiques ne sont pas traitées dans le guide.

Type d'environnement	Corrosion induite par la carbonatation (enrobage e = 30 mm)				Corrosion induite par les chlorures (enrobage e = 50 mm)			
	1 (X0 et XC1)	2 (XC2)	3 (XC3)	4 (XC4)	5 (XS1, XD1 et XD3)		6 XS2 et XD2	7 XS3
Durée de vie exigée et catégories d'ouvrages	Sec et très sec HR ≤ 65% ou humide en permanence	Humide Hr > 80%	Modérément humide 65 ≤ HR ≤ 80%	Cycles fréquents d'humidification et séchage	Exposition aux sels marins et de déverglaçage		Immersion dans l'eau contenant des chlorures	Zone de marnage
					CI- faible Concentration en chlorures libres à la surface $c_s \leq 10 \text{ g.L}^{-1}$	CI- forte Concentration en chlorures libres à la surface $c_s \geq 100 \text{ g.L}^{-1}$		
De 50 à 100 ans Bâtiment et ouvrages de génie civil	$P_{\text{eau}} < 14$ (6)	$P_{\text{eau}} < 14$ (6)	$P_{\text{eau}} < 12$ (7) $K_{\text{gaz}} < 100$	$P_{\text{eau}} < 12$ (7) $k_{\text{liq}} < 0,1$	$P_{\text{eau}} < 14$	$P_{\text{eau}} < 11$ $D_{\text{app(mig)}} < 2$ $k_{\text{liq}} < 0,1$	$P_{\text{eau}} < 13$ $D_{\text{app(mig)}} < 7$	$P_{\text{eau}} < 11$ $D_{\text{app(mig)}} < 3$ $k_{\text{liq}} < 0,1$
De 100 à 120 ans Grands ouvrages	$P_{\text{eau}} < 12$ $K_{\text{gaz}} < 100$	$P_{\text{eau}} < 12$ $K_{\text{gaz}} < 100$	$P_{\text{eau}} < 9$ $K_{\text{gaz}} < 10$	$P_{\text{eau}} < 9$ $K_{\text{gaz}} < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$	$P_{\text{eau}} < 12$ $D_{\text{app(mig)}} < 20$ $k_{\text{liq}} < 0,1$	$P_{\text{eau}} < 9$ $D_{\text{app(mig)}} < 1$ $K_{\text{gaz}} < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$	$P_{\text{eau}} < 12$ $D_{\text{app(mig)}} < 5$	$P_{\text{eau}} < 10$ $D_{\text{app(mig)}} < 2$ $K_{\text{gaz}} < 100$ $k_{\text{liq}} < 0,05$

Tableau n° 3 issu du guide AFGC de 2004

Spécifications alternatives {avec prise en compte de la portlandite Ca(OH)_2 } :

(6) $P < 15\%$ et $\text{Ca(OH)}_2 \geq 25\%$,

(7) $P < 14\%$ et $\text{Ca(OH)}_2 \geq 25\%$.

Bien entendu, sur le chantier l'enrobage des armatures devra être constamment vérifié et des blocs témoins devront être fabriqués en même temps que l'ouvrage. Ils serviront à suivre dans le temps l'évolution de la pénétration des agents agressifs. Si la démarche complète a été effectuée, à s'assurer de la fiabilité du modèle de pénétration proposé (en cas de non respect des exigences, les responsabilités et les garanties seraient à mettre en jeu).

L'annexe A15.4 du guide de l'AFGC relative au cas du pont sur le Scorff donne les différents contrôles prévus pour s'assurer que l'exigence forte en matière de durabilité sera respectée lors de l'exécution de cet ouvrage (enrobage, porosité perméabilité, mesures initiales et de contrôle).

Ce suivi doit permettre d'intervenir pour un entretien préventif avant tout début de corrosion !

1.3.8.3 Prévention contre les autres agents agressifs

En général des dispositions complémentaires viennent compléter celles contre la pénétration du gaz carbonique et des chlorures qui agissent souvent de concert avec les autres agents agressifs (par exemple, c'est le cas de l'eau de mer).

Il faut consulter le fascicule de documentation P18-011 déjà cité qui donne des recommandations sur la formulation des bétons en présence de certains milieux chimiquement agressifs (choix du type de ciment, dosage minimal en ciment, valeur maximale du rapport E/C et éventuellement mise en place d'un revêtement de protection).

Par exemple, pour un milieu moyennement agressif contenant des sulfates, les ciments utilisables sont ceux à faible teneur en C_3A : CEM I PM, CEM II PM, CEM III / A et B, CEM IV / C, CEM V /A et B et en particulier les ciments conformes aux normes françaises NF P 15-317 (Liants hydrauliques – Ciments pour travaux à la mer) et NF P 15-318 (Liants hydrauliques – Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates).

Remarque : ne pas oublier les conditions d'utilisation des ciments certains s'utilisent en élévation et d'autres en travaux souterrains. Ces critères sont également à prendre en compte dans le choix d'un ciment en milieu agressif ou non !

Les fascicules 65 (exécution des ouvrages en béton) et 70 (réservoirs, etc.) du CCTG fournissent également des conseils.

1.4 LES DIFFÉRENTS AGENTS AGRESSIFS INTERNES AU BÉTON

Certains produits contenus dans les matériaux utilisés dans la fabrication d'un béton peuvent provoquer des réactions de gonflement interne (RGI) du béton durci. Ces gonflements désorganisent le béton des structures atteintes qui doivent parfois être détruites si l'importance des désordres constatés l'impose (à ce jour, une dizaine de ponts ont été détruits en France). Il est possible de distinguer :

- l'alcali réaction (AR) ;
- la réaction sulfatique interne (RSI).

Le développement des RGI est favorisé par l'humidité ambiante et aussi la chaleur. Il est à noter que l'étanchement total d'un élément atteint ralentira les phénomènes sans complètement les arrêter car les réactions continueront d'être alimentées par l'eau interstitielle contenue dans les pores du béton.

L'identification des RGI sur les ouvrages est facilitée par la parution « du manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art » de l'IFSTTAR de 1999. La gestion des ouvrages reconnus malades est facilitée par « le guide d'aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne » de l'IFSTTAR de novembre 2003.

1.4.1 L'alcali-réaction (AR)

1.4.1.1 Généralités

Historique de l'alcali-réaction.

- En 1940 pour la première fois, aux États-Unis d'Amérique (article de Stanton) ;
- Au Danemark dans les années 50 (des recommandations sur l'utilisation de ciments à basse teneur en alcalins et de granulats à moins de 2% de silice avaient été préconisées. En 1970 des ouvrages construits suivant ces préconisations ont présenté des désordres. Les recommandations ont été modifiées pour prendre en compte les alcalins d'origine extérieure tels que les fondants routiers) ;
- En 1968 en Allemagne surtout à proximité du Danemark ;
- En 1970 en Afrique du Sud sur un barrage construit en 1960 ;
- En Grande Bretagne, en 1971 sur un barrage de l'île de Jersey puis en 1975 sur de nombreux ouvrages du sud-ouest de l'Angleterre ;

- En 1980 en Italie sur quelques ouvrages ;
- Au Japon en 1982 sur de nombreuses structures ;
- Dans les années 80 en Nouvelle-Zélande (les recommandations de ciments à faible teneur en alcalins n'ont pas suffi dans le cas d'une piste d'aviation où les granulats basaltiques étaient très riches en alcalins) ;
- En 1990, en Hollande sur un viaduc de 30 ans d'âge ;
- Dans la fin des années 80 en Norvège sur des barrages et des ponts (ici, la cinétique est lente car de nombreux ouvrages datent des années 50).

En France, les premiers cas reconnus datent des années 70 (Article de Duriez dans le Moniteur du 3 mai 1975). Ils concernent cinq barrages (Chambon, Castelnaud, etc.). Il faut attendre l'année 1987 pour découvrir que plusieurs ponts sont également atteints par cette pathologie.

Le premier recensement faisait état de 5 barrages, 150 ponts dans la région Nord-Pas-de-Calais, une centaine en Bretagne et d'autres répartis dans l'Hexagone. Le guide de 2003 d'aide à la gestion des ouvrages atteints de RGI de l'IFSTTAR fait état de 400 ponts. Ces ponts sont touchés à des degrés variables des diverses formes de RGI. Les ouvrages touchés pour leur majorité ont été construits après 1970.

Dès la découverte de cette pathologie une recherche a été lancée. Elle regroupait les réseaux techniques privés et publics, les professionnels des granulats et du ciment, etc. Les résultats de cette recherche se sont traduits par la parution « des recommandations relatives à la prévention de l'alcali-réaction de 1991 » qui a été complétée en 1994. Un guide « pour l'élaboration du dossier carrière » est sorti en 1992 ainsi qu'un guide « pour la rédaction des pièces des marchés » en 1996.

Depuis la mise en application des recommandations de 1991, aucun nouveau cas n'a été signalé.

Il est à noter que le terme réaction alcali-granulats (RAG) [alkali-aggregate reaction] est parfois employé à la place du terme alcali-réaction (AR) [alkali-silica reaction].

Il est possible de distinguer trois sortes d'alcali-réaction suivant la nature des granulats :

- les réactions alcali-silice les plus nombreuses ;
- les réactions alcali-silicates ;
- les réactions alcali-carbonates.

1.4.1.2 Causes et symptômes de l'alcali-réaction

1.4.1.2.1 Causes de l'alcali-réaction

L'alcali-réaction se produit dans un béton lorsque les trois conditions suivantes sont réunies :

- présence d'eau (humidité supérieure à 80-85%), la chaleur facilite également les réactions ;
- existence d'alcalins en forte proportion (plus de 4 kg/m³ de béton) ;
- utilisation de granulats potentiellement réactifs.

Les alcalins peuvent provenir du ciment (Oxydes de Potassium K₂O et de sodium Na₂O), des additions minérales (certaines additions peuvent avoir un effet favorable), de l'eau de gâchage, des adjuvants. Ils peuvent aussi provenir de certains granulats dits réactifs.

Les ciments de type CEM I (ex CPA) contiennent davantage d'alcalins que les CEM III/C (ex CLK). Il est à noter que si la réserve en alcalins d'un ciment est favorable vis-à-vis de la carbonatation et donc de la protection des armatures, elle est défavorable vis-à-vis de l'alcali-réaction !

Les granulats peuvent être classés en trois catégories :

- Les granulats non réactifs (NR) ;
- Les granulats potentiellement réactifs (PR) ;
- Les granulats potentiellement réactifs à effet de pessimum (PRP). Ces granulats sont réactifs sous certaines conditions.

Les PRP :

Il s'agit de granulats **qui sont réactifs** lorsqu'ils sont utilisés dans **certaines proportions** situées dans une plage de valeurs dites pessimales.

Lorsqu'on trace sur un diagramme en ordonnées la proportion en % du granulat, ici de l'opale de Beltam et en abscisses la teneur en alcalins et qu'on y reporte les courbes de gonflement des éprouvettes d'essai, il est possible de distinguer :

- Une zone sans risque (si le gonflement est < 0,05%) ;
- Et une zone à risque avec des gonflements maximaux qui dépassent 3% pour un dosage en alcalins de 1,2% et une teneur en opale comprise entre 3 et 7%. La teneur pessimale en opale est centrée sur 5%.

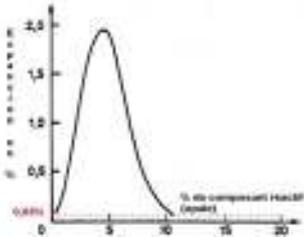


Figure n° 7 : courbe d'expansion d'un granulats PRP

Remarque : Lorsque les granulats *ne sont pas qualifiés par le producteur*, il faut les considérer comme potentiellement réactifs mais, il faut tout de même demander **des essais d'identification** car leur réactivité peut être forte !

Les granulats réactifs sont de deux sortes : (se reporter aux recommandations de 1994) :

- les granulats contenant de la silice amorphe ou vitreuse (par exemple, l'opale et la calcédoine...) ou mal cristallisée (cristobalite, tridymite, etc. Des défauts de cristallisation peuvent apparaître dans les granits, les gneiss, les quartzites...);
- les granulats issus de calcaires dolomitiques qui contiennent en inclusion des nodules de silice...

Remarques :

- les fumées de silice sont des granulats éminemment réactifs mais qui réagissent avec les alcalins dès la prise du ciment ce qui n'entraîne pas de gonflements différés préjudiciables,
- pour une identité géologique donnée, les granulats broyés (cassures fraîches) peuvent être plus réactifs que les granulats roulés,
- le broyage, la fillérisation ou la défillérisation peuvent modifier la qualification d'un granulats qui peut passer par exemple, de NR à PRP.

La réaction se manifeste entre la silice réactive ou le carbonate et les alcalins contenus dans le béton (surtout le ciment) ainsi qu'avec la portlandite :

- avec la silice, il se forme un gel au contact de chaque granulats. Ce gel est expansif et il détruit localement la pâte de ciment ;
- avec le carbonate $\{CaMg(CO_3)_2\}$, il se produit une dédolomisation avec formation de brucite qui n'a pas la propriété d'un liant (c'est à dire qu'il est sans consistance).



Photo n° 8 : gel d'alcali-réaction pathogène (d'après un document IFSTTAR)

Remarque : une réaction semblable a lieu entre les alcalins du ciment et les fibres de verre dans « les composites ciment-verre » ou CCV si les fibres ne sont pas protégées contre cette attaque. Cependant, malgré ces précautions, les caractéristiques mécanique d'un CCV diminuent dans le temps pour se stabiliser au bout d'une dizaine d'années.

L'expansion lors d'essais peut atteindre 2 à 4% du volume initial. Elle entraîne une nette baisse de la résistance en traction et du module de déformation du béton et une faible baisse de la résistance en compression du béton. Elle peut même provoquer la rupture des armatures de béton armé. Le tableau ci-après donne les pertes des caractéristiques mécaniques d'un béton libre de se déformer

Désignation	Gonflement libre en %			
	0,5	1,0	2,5	5,0
Résistance en compression	0,95	0,80	0,60	0,60
Résistance en traction	0,85	0,75	0,55	0,40
Module de déformation	1,00	0,70	0,50	0,35

Tableau n° 5 pertes des caractéristiques mécaniques d'un béton

Les réactions de gonflement interne sur les ouvrages provoquent **des gonflements plus faibles** que les valeurs citées juste au-dessus ce qui n'empêche pas les dommages. Elles peuvent être classées comme suit :

- assez faible si le gonflement atteint 0,1% ;
- moyenne si le gonflement atteint 0,3% ;
- assez forte si le gonflement atteint 0,5% ;

Pourquoi la plupart des ouvrages touchés ont-ils été construits après l'année 1970 ?

- **En ce qui concerne les granulats**, l'épuisement des ballastières, la règles de protection de l'environnement ont conduit à utiliser les roches massives concassées plus susceptibles d'être potentiellement réactives.
- **En ce qui concerne les ciments**, la crise pétrolière de 1973 et la recherche des économies d'énergie ont conduit à modifier les processus d'élaboration des ciments (abandon de la voie humide) ce qui a pu entraîner une augmentation sensible des teneurs en alcalins.

1.4.1.2 Symptômes de l'alcali-réaction

Certaines parties d'une structure sont plus sensibles au développement de l'alcali-réaction. Il s'agit des parties exposées aux intempéries et aux écoulements d'eau, en contact avec un remblai humide, etc. Il est possible de citer par exemple :

- les murs de soutènement ;
- les pieds des piles ;
- les chevêtres d'appui ;
- les corniches ;
- les abouts des tabliers, etc.



Photo n° 9 : culée et tablier touchés par l'alcali-réaction (photo DP)

L'expansion due à l'alcali-réaction se manifeste par l'apparition d'un faïençage de la surface du béton avec des mailles de 10 à 50 mm de côté, une profondeur de fissuration de quelques centimètres et une ouverture des fissures de quelques dixièmes de millimètre. L'humidité souligne parfois ce faïençage.

Un réseau de fissures en mailles de 10 à 40 centimètres se superpose au faïençage. L'ouverture des fissures croît avec l'évolution du gonflement. Les fissures peuvent atteindre des ouvertures de quelques millimètres (augmentation annuelle de l'ouverture de 0,05 à 0,5 mm) et leur profondeur plus de 10 centimètres. Dans le cas des pièces faiblement armées, les fissures peuvent devenir traversantes et découper l'élément de béton armé en blocs juxtaposés semblables à une maçonnerie de pierres sèches. L'humidité peut également souligner le réseau des fissures.

Dans le cas d'un poteau ou d'une poutre précontrainte les fissures s'orientent suivant la direction de la contrainte principale de compression.

