

***Etat des  
connaissances  
sur le  
dimensionnement  
du béton projeté***

# Etat des connaissances sur le dimensionnement du béton projeté



Comité technique

**Table des matières**

<b>1 Introduction .....</b>	<b>3</b>
<b>2 Connaissances générales sur les caractéristiques mécaniques des bétons projetés .....</b>	<b>3</b>
2.1 Résistance mécanique .....	3
2.2 Module d'Young .....	4
2.3 Coefficient de Poisson .....	4
2.4 Retrait .....	4
2.5 Fluage .....	4
<b>3 Renforcement des structures existantes .....</b>	<b>4</b>
3.1 Renforcement adhérent .....	4
3.1.1 Essais