Le gonflement peut entraîner un rejet des lèvres d'une fissure (décalage en plan).

La surface d'un béton atteint par l'alcali-réaction peut se décolorer et les fissures devenir jaunâtres voire se couvrir d'efflorescences et d'exsudations de calcite. De plus, peuvent apparaître des petits cratères d'un diamètre de 1 à 2 centimètres appelés « pop out ». Ces cratères sont dus au gonflement des granulats proches de la surface et qui font éclater celle-ci.

Attention : les désordres qui viennent d'être décrits ne sont pas toujours causés par l'alcali-réaction. En effet, les réactions sulfatiques internes RSI se manifestent par des symptômes très voisins. De même, le retrait de dessiccation et le gel-dégel produisent aussi des fissures. En outre, le gonflement dû à la corrosion d'une armature provoque une fissuration avec rejet des lèvres de la fissure....

Il faut donc être très prudent dans le diagnostic visuel et se reporter au manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art pour éviter une erreur de diagnostic.

1.4.1.3 confirmation du diagnostic visuel

La démarche pour confirmer une alcali-réaction peut passer par les étapes suivantes (se reporter au guide de l'IFSTTAR de 2003 qui donne toute la démarche) :

- rechercher dans le dossier la composition du béton (origine des granulats, teneur en alcalins des ciments, etc.) ce qui peut montrer que la formule présente des risques de réaction ;
- prélever des carottes d'une longueur supérieure à la profondeur des fissures pour atteindre la zone encore active ;
- rechercher la présence de gel autour des granulats ; appliquer la méthode LPC 36 de détection des gels par fluorescence à l'acétate d'uranyl ;
- terminer par l'observation au MEB (microscope électronique à balayage) de prélèvements réalisés dans les zones fluorescentes (en cas de non fluorescence, une RSI peut être suspectée et confirmée par une analyse minéralogique du béton durci ;
- une évaluation de l'expansion résiduelle peut être effectuée par un essai de gonflement accéléré (durée d'environ 6 mois).



Photo n° 10 : test à l'acétate d'uranyl (d'après un document de l'IFSTTAR)

1.4.1.4 Prévention de l'alcali-réaction

Se reporter aux « recommandation du ministère de l'équipement de 1994 » et dans les autres documents déjà cités avec en particulier le guide de 1996 sur la rédaction des pièces écrites de marché.

Les constructions sont classées en trois catégories :

- classe I les ouvrages provisoires (risque faible ou acceptable) ;
- classe II la plupart des bâtiments et des ouvrages de génie civil (risque peu tolérable) ;
- classe III les ouvrages exceptionnels voire stratégiques (risque inacceptable).

En fonction des classes d'environnement dans lequel se situe la future construction :

- sec ou peu humide ;
- humide ou présence d'eau ;
- humide avec risque de gel et utilisation de fondants ;
- milieu marin.

Un niveau de prévention est choisi :

- niveau a, pas de précaution particulière ;
- niveau b, six solutions peuvent être envisagées (granulats NR, bilan des alcalins, essai de gonflement satisfaisant, etc.) ;
- niveau c, utilisation de granulats nr, utilisation possible de granulats PRP dans certaines conditions voire utilisation de granulats PR après une étude poussée (essai de gonflement dit de performance)

1.4.2 La réaction sulfatique interne (RSI)

1.4.2.1 Généralités

Ce nouveau phénomène de dégradation par gonflement du béton est dû à la formation de composés sulfatés sans apport de sulfates d'origine extérieure au béton.

Cette maladie, plus récente que celle de l'alcali-réaction, ne concerne qu'un petit nombre d'ouvrages (une quinzaine). Contrairement à l'alcali-réaction, toutes les régions de France sont concernées ce qui veut dire que le facteur granulats ne joue donc pas le même rôle que dans l'alcali-réaction.

Des recherches ont été lancées pour essayer de déterminer les facteurs en cause et en tirer des recommandations pour éradiquer ces réactions. Des recommandations provisoires ont été établies par l'IFSTTAR même si tous les phénomènes en cause ne sont pas parfaitement établis.

Nota : ce problème a été rencontré par les préfabricants à cause de l'étuvage qui exacerbe la RSI. Malheureusement, il n'y a pas eu de retour d'informations vers les autres acteurs du BTP.

1.4.2.2 Causes et symptômes de la réaction sulfatique interne

1.4.2.2.1 Causes de la réaction sulfatique interne

L'ettringite est un produit nécessaire à l'hydratation d'un ciment portland. Elle régularise la prise en créant une couche plus ou moins imperméable autour des aluminates. C'est la raison pour laquelle du gypse broyé est ajouté au clinker lors de la fabrication des ciments.

Dans certains cas (en particulier, si la température pendant la prise et le durcissement est élevée), cette ettringite dite primaire ne se forme pas lors de l'hydratation du ciment. Les ions sulfates restent dissous dans la solution interstitielle du béton. Une fois le béton durci, ces ions sulfates peuvent réagir avec les aluminates pour conduire à la formation différée d'ettringite.

Cette ettringite se retrouve à la périphérie des granulats et est gonflante. Le gonflement créé par la RSI est nettement plus important que celui dû à l'AR. Il peut atteindre jusqu'à 1,5% du volume initial !



Photo n° 11 : ettringite pathogène sur un granulats (d'après un document de l'IFSTTAR)

Nota : certains constituants du béton peuvent aussi apporter des sulfates. Il en est ainsi de certains granulats qui contiennent des pyrites. Ces sulfates peuvent participer à la RSI. Toutefois, si la formation de l'ettringite primaire a bien lieu, de tels sulfates peuvent former de l'ettringite différée. Par exemple avec les pyrites, des petits cratères peuvent se former à la surface du béton (pops-out). De tels granulats sont incompatibles avec des parements de qualité ou des parements mis en peinture.

1.4.2.2.2 Symptômes de la réaction sulfatique interne

Le gonflement dû à la réaction sulfatique interne provoque des désordres très voisins de ceux dus à l'alcali-réaction :

- faïençage ;
- fissures en mailles ;
- coloration jaunâtre des parements, etc.



Photo n° 12 : réaction sulfatique interne sur un fût de pile (photo DDE 44)

A ceci s'ajoute la baisse du module de déformation du béton qui s'accompagne, à cause de l'importance des gonflements, d'une baisse de la résistance à la compression comme à la traction du béton.

1.4.2.3 Confirmation du diagnostic visuel

La démarche pour confirmer une réaction sulfatique interne passe par les mêmes étapes que celles appliquées pour confirmer une alcali-réaction d'autant que les deux phénomènes peuvent se superposer (se reporter au guide de l'IFSTTAR de 2003) :

- rechercher dans le dossier la composition du béton (origine des granulats, teneur en alcalins des ciments, etc.) ce qui peut montrer que la formule présente des risques de réaction (en particulier la température lors de la prise) ;
- prélever des carottes d'une longueur supérieure à la profondeur des fissures pour atteindre la zone encore active au moins une cinquantaine de centimètres ;
- appliquer la méthode LPC[°]36 de détection des gels par fluorescence à l'acétate d'uranyl ;
- terminer par l'observation au MEB de prélèvements réalisés dans les zones fluorescentes. En cas de non-fluorescence, une RSI peut être suspectée et confirmée par une analyse minéralogique du béton durci ;
- rechercher la présence d'ettringite comprimée autour des granulats au MEB ;
- une évaluation de l'expansion résiduelle peut être effectuée par un essai de gonflement accéléré (durée de 6 à 12 mois).

1.4.2.4 Prévention de la réaction sulfatique interne

Les recommandations provisoires de l'IFSTTAR de 2003 mettent en cause les facteurs suivants dans le développement de la RSI :

- une température de prise et de durcissement supérieure à 60 ou 70°C ;
- la nature des granulats (siliceux de type quartz) ;
- la teneur en C₃a ;
- les ions SO₃ ;
- les alcalins ;
- l'humidité.

Il est possible comme pour la prévention de l'alcali-réaction de définir trois niveaux de prévention A, B et C en fonction de la catégorie de l'ouvrage I, II et III et de son environnement. Ces précautions concernent les pièces massives coulées en place ² et les pièces préfabriquées étuvées. Les exigences à prescrire sont résumées ci-après :

Niveau de prévention	A	B	C
Solution n°1	Limiter la température maximale $T \leq 85^{\circ}\text{C}$ pour les ouvrages de catégorie II	Limiter la température maximale $T \leq 65^{\circ}\text{C}$	Limiter la température maximale $T \leq 65^{\circ}\text{C}$
Solution n°2	Sans objet	$65^{\circ}\text{C} \leq T \leq 85^{\circ}\text{C}$ + ciment ES avec teneur en + Na ₂ O _{eq} ≤ 3 kg/m ³	$65^{\circ}\text{C} \leq T \leq 75^{\circ}\text{C}$ + ciment ES avec teneur en + Na ₂ O _{eq} ≤ 3 kg/m ³
Solution n°3	Sans objet	Faire un essai de performance (durée 6 à 12 mois)	Faire un essai de performance (durée 6 à 12 mois)

Tableau n° 6 prévention de la RSI (d'après un document provisoire de l'IFSTTAR)

Remarque : pour les pièces préfabriquées soumises à un étuvage la norme NF EN 13369 relative aux produits structuraux préfabriqués donne également les exigences minimales à respecter pour éviter les risques de RSI.

La température que peut atteindre un béton pendant sa prise et son durcissement peut être modélisée (logiciel TEXTO de l'IFSTTAR) en fonction de la formule du béton, de la température extérieure, de la nature et de l'épaisseur des coffrages, etc. (ce logiciel peut avoir d'autres usages visé dans l'article sur les retraits thermiques).

Bien entendu, il faut également prendre d'autres précautions lors de la formulation du béton :

- utiliser des ciments à faible chaleur d'hydratation (éviter les classes r et le 52,5) ;
- limiter le dosage en ciment ;
- compenser par des additions minérales laitiers, cendres volantes silico-alumineuses, etc.

Remarque : les rôles du SO₃ et du C₃A ne sont pour le moment pas identifiés.

Bien entendu, il faut également prendre des précautions sur le chantier :

- imposer au marché des cadences de décoffrage raisonnables (au moins 24 heures pour éviter d'avoir à utiliser des ciments de type R nerveux) ³
- réduire la température des constituants (mise sous abri et arrosage) ;
- refroidir (glace) l'eau de gâchage ;

² Les grands ouvrages sont particulièrement concernés à cause de leurs dimensions géométriques (piles et culées, voussoirs sur piles et culées, hourdis inférieur à proximité des piles, etc.

³ Se reporter par exemple, « aux recommandations pour la maîtrise de la fissuration des dalles des ponts-mixtes acier-béton » du Sétra de 1995 et à l'article sur « le pont de Nevers » de la revue Travaux n°733 de juillet-août 1997.

- éviter les bétonnages par forte chaleur ;
- ne pas utiliser de coffrages isolés par temps chaud ;
- mettre en œuvre des systèmes de refroidissement (vaporisation d'eau sur les coffrages, mise en place d'écrans solaires, circulation d'eau dans des tubes, etc.) ;
- en cas de traitement thermique maîtriser les différents paramètres (voir le fascicule 65A par exemple).

1.5 Les effets des températures extrêmes

1.5.1 Les effets du gel

1.5.1.1 Les mécanismes de dégradation dus au gel

Le réseau des capillaires des bétons même âgés contient de l'eau interstitielle. Dès que la température du béton descend nettement en dessous de 0°C (-3 à -4°C) une partie de l'eau gèle et la glace ainsi formée s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% qui crée des pressions hydrauliques sur l'eau encore liquide des capillaires.

A ceci s'ajoutent les différences de concentrations en sels dissous puisque la glace est formée d'eau pure. Il y a donc **par effet d'osmose** une tendance à l'équilibre des concentrations entre l'eau autour de la glace formée et l'eau des capillaires plus éloignés. Des pressions dites osmotiques apparaissent.

Le cumul des pressions hydrauliques et osmotiques peut développer dans le béton des contraintes supérieures à sa résistance à la traction et celui-ci se fissure.

Les cycles de gel-dégel répétés provoquent deux sortes de dégradations :

Une dégradation progressive de la surface du béton sous l'effet des cycles de gel-dégel combinés aux fondants routiers (sels de déneigement ou de déverglaçage). Les sels qui se diffusent dans les pores de la peau du béton exercent des pressions osmotiques élevées entraînant **un phénomène d'écaillage**.

Une microfissuration puis une fissuration dans la masse du béton sous la forme d'un feuilletage parallèle aux parois exposées au gel. À terme, le béton perd totalement sa cohésion et il est entièrement détruit et les armatures de béton armé se dénudent. **Il s'agit du gel pur ou gel interne ;**



Photo n° 13 : écaillage sur une corniche (photo DP)

Remarque : l'application de fondants à titre curatif et non préventif accentue les phénomènes à cause des chocs thermiques ainsi créés.



Photo n° 14 : effet du gel interne sur un mur de soutènement à Pra-Loup (photo DP)



Photo n° 15 : gel du béton du hourdis du pont de La Neuville près de Reims (photo DP)

1.5.1.2 Prévention du gel interne et de l'écaillage

« Les recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » de l'IFSTTAR de décembre 2003 donnent toutes les solutions pour limiter les effets du gel et des fondants sur les différents bétons suivants : bétons traditionnels, bétons à haute performance, bétons à démoulage immédiat, bétons moulés sur site par machine à coffrage glissant, et bétons projetés.

Il est rappelé que les autres risques pathologiques (AR et RSI) doivent être pris en compte tenu des dosages importants en ciments exigés pour la résistance au gel sans oublier les exigences sur la qualité des parements

Parties d’ouvrages concernées :

- les corniches et bordures ;
- les contre-corniches et contre-bordures ;
- les longrines d’ancrage des dispositifs de retenue, des joints de dilatation ;
- les caniveaux ;
- les piles et les culées situées dans les zones de projection ou soumises à des coulures ;
- les tabliers uniquement **si le gel est sévère** ;
- les murs de soutènement ;
- les murs antibruit (sauf ceux en béton caverneux) ;
- les séparateurs en béton (GBA et DBA) ;
- les massifs d’ancrage des portiques, potences et hauts mâts, etc.

Il est rappelé l’importance des formes de pente pour éviter la stagnation des eaux et la nécessité d’un bon drainage pour les évacuer. Il faut également prévoir une chape d’étanchéité et des revêtements de protection (abouts des tabliers par exemple).

Zones à risque :

Les cartes suivantes donnent d’une part les zones de gel (voir NF EN 206-1 et FD P 18-326) et les zones de salage. Attention, il peut y avoir un facteur d’exposition (les mesures sont faites sous abri), des zones avec des microclimats, etc. Cependant, il ne faut pas imposer inutilement un béton G ou G + S là où ce n’est pas nécessaire !



Figure n° 8 : carte des risques de gel (d’après le guide IFSTTAR de décembre 2003)



Figure n° 9 : carte du salage routier (d’après le guide IFSTTAR de décembre 2003)

Choix du type de béton :

- **gel modéré :**
 - béton conforme aux textes en vigueur (Fascicule 65A du CCTG et norme NF EN 206-1) (gel modéré sans fondants routiers ou avec fondants et salage peu fréquent).
- **gel sévère :**
 - béton de type G (gel sévère sans fondants routiers ou avec fondants et salage peu fréquent) ;
 - béton de type G + S (gel sévère avec fondants routiers et salage fréquent ou très fréquent).

Pour la formulation des bétons

- il y a une solution de base qui impose le respect total des spécifications sur les constituants qui permet normalement d’obtenir un béton satisfaisant (facteur d’espace pour les bétons G et G + S et résistance à l’écaillage pour les bétons G + S) ;
- et une solution variante qui est plus aléatoire (voir le texte des recommandations).

Cas des bétons traditionnels :

Pour les autres bétons se reporter aux recommandations – Le présent document donne les principes retenus sans entrer dans tous les détails, exceptions ou aménagements des spécifications.

- **constituants :**
 - **granulats :**

Caractéristiques	Spécifications	
	Béton G	Béton G + S
Granulats	Caractéristiques de la catégorie A de la XP P 18-540 sauf le coefficient d’aplatissement qui peut être de la catégorie B	
Sable, friabilité (P 18-576)	FS ≤ 40	
Sable, propreté sur la fraction 0/2 mm limitée à 10% de fines (P 18-597)	Alluvionnaires et concassés PS ≥ 70 quelque soit la valeur de VB (valeur au bleu)	
Sable passant à 0,08 mm	≤ 10 e = 3	
Sable, module de finesse	LS ≤ 2,8 e = 0,6	
Gravillons, sensibilité au gel – absorption d’eau (P 18-554)	Pour chaque classe granulaire Ab ≤ 1,2%	
Gravillons D maxi	≤ 40 mm	≤ 31,5 mm

Tableau n° 7 : (d’après le guide IFSTTAR de décembre 2003)

○ Ciments

Caractéristiques	Spécifications	
	Béton G	Béton G + S
Type et classe	CEMI ou CEM II / A et B Sauf cendres volantes (les imbrûlés piègent l'air occlus du béton) 42,5 N ou 42,5 R 52,5 N ou 52,5 R (les ciments R sont déconseillés car exothermiques)	CEMI PM ou ES ou CEM II / A (S, D) PM ou ES 42,5 N ou 42,5 R 52,5 N ou 52,5 R (les ciments R sont déconseillés car exothermiques)
Dosage minimal pour un béton pour BA ou BP O/20 (diamètre maximal des granulats 20 mm). Si D ≠ 20 mm ajouter ou réduire le dosage comme indiqué dans le fascicule 65A	385 kg/m ³ substitution partielle en ciment possible	385 kg/m ³

Tableau n° 8 : (d'après le guide IFSTTAR de décembre 2003)

Remarque : des ciments non PM ou ES peuvent être utilisés si les sels de déneigement sont de la classe A ou ceux de la classe B est inférieure à 3% (attention à la maîtrise dans le temps de cette exigence !).

○ Autres constituants : (voir les recommandations)

- * additions pour correction granulométrique des sables, addition au ciment et substitution partielle au ciment ;
- * eau de gâchage ;
- * adjuvants en particulier l'entraîneur d'air obligatoire. ⁴

• Caractéristiques et spécifications exigées de la formule du béton

Caractéristiques	Spécifications	
	Béton G	Béton G + S
Rapport E/C (E = eau efficace et C = ciment ou liant composé pour béton G)	≤ 0,50	≤ 0,45
Résistance en compression f_{c28} (MPa)	≥ 30 MPa	≥ 35 MPa
Facteur d'espacement \bar{L} norme ASTM C 457		
* Étude et convenance	≤ 250 μm	≤ 200 μm
* Contrôle (exécution)	≤ 300 μm	≤ 250 μm
Écaillage norme XP P 18-420		
* Étude et convenance	Sans objet	≤ 600g/m ²
* Contrôle (exécution)	Sans objet	≤ 750 g/m ²

Tableau n° 9 : (d'après le guide IFSTTAR de décembre 2003)

Une quantité d'air de 4% incorporée dans un béton G et G + S n'est pas suffisante pour lui assurer une bonne résistance au gel, il faut que les bulles soient correctement réparties (respect du facteur d'espacement).

Remarque : en cas de dépassement du facteur d'espacement au cours de l'épreuve d'étude il est alors possible d'avoir recours à un essai de performance de 300 cycles gel-dégel respectant le carré des fréquences de résonance ≥ 75 (effet de la fissuration avec un allongement relatif ne dépassant pas 400 μm pour un béton G et 350 μm pour un béton G + S).



Photo n° 16 : résultat d'un essai d'écaillage (photo LRPC)

1.5.2 Les effets d'un incendie

1.5.2.1 Les mécanismes de dégradation dus à un incendie

Ces dernières années des incendies dramatiques ont montré que les règles sur la sécurité dans les tranchées couvertes et les tunnels étaient à revoir et ont montré qu'un incendie pouvait provoquer de graves désordres aux bétons.

⁴ Pour les BHP, il est normalement possible si la résistance du béton dépasse 80MPa de supprimer l'entraîneur d'air (consulter le laboratoire).

Quelques incendies récents :

- tunnel sous la Manche 18 novembre 1996 ;
- tunnel du Mont-Blanc 24 mars 1999 ;
- tunnel en Autriche 1999 ;
- funiculaire de Kaprun en Autriche novembre 2000 ;
- encorbellement et mur de l'autoroute A 6 B dans la nuit du 24 au 25 octobre 2004 ;
- tunnel du Fréjus en Savoie le samedi 4 juin 2005 ;

Lors d'un incendie, l'eau interstitielle se transforme en vapeur et si cette vapeur ne peut s'échapper assez rapidement, la pression de vapeur devient supérieure à la résistance à la traction du béton ce provoque une sorte d'écaillage de ce dernier.

Cet écaillage progresse vers le cœur du matériau tant que l'incendie n'est pas maîtrisé et tant que la température du béton reste élevée.

Plus le béton à une perméabilité et une porosité réduites, plus les destructions sont importantes. Par exemple, lors de l'incendie du tunnel sous la Manche, dans la zone du sinistre, les voussoirs de 60 cm d'épaisseur en BHP 60 ont été totalement détruits.

Lors d'une expertise après incendie, il est possible de mesurer la profondeur d'action de l'incendie (épaisseur de béton endommagée à supprimer avant reconstitution) en déterminant la masse volumique du béton sur des prélèvements par exemple par carottage.



Photo n° 17 béton après un incendie

Nota : il faut également se préoccuper de l'effet de l'incendie sur les armatures de béton armé en particulier s'il s'agit d'aciers doux écrouis par traction et torsion ou par torsion seule. En effet, une température forte peut recuire les aciers avec une forte chute de leur limite élastique.

A ceci s'ajoute la désorganisation du béton par la chaleur. L'élévation de température dans un béton soumis à un incendie monte rapidement. Par exemple à 5 cm du parement du talon d'une poutre :

- temps $t = 30\text{mn}$ température = 150°C ;
- temps $t = 2\text{ h}$ température = 600°C ;
- temps $t = 4\text{h}$ température = 850°C ;

Dès que la température du béton atteint :

- 110°C , les hydrates de la pâte de ciment commencent à se décomposer ;
- à 573°C , la température de fusion du quartz est atteinte ;
- à 800°C , le carbonate de chaux (CaCO_3) se décarbonate avec libération de chaux vive, les granulats calcaires perdent une partie de leur cohésion, etc.

Le module d'Young est réduit à 35% de sa valeur d'origine.

1.5.2.2 Prévention des risques liés à l'incendie

Il existe des règles pour les ouvrages de bâtiment qui peuvent être étendues dans certains cas aux ouvrages d'art comme les tranchées couvertes et les tunnels. Les Eurocodes donnent également des règles.

Exemples de besoins de protections :

- protection du renforcement par précontrainte extérieure de la traverse supérieure d'une tranchée couverte ;
- protection de la précontrainte d'un pont à précontrainte extradossée.

Une solution a été trouvée pour améliorer le comportement des BHP vis-à-vis de l'incendie. L'incorporation de fibres de polypropylène dans le béton qui fondent lors d'un incendie ce qui permet de créer des cheminements pour la vapeur et ainsi réduire les pressions internes.

1.5.3 Les chocs thermiques (voir ci-devant l'écaillage)

Les variations thermiques de surface sous l'action du soleil, qui chauffe et de la pluie, qui refroidit brutalement, provoquent des déformations de la peau du béton et la fissuration de celle-ci. Ces phénomènes sont accentués sur les surfaces de couleurs foncées.

La photo ci-après montre le cas d'un bâtiment à Cachan dont l'enduit est fortement fissuré.

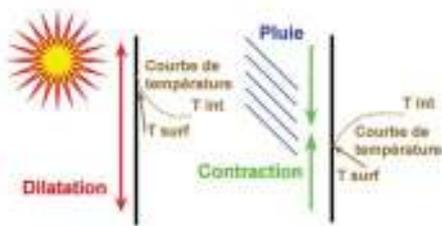


Figure n° 10 : effets du soleil et de la pluie



Photo n° 18 fissuration d'un mur de couleur foncée (photo DP)

L'orientation des différentes faces d'une structure joue également. Les faces exposées au sud et à l'ouest risquent davantage les désordres que les autres.

Les deux photos suivantes montrent deux faces opposées d'un réservoir en Gironde.



Photo n° 19 : face nord d'un réservoir
(photo DP)

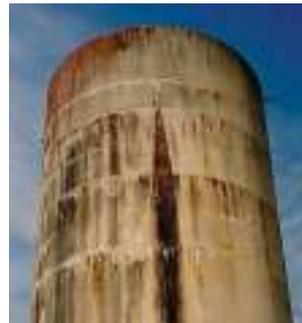


Photo n° 20 : fac sud-ouest d'un réservoir
(photo DP)

Remarque :

L'écaillage étudié dans la partie gel résulte également de chocs thermiques.

1.6 LES RETRAITS

Dans la profession pour expliquer les fissures qui apparaissent spontanément, on accuse très souvent "le retrait". Or, ces fissures peuvent avoir cinq origines différentes et se produire pendant toute la durée de vie de la structure, savoir :

- les cassures du béton frais ;
- les effets des gradients thermiques ;
- les effets du retrait endogène ;
- les effets dus au retrait au jeune âge ;
- les effets dus au retrait à long terme.

1.6.1 Les cassures du béton frais

Ces fissures apparaissent lors de la prise du béton. Elles ne doivent pas être confondues avec la déformation d'un coffrage ou le tassement d'un cintre.

Elles sont également désignées sous le terme de « fissures de ressuage ».

Remarque :

Il peut se produire un phénomène analogue à la jonction de deux bétons dans la masse de la pièce ce qui entraîne des vides et des défauts d'adhérence des armatures. Dans ce cas, le béton n'est pas suffisamment plastique et se met mal en place dans les coffrages.

Ces fissures sont dues à une ségrégation du béton qui continue à se produire après la mise en place du béton et pendant le début de son durcissement. Le béton tasse et se fissure au droit des lits d'armatures qui forment des points durs. Elles s'accompagnent d'une décohésion des armatures (vide sous la génératrice inférieure des barres).

Parmi les causes figure une composition du béton pas assez pleine, un excès d'eau, une vibration trop importante, etc.

Dans un tel cas, il faut attendre le début de prise du béton pour « resurfer » et fermer les fissures. Le début de prise correspondant au moment où la surface du béton change de teinte c'est à dire lorsque le béton réabsorbe l'eau qui est remontée en surface. Une correction de la composition du béton avec un ajout de fines s'impose. La réalisation de bétons témoins sur le chantier permet de repérer un tel phénomène et de corriger le tir.

Cassures de béton frais

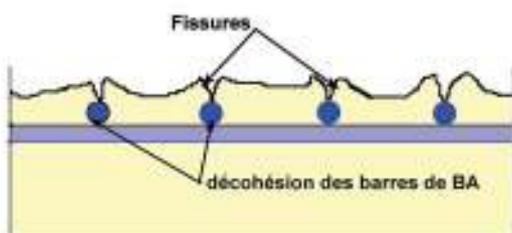


Figure n° 11 : cassures du béton frais



Photo n° 21 : cassure de béton frais sur un muret (photo DP)

1.6.2 Les effets des gradients thermiques (prise du béton)

Lorsqu'on coule des pièces épaisses ($b_0 \geq 0,50$ m à 0,60 m) ou des pièces dont l'épaisseur varie fortement (âme mince avec goussets), il est nécessaire de se préoccuper des gradients thermiques qui se développent durant la prise et le durcissement du béton. En effet, ces gradients thermiques peuvent entraîner la fissuration du béton à cause des redistributions d'efforts par déformations gênées. Les contraintes dues aux efforts extérieurs peuvent se cumuler aux contraintes des différents retraits.

Ces réactions exothermiques qui se produisent durant la prise du béton sont plus ou moins importantes suivant le type de ciment, les conditions atmosphériques, la température, l'ensoleillement, le vent, le calorifugeage des coffrages, le moment du décoffrage, la qualité de la cure, etc.

Par exemple, les massifs de fondation des pylônes du pont de Normandie sont restés à 60°C pendant près de trois semaines ! Les fissurations qui peuvent survenir s'expliquent simplement comme suit : La surface des pièces massives se refroidit plus rapidement que leur cœur et les parties minces plus rapidement que les parties épaisses. Il existe donc des déformations gênées qui peuvent provoquer la déformation des pièces et la fissuration du béton.

La fissuration devient systématique si les différences de température entre le cœur et la peau d'un élément de béton et/ou celles et entre la peau et l'atmosphère dépassent environ 20°C.



Photo n° 22 : fissuration due à des retraits thermiques à la surface d'un béton B 60 (photo DP)

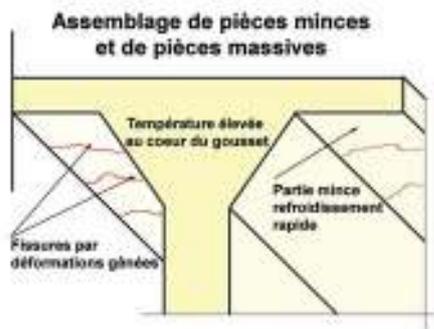


Figure n° 12 : fissures dans les parties minces

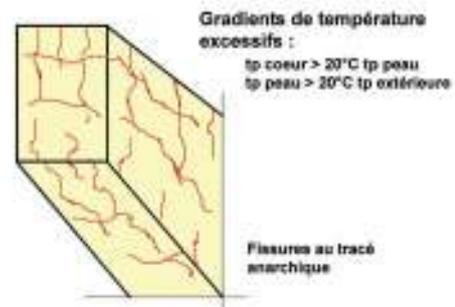


Figure n° 13 : fissures à la surface d'un chevêtre

Les contraintes qui se développent provoquent également des déformations qui peuvent créer des risques de fissures.

Par exemple, lorsque la pièce de béton après une 1^{ère} phase de bétonnage devient autoportante et ne repose plus ou presque sur son cintre et que l'on vient couler un béton de 2^{ème} phase qui la met en charge ce qui n'est pas prévu par la note de calculs (un tel cas s'est produit lors de la construction des voussoirs du tablier du pont sur l'Iroise. Des barres de précontrainte longitudinales ont dû être mise en place pour comprimer la partie supérieure de l'âme du voussoir).

Les déformations thermiques peuvent aussi provoquer la déconjugaison (« la mise en banane ») de pièces coulées l'une contre l'autre pour être à joints conjugués.

La chaleur dégagée par béton de l'élément en fabrication se transmet différenciellement à l'élément qui sert de contre-moule lequel se déforme. L'élément en fabrication s'adapte à la courbure mais au refroidissement les deux éléments ne sont plus conjugués car le voussoir contre-moule retrouve sa forme initiale (un tel cas s'est produit lors de la réalisation des voussoirs préfabriqués du viaduc de Saint-Cloud. Le défaut de conjugaison au niveau des hourdis inférieurs et supérieurs a entraîné – effet de point dur - une mauvaise répartition de la précontrainte longitudinale. Le pianotage du hourdis supérieur au passage des charges a rendu nécessaire une lourde réparation).

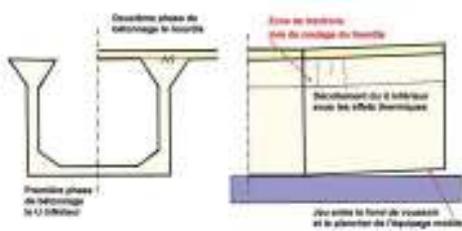


Figure n° 14 : explication des fissures constatées lors de la construction du pont de l'Iroise

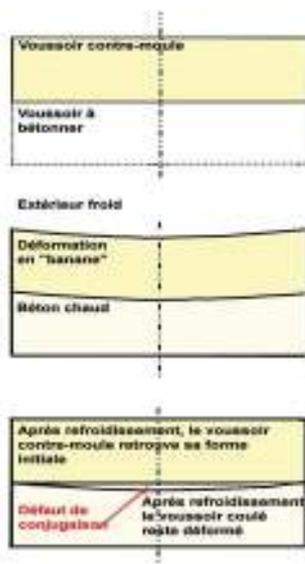


Figure n° 15 : causes de la déconjugaison des voussoirs préfabriqués du viaduc de Saint-Cloud

Les déformations gênées peuvent provoquer des fissurations au droit des reprises de bétonnage d'éléments coulés en plusieurs phases :

- c'est le cas dans les piles de grande hauteur coulées avec un coffrage auto grimpant. Le béton durci et refroidi de la levée inférieure empêche le raccourcissement du béton de la levée supérieure qui se refroidit. Des fissures perpendiculaires à la reprise de bétonnage apparaissent ;
- c'est le cas des ponts-dalles coulés par tronçons successifs où le même phénomène que dans les piles se produit.

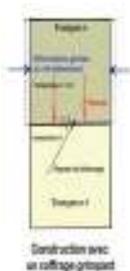


Figure n° 16 : causes des fissures entre les levées d'un fût de pile



Figure n° 17 : fissures au niveau de la reprise de bétonnage d'un pont-dalle

Rappel très important : *

L'élévation de température au cœur du béton lors de sa prise et de son durcissement a entraîné sur plusieurs ouvrages des réactions sulfatiques internes (RSI). Se reporter à l'article sur ce sujet développé ci-avant.

Remèdes : ⁵

Le recours à un logiciel de calcul des champs de température sous les retraits thermique mais aussi sous le retrait endogène (voir l'article suivant). Par exemple, le logiciel TEXO de l'IFSTTAR permet de déterminer les gradients de température qui se développeront dans le béton. Il doit utiliser les résultats de mesures exothermiques effectuées sur des éprouvettes du béton à mettre en œuvre qui sont placées dans une enceinte adiabatique pour mesurer le dégagement de chaleur dû à la prise. Il faut également tenir compte de l'isolation des coffrages, des conditions thermiques extérieures du chantier, etc. Ensuite, le logiciel MEXO permettra de s'assurer que les contraintes de tractions dans l'élément resteront limitées.

Sur le chantier, le recours à la **maturométrie** permettra de contrôler en permanence la température du béton au cours de sa prise et de son durcissement et également de savoir si la résistance nécessaire au décoffrage est bien atteinte.

L'utilisation des logiciels et de la maturométrie permet aussi de définir par temps froid s'il faut chauffer le béton et calorifuger les coffrages voire chauffer l'ossature si elle est métallique.

Photo n° 23 : maturométrie lors du coulage de la dalle du tablier d'un pont mixte (photo DP)



⁵ Rappel : se reporter par exemple, « aux recommandations pour la maîtrise de la fissuration des dalles des ponts-mixtes acier-béton » du Sétra de 1995 et à l'article sur « le pont de Nevers » de la revue Travaux n°733 de juillet-août 1997.

1.6.3 Les effets du retrait endogène

Pendant la prise et le durcissement du béton, (pendant une période 30 jours environ après le coulage), la pâte du mortier subit une diminution de volume (cette contraction a été mise en évidence au XIX^e siècle dernier par Le Châtelier 1850-1936). C'est le retrait endogène.

$$\frac{\Delta l}{l} = 1 \times 10^{-4} \text{ béton classique} \qquad \frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-4} \text{ béton HP}$$

Les effets de ce retrait se superposent aux effets du retrait thermique.

1.6.4 Les effets du retrait au jeune âge du béton

Pendant les premiers jours le retrait de dessiccation au jeune âge est important en l'absence de cure soignée. Il provoque la mise en traction de la peau du béton d'autant qu'il se combine aux effets du retrait thermique et du retrait endogène. Si les tractions qu'ils développent deviennent plus grandes que la résistance du béton à "J" jours, la fissuration se développe.

Il est donc indispensable de prévoir la cure du béton (se reporter au fascicule 65A du CCTG qui donne les types de cures et leur durée en fonction des conditions météorologiques sur le chantier). Il est à noter que si la cure réduit la vitesse de montée en résistance du béton, elle réduit la perméabilité de peau du béton et augmente donc la résistance du béton vis-à-vis de la pénétration des agents agressifs.

1.6.5 Les fissures par retrait à long terme

La peau du béton perd progressivement son eau interstitielle sur une profondeur d'une dizaine de centimètres. Cette peau se trouve donc soumise à des tractions et ce même dans les parties comprimées comme une pile (Se reporter aux travaux de libération de contraintes effectués sur les piles du viaduc du Charmeix en Savoie).

Ces tractions doivent être maîtrisées par un ferrailage de peau même dans les parties comprimées (cf. Eurocodes).

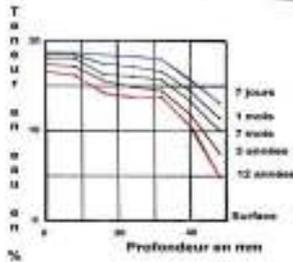


Figure n° 18 : dessiccation de la peau d'une pièce en béton (d'après un document de l'IFSTTAR)

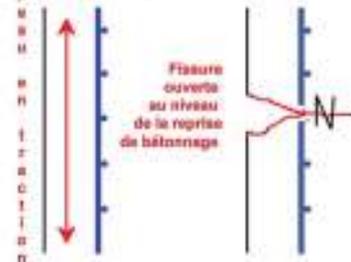


Figure n° 19 : rôle des aciers de peau

En outre, la valeur de retrait peut n'être pas la même entre les différentes parties d'une pièce en béton (sections plus ou moins importantes et ferrailages plus ou moins denses). Il se crée alors des phénomènes de retraits différentiels qui provoquent la fissuration des parties les moins ferrillées (leur retrait est plus important et il est gêné par la présence des parties les plus ferrillées dont le retrait est bloqué par les armatures).

Par exemple, c'est le phénomène qui provoque la fissuration des âmes des poutres des tabliers en béton armé qui n'ont pas d'armatures de peau longitudinales.

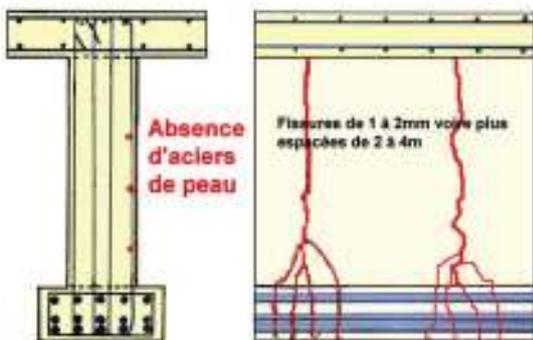


Figure n° 20 : conséquences d'une absence d'aciers de peau

Photo n° 24 : fissure due à un manque d'aciers de peau au pont de Saint-Romain des Iles (photo DP)



2 LES PATHOLOGIES DES MÉTAUX

2.1 GÉNÉRALITÉS

Le minerai (oxyde) constitue l'état stable de tout métal à l'exception de l'or et du platine. Les métaux au contact de l'atmosphère, des eaux, des agents agressifs s'altèrent pour retrouver leur état stable de minerai.

Dans le génie civil sont surtout utilisés les métaux ferreux sous forme surtout d'aciers non alliés traités ou non thermiquement et parfois d'aciers alliés (par exemple, les aciers dits inoxydables) mais aussi le zinc, le plomb et certains alliages par exemple d'aluminium.

La cohésion d'un matériau métallique est due à des électrons libres qui cimentent les atomes ionisés qui constituent le solide. Les atomes qui constituent le matériau perdent donc quelques électrons (un à trois) qui sont mis en commun.

2.2 LES MÉCANISMES DE LA CORROSION DES MATÉRIAUX MÉTALLIQUES

2.2.1 La corrosion chimique

La corrosion chimique dite « sèche » résulte d'une réaction chimique qui peut avoir lieu au-dessus du point de rosée. Cette réaction d'oxydation peut avoir lieu avec des vapeurs de certains gaz, l'oxygène (O₂), l'anhydride sulfureux (SO₂), etc.

Tous les matériaux ne s'oxydent pas facilement. Pour certains métaux comme l'aluminium, la première couche d'oxydes protège le métal.

Ce type de corrosion est rare. Le plus souvent la corrosion est électrochimique.

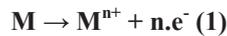
2.2.2 La corrosion électrochimique

Cette forme de corrosion combine une action chimique et une action électrique. Elle se développe soit parce que le métal est immergé dans un liquide soit parce qu'il se trouve dans une atmosphère humide.

Le liquide forme le milieu conducteur ou électrolyte. Tous les matériaux métalliques à la température ambiante se corrodent en présence d'eau même si d'autres facteurs peuvent jouer (présence de micro-organismes tels que certaines bactéries).

Il y a création d'une pile entre le métal (pur) qui sert d'anode et une impureté (la calamine par exemple) qui sert de cathode.

Lorsque la pile fonctionne, la réaction suivante de produit :



Les atomes de métal M perdent des électrons et deviennent des ions qui passent dans la solution. Les électrons libérés restent dans le métal et se dirigent vers la cathode. Cette première réaction est dite « anodique ou d'oxydation ».

Le système métal électrolyte devant rester en équilibre d'autres réactions doivent se développer à la même vitesse pour consommer les électrons libérés. Ces réactions sont dites « cathodiques ou de réduction ». Le plus souvent, une ou l'autre des réactions suivantes se produit (en général, c'est la réaction (2b) qui se développe) :

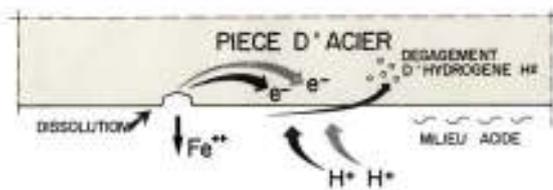
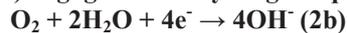
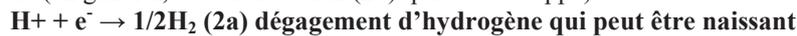


Figure n° 21 : corrosion en milieu acide

Les produits des réactions (1) et (2) qui sont dans l'électrolyte se combinent entre eux pour former un hydroxyde :

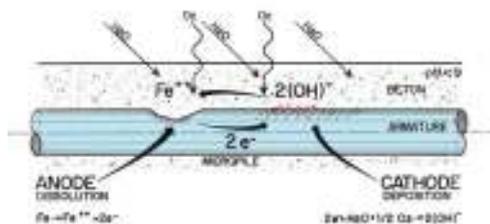
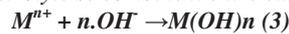


Figure n° 22 : réaction en milieu non acide

Cet hydroxyde précipite sur le métal pour former une couche plus ou moins imperméable. Si cette couche est imperméable, dès qu'elle se forme, elle bloque la réaction. On dit alors qu'il y a passivation du métal. La réaction (3) est dite de recouvrement (anciennement dite de passivation). On utilise les termes de polarisation anodique ou cathodique suivant que le dépôt, qui bloque la réaction, se forme sur l'anode ou la cathode. Ultérieurement si la couche passivante est détruite la corrosion se développe.

2.2.3 Notion de potentiel

Une étude thermodynamique permet de relier le champ électrique variable produit par l'arrachement d'un ion métal, auquel est associé un potentiel électrique E (potentiel d'électrode), avec la teneur en ions hydrogène exprimée sous forme de pH ($\text{pH} = \text{colog}[\text{H}^+]$). La formule lorsque la pression et la température sont constantes est la suivante :

$$E = E_0 - a \cdot \text{pH}$$

Expression dans laquelle « a » est une constante positive et E_0 est appelé le potentiel normal. Ce potentiel normal correspond au potentiel d'équilibre du métal plongé dans une solution d'un de ses sels.

Si on prend la référence de l'électrode normale à l'hydrogène, cela permet d'obtenir le tableau suivant des potentiels des différents métaux. La liste donne la classification de la résistance à la corrosion des métaux suivant leur potentiel normal :

Métal	Potentiel
Magnésium	$\text{Mg}/\text{Mg}^{++} = -2,270$
Béryllium	
Aluminium	$\text{Al}/\text{Al}^{+++} = -1,760$
Manganèse	
Zinc	$\text{Zn}/\text{Zn}^{++} = -0,760$
Chrome	$\text{Cr}/\text{Cr}^{++} = -0,740$
Fer (Fe^{++})	$\text{Fe}/\text{Fe}^{++} = -0,440$
Cadmium	
Cobalt	
Nickel	$\text{Ni}/\text{Ni}^{++} = -0,230$
Étain	
Plomb (Pb^{2+})	
Fer (Fe^{3+})	
Hydrogène	0
Antimoine	
Calamine	+0,300
Arsenic	
Cuivre	$\text{Cu}/\text{Cu}^{++} = +0,345$
Mercure	
Argent	$\text{Ag}/\text{Ag}^+ = +0,800$
Plomb (Pb^{4+})	
Platine	
Or	$\text{Au}/\text{Au}^{+++} = +1,500$

Tableau n° 10 tableau des potentiels des différents métaux

Conclusions :

- plus un métal a un potentiel élevé plus il est stable donc mieux il résiste à la corrosion ;
- le couplage de deux métaux aux potentiels différents va provoquer le passage d'un courant. Le métal le moins noble sera dissout et le plus noble sera protégé. Apparaît ici le principe de la protection cathodique par anode soluble ;
- il est possible de mesurer le potentiel d'un métal dans différents électrolytes (l'eau, l'eau de mer par exemple). Une électrode de référence (au cuivre-sulfate de cuivre ou à l'argent-chlorure d'argent) est placée près du solide métallique immergé et la différence de potentiel entre le solide et l'électrode donne la valeur de E ;
- la loi E fonction du pH permet de tracer les diagrammes théoriques de corrosion. Ces diagrammes ont été établis par le professeur POURBAIX pour une température de 25°C (la température comme la pression agissent sur la corrosion). Ces graphiques indiquent les domaines où une réaction peut se produire, ceux où il y a immunité (pas de réaction possible) et ceux où il y a passivation (la réaction peut se produire dans certaines conditions). Lorsqu'une réaction peut avoir lieu, le diagramme de Pourbaix ne donne aucune indication sur la réalité de la corrosion et sa vitesse.

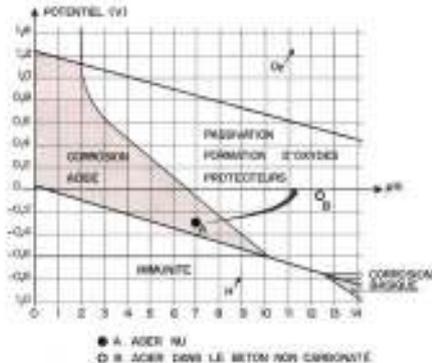
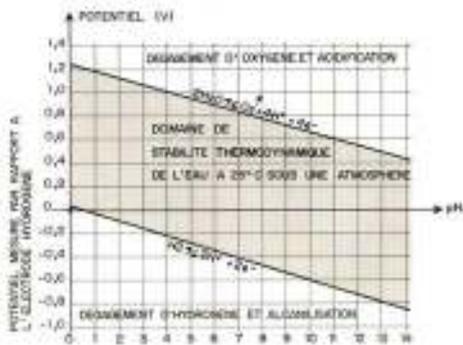


Figure n° 23 : diagramme de Pourbaix relatif à l'eau Figure n° 24 : diagramme de Pourbaix du fer dans l'eau

La présence d'ions Cl modifie le diagramme. Les diagrammes des autres métaux sont différents de celui du fer.

Le diagramme de l'eau établit pour une pression égale à une atmosphère montre une zone entre « les droites a et b » où l'eau reste stable si un métal (ici le fer) est plongé dans cette eau à un potentiel E compris entre les deux droites. Il est possible de distinguer trois zones :

- une zone d'immunité (en abaissant le potentiel), le fer devient cathode il n'y a plus de corrosion. Cette protection cathodique peut être obtenue par une source de courant continue soit par couplage du métal avec un autre plus électro-négatif (en général le zinc) ;

- une zone de recouvrement (passivation) où le fer se recouvre d'oxydes stables plus ou moins protecteurs ;
- les zones de corrosion acide (pH faible) ou basique (pH élevé).

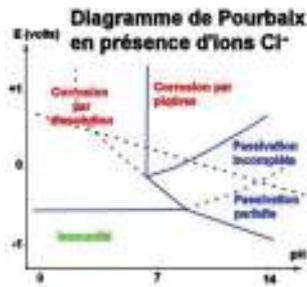


Figure n° 25 : diagramme de Pourbaix avec ions Cl-

2.2.4 Les différentes formes de corrosion

Il est possible de distinguer plusieurs formes de corrosion à savoir :

- la corrosion généralisée ;
- la corrosion localisée ;
- les corrosions préférentielles ;
- la corrosion sous contrainte.

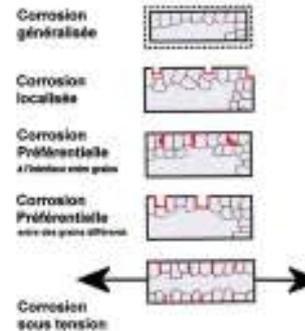


Figure n° 26 : différentes formes de corrosions

2.2.4.1 La corrosion généralisée

Dans ce cas, le métal se dissout d'une façon uniforme en tous les points. Le milieu doit être d'une façon uniforme humide et aéré.

Photo n° 25 : corrosion des supports de la couverture de A6B démontée depuis (photo LRPC)



2.2.4.2 La corrosion localisée (corrosion par piqûres et corrosion caverneuse)

Dans ce cas, le métal se dissout en des points particuliers. Il se forme en premier des piqûres puis des cuvettes. Si les points de corrosion sont très nombreux cette corrosion se transforme en corrosion généralisée.

Par exemple, les gouttes d'eau dues à la condensation provoquent une amorce de piqûre en formant une pile d'aération différentielle (voir l'article suivant) ;

Exemples de cas de corrosion localisée :

- premier exemple, un métal largement recouvert de calamine subit ce type de corrosion. Les parties calaminées créent des cathodes et les parties décalaminées forment des anodes ;
- second exemple, une peinture très adhérente mais poreuse ;
- troisième exemple, le chlore (fondants routiers, etc.), l'iode, le brome, le fluor provoquent ce type de corrosion ;
- dernier exemple, dans un élément de béton armé avec des fissures ouvertes, la corrosion va en premier se développer au droit des fissures.

La corrosion localisée peut concerner des zones particulières d'un objet métallique dont les caractéristiques mécaniques sont différentes. Par exemple, du fait de leur mode de fabrication, la tête et la pointe d'un clou sont écrouies alors que le corps ne l'est pas.



Figure n° 27 : la zone calaminée forme la cathode

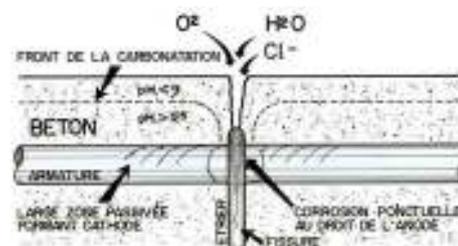


Figure n° 28 : concentration de la corrosion au droit d'une fissure

Remarque : si la fissure reste fine, les dépôts de corrosion bouchent la fissure ce qui arrête la corrosion provisoirement.

La corrosion par piqûres peut continuer à se développer vers l'intérieur du métal. Il s'agit alors d'une corrosion caverneuse. Cette corrosion est due à la pile d'aération différentielle qui se forme entre le fond de la caverne peu aérée et la surface du métal qui baigne dans l'électrolyte (voir dans la suite du texte la description d'une pile d'aération différentielle). Les métaux ferreux sont sensibles à ce type de corrosion mais également les aciers inoxydables.

Par exemple, un morceau d'acier inoxydable présentant une blessure de sa couche de protection est placé dans de l'eau de mer bien aérée. L'oxygène est absorbé par le défaut, il se crée donc une aire anodique alors que le reste de la surface de l'élément devient une cathode. Une différence de potentiel d'environ 0,6V apparaît. Les chlorures qui se forment (FeCl_2 , NiCl_2 et CrCl_3) tombent au fond ce qui augmente l'activité de la pile.



Photo n° 26 : corrosion localisée (piqûres) au pont de La Neuville (photo DP)

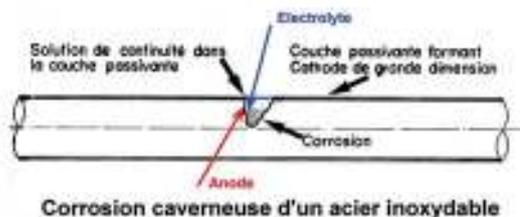


Figure n° 29 : mécanisme de la corrosion caverneuse

2.2.4.3 Les corrosions préférentielles

Les métaux sont constitués de cristaux différents (par exemple, dans un acier non allié, il est possible de trouver de la ferrite, de la perlite, de la cémentite, des impuretés).

Par exemple, la corrosion peut se produire entre les grains qui forment les cathodes et les joints entre les grains qui forment les anodes. Cette corrosion est dite intergranulaire.

La corrosion peut également concerner certains grains qui jouent le rôle d'anode de dissolution.

2.2.4.4 La corrosion sous tension

Dans de nombreux métaux dont la résistance mécanique a été relevée (c'est le cas des aciers à haute-résistance tels que les boulons à serrage contrôlé, les barres de précontrainte et les câbles de précontrainte), lorsqu'ils sont fortement tendus et placés dans certains environnements (présence d'humidité, d'eau, de chlorures, etc.) commencent par se fissurer (première phase), les fissures se propagent lentement (deuxième phase) puis la rupture se produit brutalement lorsque la fissure atteint une dimension critique (troisième phase).

Le métal étant fortement tendu, les oxydes naturels de surface peuvent se fissurer mettant le métal localement à nu sans pouvoir se reformer dans l'environnement dans lequel il est placé. Des fissures alors s'amorcent.

Par exemple, un fil de précontrainte tendu placé dans un tube rempli à moitié d'eau distillée qui est mise en mouvement par une pompe (pile d'aération différentielle) se rompt rapidement.

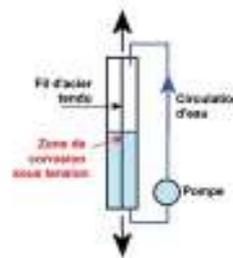


Figure n° 30 : principe du test des armatures de précontrainte vis-à-vis de la corrosion sous tension

2.3 LES FACTEURS DE CORROSION

2.3.1 Généralités

Pour qu'une corrosion se développe certaines conditions doivent être réunies :

- présence de deux métaux différents (corrosion dite galvanique ou bimétallique) ;
- présence d'impuretés sur un même métal (zones calaminées par exemple) ;
- existence d'une jonction électrique entre les métaux (contact par exemple) ;
- présence d'un électrolyte ;
- présence d'oxygène (il est rappelé qu'il peut y avoir corrosion sans oxygène lorsqu'il y a formation d'hydrogène naissant).

Par exemple : Il y eu, il y a quelques années, sur une remontée mécanique des ruptures fragiles sous tension de la tête des vis de boulons à serrage contrôlé (HR) galvanisés. Ces boulons avaient été dégraissés à l'acide chlorhydrique et mal rincés. Les ions Cl ont amorcé une corrosion sous la couche de zinc et l'attaque du zinc a provoqué un dégagement d'hydrogène qui a provoqué des amorces de fissures.

D'autres paramètres peuvent faciliter la corrosion :

- l'atmosphère (à cause de l'humidité et de l'oxygène). Sous réserve que humidité atmosphérique soit suffisamment élevée ($H_r > 60$ à 65%). En dessous de cette valeur, la corrosion est quasiment nulle ;
- la pollution atmosphérique. Il est possible de classer les milieux (par exemple, pour le choix des peintures anticorrosion) comme suit :
 - rural,
 - urbain,
 - industriel,
 - maritime,
 - mixte (industriel et maritime par exemple) ;
- la présence dans l'air de l'anhydride sulfureux (SO_2) qui avec l'humidité donne de l'acide sulfurique et le gaz carbonique qui donne de l'acide carbonique ;
- l'eau de pluie qui apporte l'humidité et élimine la rouille qui peut ainsi se renouveler ;
- la condensation (température en dessous du point de rosée) ;
- le vent et les poussières qui provoquent une abrasion et de plus, certaines poussières peuvent contenir des agents agressifs (par exemple, les chlorures ou le sulfate d'ammonium). De plus, les poussières en se déposant sur un acier inoxydable vont empêcher l'oxygène d'arriver au contact du métal pour renouveler la couche protectrice ;
- le frottement (par exemple, le frottement entre les fils de torons de précontrainte [fretting corrosion] qui subissent des surtensions au droit d'une fissure active provoque l'usure des fils et des dépôts de corrosion). Il est à noter qu'il existe aussi « un fretting fatigue » ;
- la température, une augmentation de la température de $10^\circ C$ double la vitesse de corrosion si le métal se trouve dans les mêmes conditions d'humidité ;
- les eaux, douces, acides ou de mer en cas d'immersion. À proximité de la surface de l'eau l'oxygène est présent. Bien entendu, la corrosion est encore plus active dans la zone de marnage et est assez active au-dessus dans la zone émergée à cause des embruns ;
- les sols à cause de :
 - leur teneur en eau (humidité),
 - leur pH acide,
 - leur teneur en sels (chlorures par exemple),
 - leur résistivité,
 - leur nature (par exemple, tourbe, matières organiques... qui donnent des acides humiques),
 - la présence de courants vagabonds (cas des courants continus comme celui du métro parisien),
 - Les couches superficielles des terrains (non remaniés) qui contiennent des humus sont les plus agressives.

2.3.2 La corrosion bimétallique dite anciennement galvanique

L'article relation aux notions sur le potentiel explique les mécanismes de cette corrosion. Trempés dans un électrolyte, le métal le plus électro-négatif subit une dissolution au profit du métal le moins électro-négatif.

Par exemple, un défaut local de la couche de protection d'un acier galvanisé et qui met l'acier à nu joue le rôle d'une cathode de faible surface et le reste de la couche de zinc de très grande surface le rôle de l'anode. La pile sera faiblement active et la couche de Zinc en se sacrifiant protégera le métal sous-jacent.

Remarque :

Ne jamais utiliser une tôle galvanisée pour constituer le chéneau d'une corniche-caniveau. Les chlorures et les dépôts vont provoquer une rapide corrosion du métal sous-jacent (de l'ordre de 10 à 15 ans).

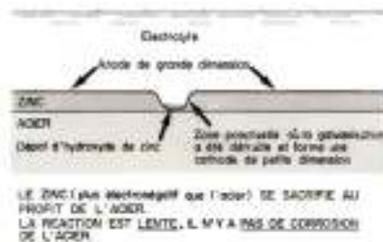


Figure n° 31 : la protection due à la galvanisation



Photo n° 27 : les limites de la galvanisation. Cas d'une corniche-caniveau âgée de moins de 20 ans (photo LRPC)

Autre exemple, un défaut local de la couche de protection d'un acier recouvert de plomb et qui met l'acier à nu joue le rôle d'une anode de faible dimension et le reste de la couche de plomb joue le rôle d'une cathode de grande dimension. La pile est très active et l'acier subit une forte corrosion de type par piqûre puis caverneuse.

Dernier exemple, pour réduire les coefficients de frottement des câbles de précontrainte, des gaines plombées ont été utilisées pendant une certaine période. Les ingénieurs avaient oublié, qu'en cas de venue d'eau, (extérieure par défaut d'étanchéité, nids de cailloux, etc. , ou interne par décantation du coulis), une pile pouvait se former entre la couche de plomb et l'acier des câbles plus électro-négatif que le plomb.

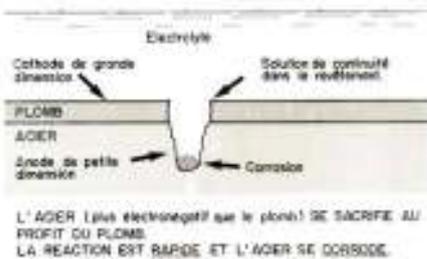


Figure n° 32 : corrosion d'un acier recouvert de plomb



Photo n° 28 : les gaines plombées d'un VIPP (photo LRPC)

2.3.3 La corrosion par aération différentielle

L'examen des phénomènes qui se développent lorsqu'on met une goutte d'eau à la surface d'un acier explique bien le mécanisme de la pile d'aération différentielle. Au séchage de la goutte, une piqûre apparaît au centre de l'emplacement de la goutte entourée d'une couronne de rouille.

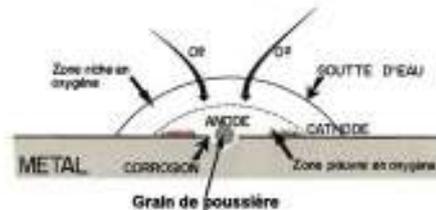


Figure n° 33 : corrosion par aération différentielle

Ce phénomène ou effet Evans s'énonce comme suit : « un métal placé dans un milieu oxydant prend un potentiel plus élevé que dans un milieu réducteur ».

Le métal dans la zone la plus aérée joue donc le rôle d'une cathode sans qu'il y ait corrosion et la partie centrale la moins aérée joue le rôle de l'anode de dissolution.

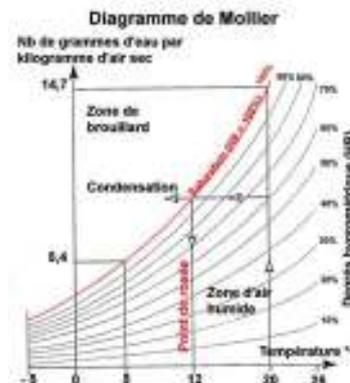
Ce phénomène de corrosion apparaît dans les cas suivants :

- ❑ lorsque la température d'un métal est en dessous du **point de rosée**, les gouttes de condensation qui apparaissent forment autant de piles d'aération différentielle. Les gouttelettes qui se déposent en cas de **brouillard** créent le même phénomène [ces gouttelettes se forment dans l'atmosphère autour d'un grain de poussière ce qui renforce la différence d'aération. De plus le grain peut être constitué par un produit agressif ou l'eau peut dissoudre un produit agressif. (c'est le cas **des embruns** en bord de mer)] ;
- ❑ à la limite d'immersion d'un métal dans un liquide, la partie de métal immergée en contact avec l'air est aérée et devient cathode. La corrosion se développe juste en dessous. On parle ici de « **point triple air, eau et métal** »,
- ❑ lorsqu'un élément métallique est scellé dans du béton (montant d'un garde-corps), on retrouve le **point triple** à cause de l'humidité du béton. L'activité de la pile est accrue souvent par la présence de produits agressifs comme les chlorures.

Principe de détermination du point de rosée :

D'après le graphique, un air ayant une humidité relative HR = 60% atteindra la saturation ou **point de rosée** (HR = 100%) lorsque sa température tombera à 12°C qui se traduira par l'apparition d'une condensation.

Figure n° 34 : détermination du point de rosée - condensation superficielle (d'après le Moniteur du 20 avril 2001)



Remarque :

Les zones les plus attaquées sont la zone de marnage et la zone émergée soumise aux vagues et également aux embruns. La zone constamment immergée est moins sensible aux attaques qui peuvent cependant se produire (eaux acides par exemple).



Photo n° 29 : corrosion due à la condensation (photo DP)

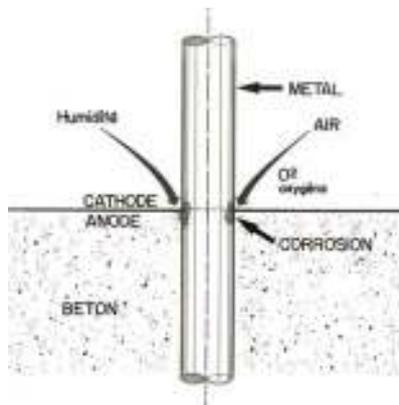


Figure n° 35 : exemple de point triple



Photo n° 30 : conséquences d'un point triple (photo DP)

2.3.4 La corrosion par les eaux

Les eaux peuvent :

- contenir des produits agressifs ;
- contenir des organismes vivants (des mollusques tels que les moules et les huîtres qui rejettent des produits agressifs et des bactéries) qui peuvent provoquer certaines corrossions ;
- subir des mouvements (écoulement, marnage) ce qui entraîne des modifications des conditions de corrosion. Par exemple, les phénomènes de cavitation (poche de gaz) provoquent la dissolution du métal ;
- avoir des concentrations en gaz ou en ions variables d'où des piles d'aération différentielle ;
- être à température élevée ce qui accroît leur agressivité (canalisations d'eau chaude) ;
- etc.

Remarque : Certaines bactéries réduisent les sulfates en sulfures et les ions S^{2-} détruisent la passivation.

2.3.5 La corrosion par les sols

Un sol contient de multiples couches :

1. couche formée par des débris végétaux en cours de transformation ;
2. couche riche en matières organiques et pauvre en argile, fer et alumine ;
3. couche contenant à la fois des matières organiques, de l'argile, du fer et de l'alumine ;
4. couche minérale (sables, graviers, etc.) ;
5. couche de roche.

Les trois couches supérieures (profondeur de l'ordre de 0,50 m parfois davantage dans une tourbière, une vasière) sont les plus agressives pour les métaux à cause de la présence d'acides humiques et de bactéries.

Les vases contiennent peu d'oxygène mais renferme des ions agressifs tels que S^{2-} et H^+ .

2.4 LA SENSIBILITÉ DES MÉTAUX DE CONSTRUCTION AUX CORROSIONS

2.4.1 Généralités

Les différents métaux utilisés dans la construction peuvent être plus ou moins sensibles à certaines formes de corrosion. Les métaux suivants vont être examinés :

- le fer et l'acier ;
- les aciers autopatinables ;
- les aciers inoxydables ;
- les fontes ;
- l'aluminium et les alliages d'aluminium ;
- le zinc ;

2.4.2 Le fer et l'acier

Le fer et l'acier dans un milieu humide et aéré se corrodent et **la corrosion ne s'arrête pas.**

La corrosion est rarement uniforme et la corrosion par piqûre est souvent observée.

Les aciers à haute-résistance peuvent être sensibles à la corrosion sous tension. Un tel acier tendu ne doit pas être exposé à l'humidité.

La consommation d'acier pour un métal non protégé peut être estimée dans le tableau suivant sachant que les corrosions peuvent être beaucoup plus importantes localement à cause d'une accumulation de produits nocifs voire parce que l'ambiance industrielle est très acide, etc.

L'utilisation d'un tel tableau afin de déterminer la surépaisseur à donner à une pièce pour une durée de vie donnée doit être faite avec beaucoup de précaution.

Ambiance	Consommations en $\mu\text{m/an}$ (10^{-6} m)
Climat sec	5 à 10
Climat tempéré	40 à 60
Climat maritime	75 à 150
Climat industriel	100 à 200
Immersion dans l'eau douce	10 à 50
Immersion en eau de mer	75 à 125

Tableau n° 11 : corrosions théoriques

Se reporter aux normes NF A 05-251 et 05-252 sur la corrosion par les sols.

2.4.3 Les aciers autopatinables (aciers à résistance améliorée vis-à-vis de la corrosion)

Les aciers dits « autopatinables » (CORTEN™, INDATEN™, etc.) sont des aciers faiblement alliés (environ 0,5% de cuivre) dont la vitesse de corrosion est d'environ cinq fois inférieure à celle d'un acier non allié de même teneur en carbone.

Sous l'action d'alternances d'humidité et de sécheresse (environ trois ans), il se forme une couche d'oxydes ou patine à la surface de l'acier qui limite normalement sa corrosion.

L'expérience pour les structures en plein air tels que les ponts qui peuvent être soumis à des ambiances industrielles, à de fortes condensations, au salage ou à des embruns salés n'a pas été très concluante car ces métaux sont sensibles au SO₂ (atmosphère industrielle), à l'humidité permanente qui empêche la formation de la patine et aux chlorures (salages et atmosphère marine).

De plus, des dispositions constructives doivent être adoptées pour éviter la stagnation de l'eau, la poussière, le délavage de la patine. Enfin, la couleur rouille brune est triste.

Se reporter à la circulaire du MEL du 26 septembre 1985 sur l'utilisation des aciers autopatinables qui contient les recommandations relatives à l'utilisation d'aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique.

Exemples de désordres sur des aciers autopatinables :

- la passerelle de la porte de Versailles qui relie certains bâtiments du Parc des Expositions a été laissée à l'état brut pendant un certain nombre d'années puis, elle a été mise en peinture (pour des problèmes d'aspect ?) ;
- la façade du bâtiment du carrefour Pleyel qui présentait de graves corrosions a du être entièrement remplacée ;
- les glissières de sécurité de l'Autoroute de l'Est près de Reims ont été remplacées à cause de l'absence de stabilisation de leur corrosion, aux coulures de rouille et à leur aspect sordide.

2.4.4 Les aciers inoxydables

Les aciers dits « inoxydables » sont des aciers fortement alliés au chrome et au nickel qui peuvent également contenir d'autres ajouts tels l'azote et le molybdène. Suivant leur composition, il y a près d'une centaine de types répartis en plusieurs familles. Se reporter à la norme NF EN 10088.

Les familles sont au nombre de quatre :

- les inox ferritiques ;
- les inox austénitiques ;
- les inox martensitiques ;
- les inox austéno-ferritiques dits aussi « duplex ».

« L'inoxydabilité » de ces aciers est due au chrome (> 10,5%) qui provoque en surface la formation d'une très fine couche protectrice (oxydes et hydroxydes de chromes) qui normalement se reforme à l'air ambiant. Elle peut cependant être détruite dans certains cas et provoquer une corrosion de l'acier dit inoxydable.

Les aciers inoxydables peuvent en effet, être sensibles :

- à la corrosion intergranulaire ;
- à la corrosion par piqûres et à la corrosion caverneuse ;
- à la corrosion sous tension.

La corrosion intergranulaire sur les joints entre les grains peut entraîner une destruction totale du métal. Les aciers 18-10 ou 12 non sensibles à la température ambiante peuvent le devenir après un certain nombre de cycles de chauffage-refroidissement. La corrosion par piqûres voire caverneuse (en présence de chlorures par exemple) nécessite d'avoir recours à des aciers chargés en chrome (18 à 20%), en nickel (18 à 25%), en molybdène (4 à 6%) et cuivre (1,3 à 3%). Certaines nuances sont susceptibles vis-à-vis de la corrosion sous tension. C'est le cas des 18-10.

Pour résumer, le choix d'un acier inoxydable se fait en fonction de l'agressivité du milieu dans lequel il va être placé et s'il doit être soumis à des sollicitations en tenant compte des paramètres à respecter pour éviter la corrosion sous tension, la corrosion bimétallique... , à savoir :

- un excellent état de surface (il faut que la couche passivante soit homogène) ;
- l'absence de chocs et de blessures (interdiction du blocage des écrous avec un pointeau, attention aux soudures) ;
- des filetages roulés ;
- l'absence de chlorures ;
- le non contact avec les aciers normaux (jeux suffisants et bagues isolantes sans chlorures), etc.

De plus, l'acier inoxydable doit rester propre. Il doit être nettoyé de toute accumulation de poussière, de boues, etc. En effet, l'acier n'étant plus en contact avec l'atmosphère la couche de protection ne peut alors se renouveler.



Photo n° 31 : garde-corps en acier inoxydable près de Menton non adapté à l'air marin (photo DP)

2.4.5 Les fontes

Les fontes au carbone résistent bien à la corrosion.

2.4.6 L'aluminium et les alliages d'aluminium

L'aluminium et ses alliages peuvent être sensibles aux diverses sortes de corrosion :

- généralisée ;
- par piqûres ;
- intergranulaire ;
- galvanique ;
- sous tension ;
- stratifiée (corrosion proche de celle du fer puddlé).

L'aluminium étant très électro-négatif, il est très sensible à la corrosion galvanique. Il doit être éloigné des autres métaux dans l'eau de mer, il ne doit pas être en contact avec le fer, l'acier et le cuivre.

Il peut cependant être en contact avec l'acier inoxydable ou avec des aciers galvanisés (boulons de fixation car les boulons en aluminium ne sont pas utilisés).

L'aluminium et ses alliages sont assez peu sensibles à la corrosion généralisée dans les milieux naturels (air et eau). Les attaques peuvent se produire si le pH < 4 ou pH > 9. Ils peuvent cependant être placés au contact du béton.

2.4.7 Le zinc

Le zinc est surtout utilisé pour la protection sous forme de galvanisation, métallisation, électrozingage et peinture comportant du zinc.

Le zinc subit des dégradations fonction de l'environnement dues à l'oxygène et à l'humidité. Il faut éviter de laisser le zinc constamment humide sous un mince film d'eau ce qui produit « **une rouille blanche** » non protectrice et à la disparition de la couche de zinc.

2.5 LES ACIERS DE BÉTON ARMÉ ET DE PRÉCONTRAINTÉ ET LA CORROSION

2.5.1 Généralités

Le diagramme de Pourbaix montre que l'alcalinité du ciment (pH de 12 à 13) rend le milieu passivant (cela concerne le béton comme les coulis d'injection à base de ciment). Les aciers se trouvent dans une zone de passivation ce qui protège les armatures de la corrosion.

La carbonatation fait progressivement tomber le pH à 9. Les armatures se dépassivent alors puis se corrodent avec une augmentation de volume.

Si la teneur en chlorures est suffisante, cela provoque également la chute du pH. La corrosion des armatures peut se développer normalement à partir du moment où la concentration en ions chlorure au contact des armatures dépasse les seuils suivants :

- 0,4% du poids du ciment de la formule du béton ;
- soit de 0,04 à 0, 1% du poids du béton suivant son dosage en ciment.

Remarque : Ces valeurs ne doivent être confondues celles fixées dans le fascicule 65A du CCTG qui correspondent à une limitation des chlorures d'un béton pour ouvrage à construire.

Ces seuils correspondent sensiblement à un rapport de concentration $\frac{[Cl^-]}{[OH^-]} = 1$ (on trouve dans la littérature technique un seuil de 0,6 qui correspond à la prise en compte d'une marge de sécurité).

Le graphique qui suit montre la baisse brutale du pH dès que le seuil est atteint ce qui indique le début de réactions (Cf. l'article de Raharinaivo et Génin étude de la corrosion des armatures du béton en présence des chlorures).

Lorsque la teneur en Cl^- reste inférieure au seuil, les produits de corrosion sont de la goéthite ($FeOOH$) et de la magnétite. Lorsque le seuil est dépassé, il se forme de la lépidocrite (γ - $[8FeOOH, FeOCl]$) qui est issue d'un composé intermédiaire appelé « rouille verte » ($2Fe(OH)_2, FeOHCl, Fe(OH)_2Cl$).

Cette rouille verte non visible est le résultat de la dissolution de l'acier des armatures. Elle a pour particularité de ne pas provoquer d'augmentation de volumes des armatures d'où une absence de fissures et d'éclatement du béton armé. Ce phénomène a été constaté sur les armatures des piles du pont de Noirmoutier. Cette corrosion en présence d'une forte teneur en ions Cl^- est donc redoutable par l'absence de toute manifestation visuelle de corrosion.

Il est à noter que si le pH est trop élevé, il peut y avoir une corrosion basique (se reporter au diagramme de Pourbaix).

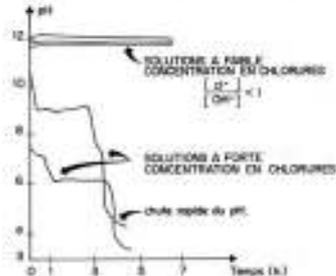


Figure n° 36 : incidence de la teneur en chlorure sur la baisse du pH

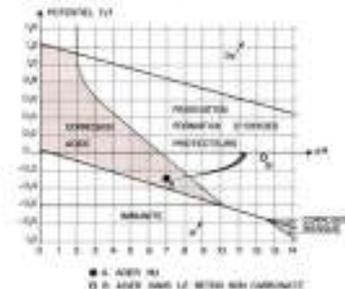


Figure n° 37 : diagramme de Pourbaix (corrosion basique)

Remarque : les ciments actuels très fins sont presque totalement hydratés en moins d'un an. Il n'y a donc plus de réserve de chaux comme dans les anciens ciments à la mouture beaucoup plus grossière.

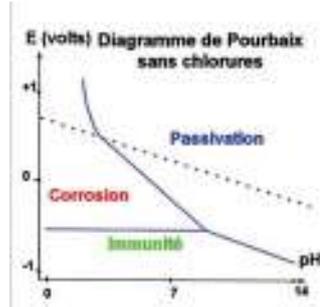


Figure n° 38 : diagramme de Pourbaix sans ions Cl^-

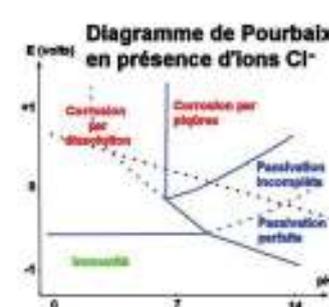


Figure n° 39 : Diagramme de Pourbaix avec ions Cl^-

2.5.2 Cas des armatures de béton armé

2.5.2.1 Les corrosions et leurs causes

Dans les ponts, les murs de soutènement, les tunnels et autres structures routières en béton armé voire en béton précontraint, la corrosion des armatures passives (de BA) est due essentiellement aux effets de la carbonatation et des chlorures.

Les attaques du béton par les divers agents agressifs et la fissuration favorisent bien entendu l'attaque des armatures en permettant aux produits pathogènes d'arriver plus rapidement au contact des armatures.

En béton armé non fissuré, la corrosion se développe en deux étapes :

- la première, d'une durée t_0 , est la période dite d'incubation (phase dormante) pendant laquelle les agents agressifs pénètrent dans le béton d'enrobage et finissent par arriver au contact des armatures ;
- ensuite, dès que le pH tombe à 9 et si le milieu est humide et aéré, la corrosion se développe ce qui marque le début de la période dite de propagation ;
- l'expansion de la rouille (jusqu'à près de 800%) qui se développe provoque dans un premier temps la fissuration du béton d'enrobage puis sa fracturation ;
- ensuite, le béton éclate, les morceaux tombent au sol (il y a danger pour les usagers et les tiers) ;
- enfin, il y a disparition des armatures.



Photo n° 32 : chute d'un morceau de béton dans une station de métro

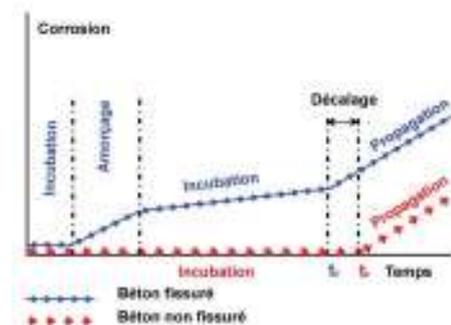


Figure n° 40 : les cycles de la corrosion

Il est rappelé que dans un milieu saturé en chlorures, il peut y avoir dissolution des armatures avec apparition de « rouille verte » sans formation de rouille expansive (se reporter au cas du pont de Noirmoutier décrit dans la partie généralités ci-dessus).

En béton armé fissuré :

- après une petite phase d'incubation la corrosion apparaît tout d'abord sous forme de piqûres à la surface des armatures le plus souvent dans les fissures qui se développent au droit des armatures transversales (les chlorures jouent ici le rôle principal). Il y a donc une amorce de corrosion ;
- si les fissures ont un souffle négligeable et sont relativement fines ($>0,4$ à $0,5$ mm), les résidus de la corrosion peuvent boucher les fissures ce qui bloque la réaction ;
- la carbonatation et les chlorures continuent cependant à pénétrer dans le béton de couverture des aciers de BA et à se rapprocher des lits d'armatures ;
- on retrouve comme dans le cas précédent la période d'incubation puis, dès que le pH descend à 9, la corrosion démarre comme précédemment. Donc, dans le cas du béton fissuré, la durée de la phase dormante t_0 est légèrement plus courte que dans le cas du béton non fissuré.

Il est donc possible de dire qu'une fissuration limitée est tolérable (se reporter aux règles de calcul du béton armé qui limitent soit la contrainte de traction des aciers ou imposent une vérification de l'ouverture des fissures).

Si au contraire, les fissures laissent passer l'eau, les produits de corrosion ne peuvent pas se déposer. Dans un tel cas, la corrosion est beaucoup plus rapide (cela a été le cas pour un mur de soutènement de l'autoroute A47. La corrosion s'est développée au niveau de la reprise de bétonnage, semelle et piédroit ce qui a entraîné la ruine du mur).

Si les fissures sont actives, la corrosion se développera également plus rapidement (il y a peu de résultats de recherches sur ce sujet).

S'il est logique que l'ouverture des fissures soit fonction de l'intensité du chargement appliqué, elle est aussi fonction de l'épaisseur de l'enrobage des armatures. Par exemple, les essais décrits dans les Cahiers de l'AFGC de décembre 1994 montrent que dans deux séries de poutres A et B, placées dans un brouillard salin, au ferrailage identique mais avec des enrobages différents (respectivement 4 cm et 1cm) :

- les ouvertures maximales des fissures sous les charges de service atteignent respectivement 0,2 mm et 0,15 mm ;
- en revanche, la durée de la phase d'incubation (dormante) des poutres A est plus longue que celle des poutres B soit 7 années au lieu de 5 années. Ces poutres ayant été placées dans un brouillard salin d'eau de mer.

Si l'ouverture des fissures dépasse 0,5 mm, c'est la porte ouverte à la pénétration des produits agressifs d'autant que les fissures sont traversantes et au contact de l'eau ou de l'humidité.

Les fissures peuvent aussi marquer, si elles atteignent et dépassent nettement le millimètre, un début de plastification des armatures.

Il est à noter que des fissures largement ouvertes ⁶ ne sont pas toujours le résultat d'une insuffisance de force portante. Cependant, elles mettent en jeu la durabilité de la structure en favorisant la corrosion des armatures voire la destruction du béton à cœur. Dans tous les cas, de telles fissures relèvent de la pathologie.

Remarque : lors d'une réparation, il faut impérativement enlever toute les traces de corrosion et protéger la partie non réhabilitée par un revêtement de protection sinon, à interface entre la partie réparée et la partie non réparée aux pH différents se forme une pile de corrosion et les aciers situés dans la partie non réparée vont se corroder.



Photo n° 33 : fissure fine et taches de rouille (photo DP)



Photo n° 34 : fracturation et corrosion avancée d'une poutre dans les Alpes-Maritimes (photo DP)



Photo n° 35 : corrosion généralisée sur un mur de front de culée en Moselle (photo DP)



Photo n° 36 : fissure avec passage d'eau (photo DDE 54)



Photo n° 37 : chute de l'encorbellement (photo DDE 54)

2.5.3 Cas des armatures de précontrainte

Il faut distinguer dans une structure précontrainte les parties qui relèvent du fonctionnement du béton précontraint de celles qui relèvent seulement du béton armé.

Les poutres sont toujours précontraintes longitudinalement, c'est parfois le cas transversalement (précontrainte transversale des dalles de couverture) et c'est nettement plus rare verticalement (étriers actifs).

Par exemple, dans une poutre-caisson précontrainte uniquement dans le sens longitudinal, des fissures perpendiculaires à la direction de la précontrainte sont pathologiques. Les fissures longitudinales dans le hourdis supérieur simplement armé (sous réserve qu'elles soient fines et bien réparties) relèvent du fonctionnement normal d'une pièce en béton armé.

Jusque vers les années 80, les structures en béton précontraint étaient dimensionnées « en précontrainte totale » avec très peu d'armatures de béton armé. Toute fissure active relève donc de la pathologie structurelle (voir le document sur la pathologie des constructions en BP).

⁶ *L'absence d'armatures de peau peut conduire, sous les effets des retraits gênés, à des fissures de plusieurs millimètres d'ouverture qui n'entraînent pas forcément une insuffisance importante de résistance mécanique de la structure. Cependant, elles facilitent la pénétration des agents agressifs. Voir le cas du pont de Saint-Romain des Iles visé plus haut dans le présent document.*

Depuis cette époque, la majeure partie des constructions est dimensionnée en classe II avec mise en place d'armatures de béton armé pour équilibrer les éventuelles tractions. Toute fissure active relève cependant le plus souvent de la pathologie.

La présence de fissures actives dans une structure précontrainte fait courir un risque de corrosion aux armatures de précontrainte comme à celles béton armé. A ceci, s'ajoute le risque du phénomène de fatigue pour les deux types d'armatures si les variations de tension qui en résultent sont excessives.

2.5.3.1 Cas de la précontrainte par pré-tension

En pré-tension, les armatures de précontrainte se corrodent comme les armatures de béton armé dès que le pH chute sous l'action de la carbonatation ou des chlorures. La seule différence avec les armatures de béton armé est que les armatures de précontrainte peuvent être atteintes par la corrosion sous tension.

On peut dire que la corrosion en pré-tension prévient puisqu'elle se manifeste visuellement et qu'il est en plus possible de mesurer la profondeur de carbonatation et la teneur en chlorures. La prévention de la corrosion est donc envisageable.

2.5.3.2 Cas de la précontrainte par post-tension

Les armatures de précontrainte par post-tension peuvent subir une corrosion classique par dissolution voire une corrosion sous tension.

La corrosion fissurante sous tension peut être liée :

- soit à l'élaboration des fils (par exemple les fils laminés sont plus susceptibles de cette forme de corrosion, que ceux tréfilés ceux trempés à l'huile plus que ceux trempés au plomb, une forte teneur en cuivre est défavorable, les fils crantés du procédé KA y sont très susceptibles, etc. ;
- soit à l'environnement de l'armature avec la présence au contact des fils d'un coulis contenant des nitrates, des chlorures... et la présence d'humidité ou d'eau en permanence.



Photo n° 38 : fil ovale KA (photo DP)

Les agents agressifs peuvent être présents dans les conduits de précontrainte si le coulis se décante (eau fossile) à cause d'une mauvaise formule de coulis ou une mauvaise injection :

- c'est le cas des tubes métalliques d'où l'eau présente ne peut pas s'échapper. Il se forme alors une pile d'aération différentielle ;
- c'est aussi le cas des gaines en polyéthylène de précontrainte extérieure où le même phénomène de corrosion par aération différentielle peut se produire.

Il est à noter que les gaines classiques sont moins étanches aussi, l'eau de décantation peut-être être réabsorbée par le béton de la structure.

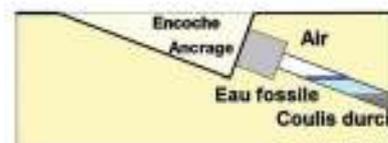


Figure n° 41 : câble relevé avec eau fossile

Attention : le gel de l'eau fossile peut provoquer des éclatements de béton (Par exemple, le talon de poutres préfabriquées de plusieurs ponts (pont de Bagneaux-sur-Loing...) et certaines diagonales des treillis des viaducs de Sylans et Glacières sur A 40.

Les agents agressifs peuvent provenir de l'extérieur et pénétrer dans les gaines non étanches latéralement par le béton d'enrobage. Par exemple :

- présence de nids de cailloux, de reprises de bétonnage et de fissures ;
- évacuation d'eau mal placée qui se déverse sur le talon d'une poutre ;
- étanchéité inexistante [aux débuts du BP, celui-ci était considéré comme étanche ! (cours de BP de JR Robinson)] ou inefficace ;
- conduits placés dans des encoches remplies de mortier ;
- absence de continuité des conduits dans les joints matés ;
- mauvais remplissage des conduits ;
- fissures.

Les conduits en polyéthylène ne sont pas concernés par cette pénétration. Les tubes métalliques y sont moins sensibles que les gaines en feuillard.



Figure n° 42 : disposition des câbles du pont d'E.



Photo n° 39 : état des câbles du pont d'E.
(photo LRPC)

Les agents agressifs peuvent provenir de l'extérieur et pénétrer dans les gaines non étanches au droit des ancrages. Par exemple :

- si les cachetages ne sont pas étanches (cachetages d'about et des câbles relevés en travée) ;
- et si les conduits sont mal injectés.

Figure n° 43 : points de pénétration des agents agressifs

Défauts cause de futurs désordres graves

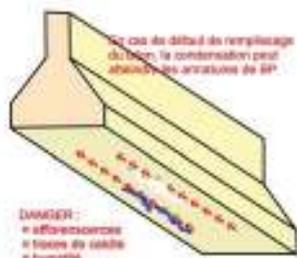
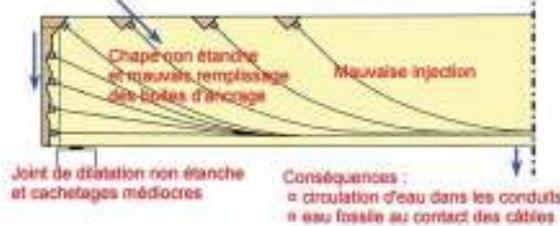


Figure n° 44 : signes de mauvais cachetages et d'une étanchéité défaillante



Photo n° 40 : encoche pleine d'eau d'un câble relevé (photo LRPC)

Lorsqu'on ouvre un conduit de précontrainte, pour vérifier son remplissage, plusieurs cas peuvent se présenter :

1. le coulis est présent, sec et rempli complètement le conduit (pas de risque de corrosion) ;
2. le coulis est désagrégé et humide, il peut même y avoir de l'eau (le risque de corrosion des deux types est à redouter) ;
3. le coulis est totalement absent (il peut ou ne pas y avoir de corrosion).

Remarque : les câbles sous tubes acier du procédé GTM étaient souvent partiellement graissés et injectés ; Leur conservation peut être excellente ou bien mauvaise.

Lorsqu'on ouvre un conduit de précontrainte, plusieurs cas plus ou moins pathologiques peuvent se présenter :

1. l'armature non enrobée par un coulis est sèche et de couleur rouille et après nettoyage à la brosse ou au chiffon montre une surface légèrement rugueuse. Cette corrosion date de la construction. Le risque de rupture est faible ;
2. l'armature présente des piqûres de couleurs rouille, elles vont évoluer vers une corrosion généralisée par dissolution ;
3. l'armature présente des piqûres entourées de taches noires, elles vont évoluer vers une corrosion fissurante sous tension ;
4. l'armature présente une corrosion généralisée avec des ruptures ductiles ;
5. L'armature corrodée ou non présente des ruptures fragiles.



Photo n° 41 : présence de taches noires marquant un risque de corrosion fissurante (photo LRPC)



Photo n° 42 : fil de précontrainte du pont de Bamako ayant subi une corrosion dissolvante (photo DP)

Dans le cas de la corrosion fissurante sous tension, il est possible d'observer à l'œil nu, à la loupe ou au microscope des fissures normales à l'axe de l'armature. De plus, la section de rupture est franche et est marquée par une lunule de corrosion caractéristique.



Lunule de corrosion sous tension

Photo n° 43 : lunule de corrosion sous tension. (photo LRPC)



Photo n° 44 : fissures de corrosion sous tension sur le fil d'un toron (photo LRPC de l'Est Parisien)



Photo n° 45 : corrosion généralisée des câbles de précontrainte d'un VIPP (Photo LRPC Strasbourg)

2.5.3.3 Quel est le mécanisme de rupture d'une armature de précontrainte ?

- Cas d'un câble à fils parallèles injecté au coulis de ciment (précontrainte intérieure ou extérieure au béton) : Progressivement au droit de la zone de corrosion, les fils constituant le câble se rompent. Les fils rompus se réancrent dans le coulis. La force dans le câble ne diminue pas mais la tension dans les fils restants augmente. Lorsque 20 à 25% environ des fils sont rompus par corrosion, la tension dans les fils restants atteint la contrainte de rupture. Tous les fils restants se rompent alors en même temps.
- Cas d'un câble toronné injecté au coulis de ciment (précontrainte intérieure ou extérieure au béton) : Progressivement les fils constituant un toron se rompent, ils se réancrent sur le toron à cause de leur forme. La force dans le toron ne change pas mais la tension des fils restants augmente, d'autres fils se rompent par corrosion. Dès que la contrainte dans les fils restants atteint la contrainte de rupture le toron se rompt et se réancre dans le coulis. La force dans le câble ne change pas mais la tension des torons augmente ainsi de suite jusqu'à rupture de tous les torons du câble.



Photo n° 46 : rupture d'un câble de précontrainte extérieure par corrosion sous tension au bout de 9 ans (Photo DP)

Dans le cas de la précontrainte extérieure l'énergie emmagasinée dans le câble se libère brutalement. La rupture d'un câble extérieur injecté au coulis de ciment peut donc provoquer des dégâts au personnel comme à la structure !

Un câble long se comporte comme « un fil élastique » fixé à un bout et dont on lâche l'autre bout. Il se produit un flambement qui entraîne le phénomène de fouettement avec force déformations. Les câbles courts (moins d'une quarantaine de mètres) n'ont pas le même comportement, ils restent sensiblement rectilignes.

Photo n° 47 : effets dus au fouettement du câble (Photo DP)



- Cas d'un câble toronné non adhérent car non injecté par exemple (précontrainte intérieure ou extérieure au béton) : le mécanisme de rupture du toron est la même que précédemment mais le toron ne se réancre pas (sauf en cas de déviations importantes dans son tracé car il peut se trouver bloqué par les autres torons). Dans un tel cas les torons se rompent les uns après les autres sans risquer de provoquer de gros dommages.

D'où l'intérêt des injections à la cire pétrolière (attention cependant aux risques d'incendie car déjà les gaines en PEHD sont inflammables) et de l'utilisation de monotorons gainés-protégés avec gaine injectée au coulis de ciment avant mise en tension des monotorons.

Photo n° 48 : rupture de monotorons galvanisés légèrement graissés au bout de 18 ans (photo DP)



Exemples de ruptures de câbles extérieurs :

Premier cas, la rupture a eu lieu au bout de 9 ans. Une mauvaise injection en est la cause. Le coulis a décanté et de l'eau s'est trouvée piégée à proximité de l'ancrage créant une pile de corrosion par aération. La ligne de rupture correspond au niveau horizontal de l'eau de décantation (voir la figure ci-dessous).



Figure n° 45 : présence d'eau fossile dans le conduit en PEHD

Second cas, faute d'une chape d'étanchéité sur le tablier et à cause d'une absence d'étanchéité au niveau des gaines métalliques qui traversaient, sans joint d'étanchéité, le bloc d'ancrage, les têtes d'ancrage pendant de nombreuses années ont été noyées. La galvanisation étant plus ou moins entamée par les clavettes la corrosion a été favorisée à ce niveau (voir le cliché endoscopique). La rupture a eu lieu au bout de 16 années.



Photo n° 49 : endoscopie de la tête d'un ancrage (photo DP)

2.5.4 Les méthodes de diagnostic des corrosions des armatures de BA

Les méthodes classiquement utilisables sont les suivantes :

- les mesures de l'enrobage des armatures ;
- les mesures de la profondeur de carbonatation ;
- les mesures de la teneur en chlorures et la position du front des chlorures ;
- les mesures du potentiel d'électrode (risque de corrosion) ;
- les mesures de la vitesse de corrosion (elles se font après les mesures de potentiel leur interprétation est délicate et peut varier suivant le matériel utilisé) ;
- les mesures de résistivité ;
- les mesures de perméabilité à l'air ou à l'eau.

D'autres mesures sont à prévoir, si besoin est, pour détecter d'autres phénomènes comme l'alcali-réaction, etc.

L'enrobage des armatures peut se mesurer par des procédés magnétiques avec un pachomètre (détecteur de métaux pour les deux premiers lits) ou réflectométriques avec un radar (pénétration plus profonde qu le pachomètre). Ces mesures donnent aussi le diamètre des barres et les armatures adjacentes.



Photo n° 50 : recherche de la position des armatures de béton armé lors des réparations du pont de Châlons-sur-Marne (photo Cerema)

Les mesures de la profondeur de carbonatation (mesure du pH) se font au moyen de la phénolphtaléine qui est pulvérisée sur une coupe fraîche du béton (méthode destructive). Il faut prévoir un nombre suffisant de coupes pour que les mesures soient représentatives. Il existe des modes opératoires (AFREM-AFGC et RILEM CPC 18) et une norme européenne est en chantier.



Photo n° 51 : test à la phénolphtaléine sur le peau du rocher du Zoo de Vincennes (photo DP)

Solutions	pH limites de virage	Colorations
Bleu de bromothymol	6,0 – 7,6	Jaune-bleu
Rouge de phénol	6,8 – 8,4	Jaune-rouge
Rouge de crésol	7,2 – 8,8	Jaune-rouge
Bleu de thymol	8,0 – 9,6	Jaune-bleu
Phénolphtaléine	8,3 – 10	Incolore rose
Jaune d'alizarine	10,0 – 12,0	Jaune-lilas

Tableau n° 12 : les différents réactifs

Les mesures de la teneur en chlorures se font par perçage ou carottage pour prélever des couches successives de béton de l'ordre de un centimètre chaque fois. Après broyage du béton prélevé, il est ensuite procédé au dosage en chlorures totaux et aussi en chlorures libres couche par couche. Il existe une procédure AFREM ou RILEM.

L'analyse peut aussi porter :

- sur les caractéristiques du béton, son dosage en ciment..., de façon à détecter d'éventuelles anomalies ;
- sur la présence de sulfates, de sulfures, etc.

Les mesures du potentiel d'électrode permettent de détecter les risques de dépassement des armatures en liaison avec la profondeur de carbonatation et la pénétration des chlorures. Ces mesures permettent d'évaluer les zones touchées par la corrosion, les zones probablement touchées et les zones non touchées.

Une électrode de référence (roue simple ou roues multiples) est déplacée sur la surface du béton qui doit être humide. Cette électrode est reliée à un voltmètre qui est lui-même relié au ferrailage. On enregistre les résultats que donne le voltmètre donc la différence de potentiel.

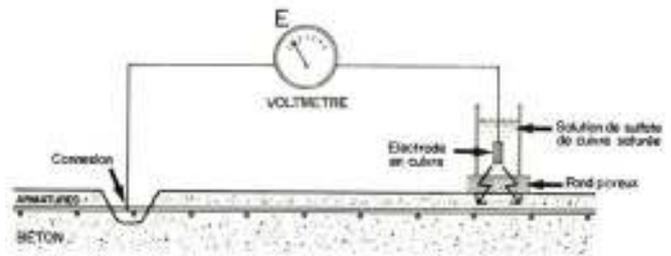


Figure n° 46 : principe de la mesure du potentiel

Résultats des mesures :

- Classe S (sound / sain) $E > -200mV$ les aciers sont passivés ;
- Classe M (medium / moyen) $-350 \leq E \leq -200mV$ l'enrouillement est possible ;
- Classe R (rusted / rouillé) $E < -350mV$ l'enrouillement est probable.

Il est indispensable de compléter cette mesure par un examen visuel des armatures afin de constater l'état réel de celles-ci. Cette mesure ne donne pas non plus l'activité de la corrosion qui peut être évaluée par la mesure de la vitesse de corrosion..

Les mesures de la vitesse de corrosion des armatures d'une zone donnée sont basées sur la linéarité des courbes intensité / potentiel au voisinage du potentiel de corrosion libre :

L'intensité du courant de corrosion :

$$I_{cor} = \frac{B}{R_p} \times A$$

Avec : B est une constante

A est l'aire concernée par la corrosion

I_{cor} est l'intensité de corrosion

R_p est la résistance à la polarisation (égale à la pente de la droite $\frac{\Delta E}{\Delta I}$)

La mesure de R_p périodiquement permet de contrôler un processus de corrosion et d'évaluer la durée de vie résiduelle de l'élément contrôlé. Une procédure RILEM précise les conditions de réalisation des mesures et leur interprétation.

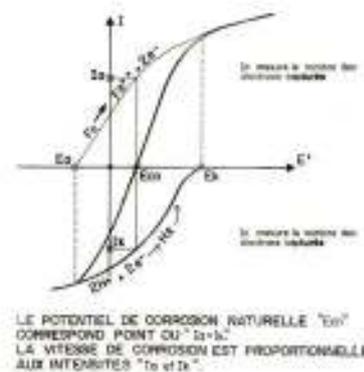


Figure n°47 : principe de la mesure de la vitesse de corrosion

Remarque : la comparaison de mesures de vitesses de corrosion effectuées avec des appareils de marques différentes ne sont pas toujours faciles à interpréter. Des progrès restent à accomplir. Une mesure à un moment donné n'est pas significative. Il faut répéter les mesures.

Les mesures de résistivité du béton sont basées sur le fait que le béton est conducteur et que la corrosion étant un phénomène électrochimique. La résistivité du béton donne une idée de l'intensité du phénomène. Ces mesures sont associées à des mesures de potentiel. En effet, de larges gradients de potentiel associés à de faibles résistivités indiquent des vitesses de corrosion importantes.

Les mesures de la perméabilité du béton permettent de cerner les phénomènes de pénétration des agents agressifs dans le béton qui entraînent ensuite la corrosion des armatures. Les mesures de perméabilité sont intéressantes pour évaluer zones où les risques de passage des agents agressifs sont importants et qu'il faudra traiter.

Par exemple, le traitement peut consister à la mise en place de revêtements de protection avant que le front des produits nocif

ne soit en contact avec les armatures.

Il existe deux types de mesures de perméabilité :

- la mesure de la perméabilité à l'air consiste à mesurer la décroissance de la pression d'une enceinte après l'avoir mise en pression ;
- la mesure de la perméabilité à l'eau consiste à mesurer le débit d'eau d'une enceinte après l'avoir mise en pression.

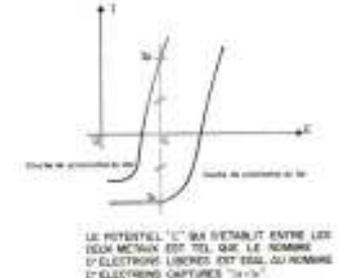
Photo n° 52 : appareil BT CRIS – Perméabilité à l'air sur chantier (d'après un document de l'IFSTTAR)



Remarque : la protection cathodique est basée :

- soit sur l'utilisation d'anodes solubles (anode de zinc pour protéger les armatures de béton armé comme par exemple, dans le procédé Fosroc™);
- soit sur l'utilisation d'un générateur de courant qui développe un courant opposé au courant dû à la corrosion.

Figure n° 48 : principe de protection cathodique du fer par le zinc



2.5.5 Les méthodes de diagnostic des corrosions des armatures de BP

2.5.5.1 Cas des armatures intérieures au béton

L'examen de l'état des armatures de précontraintes internes au béton est beaucoup plus difficile que pour les armatures de béton armé car les armatures actives sont placées dans le cœur de la pièce. Le guide méthodologique de surveillance et d'auscultation des VIPP (viaducs à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes d'avril 2000) donne toutes les techniques actuellement opérationnelles pour détecter la corrosion et l'état de câbles de précontrainte.

On a recours :

1. phase 1, à l'examen visuel voire avec certains moyens simples au cours d'une inspection détaillée ;
2. phase 2, à la gammagraphie ;
3. phase 3, aux fenêtres appelées aussi « césariennes » pour examiner visuellement le câble, faire des prélèvements d'eau, de coulis, de fils de précontrainte...

Avant toute inspection détaillée, il faut se livrer à une analyse approfondie du dossier de l'ouvrage afin de relever les indices de défauts d'exécution (plans de câblages pour repérer les zones à risque, âge de l'ouvrage, procédé de précontrainte, origine des câbles (susceptibilité connue à la corrosion sous tension), journal du chantier, carnets de mise en tension et incidents de mise en tension, compte rendu d'injection et incidents signalés, etc.).

Phase 1 : l'inspection détaillée a pour but de recenser tous les désordres apparents qui peuvent indiquer qu'une corrosion des armatures de précontrainte pourrait être en cours de développement (attention, une fissure n'est pas forcément le signe d'une corrosion avancée). Il est possible de citer :

- des fissures transversales de flexion ou d'effort tranchant (réduction de la précontrainte par corrosion) ;
- des fissures suivant le tracé des câbles et soulignées par de la calcite et des venues d'eau ;
- des décollements de cachetages des armatures de précontrainte transversale ou longitudinale s'ils sont facilement visibles) ;
- des nids de cailloux, des zones sonnantes creux, des traces de rouille, des stalactites...

L'examen de l'état des cachetages n'est pas toujours facile surtout ceux d'about du fait de la faible distance entre les abouts de deux travées successives ou entre l'about d'une travée et le mur garde-grève. Dans un tel cas, un miroir monté sur une tige flexible ou un endoscope sont des solutions possibles. Cet examen doit être précédé d'un nettoyage à l'eau sous-pression pour enlever les débris qui s'accumulent dans ces zones d'about.

Photo n° 53 état d'un cachetage (photo DP)



Phase 2 : si la synthèse de l'inspection détaillée peut faire craindre la corrosion des armatures de précontrainte, il faut lancer une campagne de radiographies (ou gammagraphie). Suivant l'environnement de l'ouvrage (les mesures de radioprotection sont plus ou moins contraignantes), l'accessibilité aux différentes parties et la géométrie de la structure (radiographie

impossible sur les parties très épaisses, les goussets, etc.), il faut fixer les emplacements des clichés et leur nombre minimal pour avoir un panel représentatif donc exploitable.

En général, il est possible de faire des clichés :

- Sur les âmes (aux points hauts des câbles longitudinaux relevés en travée et aux abouts et près des ancrages où les manques d'injection sont fréquents voire la présence d'eau fossile ou non) ;
- Sur le hourdis et la précontrainte transversale (positionner les clichés près du fil d'eau et des reprises de bétonnage du hourdis.

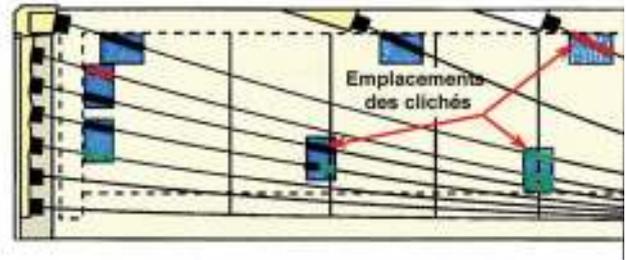


Figure n° 49 : exemple d'implantation des clichés (d'après le guide de surveillance et d'auscultation des VIPP)

Les clichés permettent de détecter :

- les défauts d'injection et qu'il est possible de classer comme suit :
 - en haut du conduit mais avec un câble situé en bas entièrement enrobé,
 - en haut du conduit mais avec le haut du câble non protégé,
 - total ou quasiment total et un câble non protégé ;
- les détensions et les ruptures de câbles si elles existent au droit ou à proximité du cliché ;
- des fissures dans le béton ;
- la position des câbles et des armatures de béton armé.



Photo n° 54 : radiographie d'un câble de BP (d'après un document de l'IFSTTAR)



Photo n° 55 câble bien injecté (photo DP)

Les clichés ne permettent pas de détecter le degré de corrosion des armatures de précontrainte.

Remarque : lorsque les différentes mesures donnent « n » ruptures, l'expérience des spécialistes permet de suspecter un nombre « m » de ruptures (parfois m vaut 2n).

Phase 3 : si la synthèse des radiographies montre que la protection des câbles est mauvaise, qu'il y a des détensions ou des ruptures, il faut lancer une campagne d'ouverture de fenêtres (en nombre limité car il s'agit d'une opération traumatisante. Les emplacements doivent correspondre à des emplacements reconnus par les radiographies (il faut connaître la position des conduits et du ferrailage passif).



Photo n° 56 : fenêtre montrant un conduit non injecté avec une corrosion des torons (photo LRPC)

Exécution d'une fenêtre.

Les dimensions des fenêtres ne dépassent pas normalement 20 cm de côté. Il faut commencer par découper le périmètre avec une perceuse à percussion (le carottage n'est pas utilisé à cause des risques d'endommagement du câble). Ensuite, il est procédé au dégagement du conduit avec un burin monté sur un perforateur électropneumatique avec des finitions au burin manuel. Enfin, il faut ouvrir le conduit par exemple, avec un ciseau à métal. Il est alors possible d'examiner l'état du câble. En cas d'absence de coulis, un endoscope peut permettre l'examen du câble de part et d'autre de la fenêtre.

Les aspects des câbles que l'on peut rencontrer ont été décrits dans l'article ci-devant intitulé « Les aciers de BA et de BP et la corrosion », il convient de s'y reporter.

Une fois terminé, l'examen du câble, la fenêtre doit être refermée soigneusement (utiliser un mortier de réparation de type

LHM). Si nécessaire la mise en œuvre d'un inhibiteur de corrosion est à prévoir.

2.5.5.2 Cas des armatures extérieures au béton

Il est à noter que les armatures de précontrainte extérieures ne sont pas accessibles pour examen sur toute leur longueur. En effet, les gaines en PEHD passent à l'intérieur des tubes métalliques formant « simple ou double tubage » au niveau des blocs d'ancrage et des déviateurs.

Les points hauts des conduits ne sont donc pas accessibles. Il est cependant possible d'utiliser des endoscopes médicaux (diamètre de 4 mm environ) qui sont introduits par les événements d'injection et qui permettent, mais pas toujours, de voir l'arrière des têtes d'ancrage des câbles (si les événements d'injection étaient centrés sur les têtes d'ancrage, la manipulation serait plus facile).

La rupture de fils ou de torons peut être suspectée lorsqu'en partie courante les gaines en PEHD sont déformées comme le montre la photo ci-contre.



Photo n° 57 : exemple de gaine déformée (photo LRPC)

Il est possible de détecter la présence de coulis et de l'humidité dans une gaine en PEHD, donc d'un coulis n'ayant pas correctement fait prise. Ces mesures « capacitives » peuvent être effectuées au moyen d'un appareil mis au point par le Laboratoire régional des Ponts et Chaussées d'Autun dans les années 2000. Cet appareil est déplacé sur le conduit à tester.

Une fois un défaut détecté, Il faut ouvrir le conduit en PEHD au moyen d'un fer à souder électrique ce qui permet de constater de visu l'état des armatures et de l'injection. Le recours à un endoscope permet d'étendre légèrement la zone explorée.

Si le coulis est de couleur blanche, il faut immédiatement faire un prélèvement à placer dans un sac étanche de façon à faire contrôler sa teneur en humidité (en effet, à l'air le coulis durcit). Ensuite il faut nettoyer le câble et rechercher des signes de corrosion et la présence de fissures sur les fils.



Photo n° 58 : fenêtre avec coulis blanchâtre (photo DDE de la Réunion)

D'autres examens sont envisageables sur les câbles de précontrainte (se reporter au guide méthodologique de surveillance et d'auscultation d'avril 2000) :

- la mesure de la tension par l'essai à l'arbalète ;
- la mesure des contraintes par la méthode de libération des contraintes ;
- la détermination du nombre des ruptures et de leur emplacement par une surveillance acoustique (utilisation d'accéléromètres).

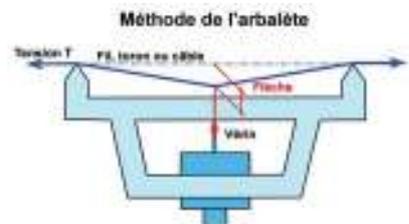


Figure n° 50 : mesure de la tension de fils, torons ou câbles par la méthode de l'arbalète

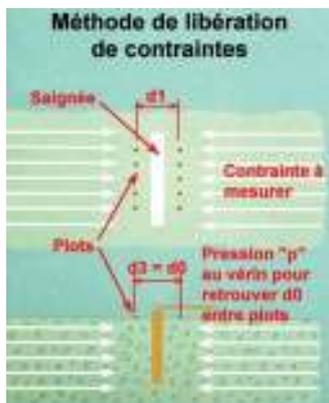


Figure n° 51 : méthode de libération des contraintes

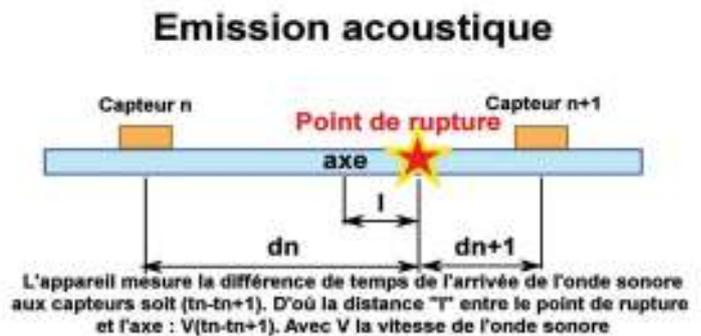


Figure n° 52 : principe de l'émission acoustique

Nota : Le contrôle de l'intégrité par la méthode de réflexion d'impulsions électriques (méthode RIMT) a fait l'objet d'études expérimentales en Italie et en Suisse. Ces études n'ont pas permis de tirer des conclusions sûres pour valider la méthode.

Nota : il existe des amortisseurs mis au point à l'IFSTTAR de Nantes en liaison avec un laboratoire de recherche. Ils peuvent être placés sur des câbles extérieurs suspectés de corrosion pour limiter les chocs en cas de rupture ou sur des câbles extérieurs à démonter.

2.5.6 Comment réduire les risques de corrosion des armatures de BA et de BP ?

Le présent article n'a pas pour objet de donner une liste exhaustive des précautions à prendre et des dispositions à faire respecter. Il donne simplement une liste des principales précautions et dispositions.

2.5.6.1 Dispositions constructives favorables à la durabilité

- l'enrobage des armatures qui est fonction de l'agressivité de l'environnement (l'enrobage fixé sur les plans doit être contrôlé sur le chantier avant et après bétonnage) ;
- la limitation de la fissuration (voir les dispositions ci-devant dans le présent document) ;
- la réduction des reprises de bétonnage ;
- le cachetage des ancrages des armatures de précontrainte (capots, mortier de cachetage et revêtement d'étanchéité) ;
- l'étanchéité et l'injection des conduits de précontrainte ;
- la mise en place d'une chape d'étanchéité ;
- le drainage des eaux ;
- etc.

2.5.6.2 Composition des bétons

Se reporter à l'article sur la prévention contre la pénétration des agents agressifs externes développé ci-devant dans le présent document.

Il est rappelé qu'une telle étude doit prendre en compte toutes les contraintes liées aux risques de détérioration des matériaux voire à d'autres exigences comme l'aspect tous ces impératifs pouvant être plus ou moins contradictoires.

Par exemple, la résistance au gel du béton et à la corrosion des armatures impose un dosage élevé en ciment comportant une teneur élevée en chaux. Le béton qui en résulte peut être sensible aux réactions internes comme l'alcali réaction ou la réaction sulfatique interne. Un tel béton pourrait ne pas donner satisfaction pour l'aspect des parements, l'étude doit donc intégrer aussi l'aspect sans tomber dans le travers qui consisterait à utiliser un ciment CEM III (ex CLK) réputé pour donner de jolis parements mais qui a une réserve de chaux très faible.

2.5.6.3 Autres précautions et dispositions

Dans le cas où les précautions et dispositions classiques ne seraient pas suffisantes il est possible :

- Dans le cas du béton armé d'utiliser :

- des armatures galvanisées (voussoirs de tunnels, rochers artificiels, etc.) ;
- des armatures en acier inoxydable (corniches, longrines d'ancrage de barrières de sécurité soumises à des salages intenses, pour le neuf ou la réparation)⁷.

Nota : des études menées par l'Office Fédéral des Routes suisse ont montré qu'il était possible d'associer des armatures de béton armé classiques avec des armatures inoxydables. Consulter « Béton armé d'inox » n°81 collection technique CIMBÉTON publié en avril 2004.

- Dans le cas du béton précontraint d'utiliser :

- des armatures internes démontables et remplaçables, (injection aux cires pétrolières) ;
- des conduits interne au béton en matières plastique avec, si nécessaire, des ancrages isolés du béton afin d'éviter tout couple galvanique.

⁷ Béton armé d'inox de la collection CIMbéton T81 d'avril 2004 et norme expérimentale XP A 35-014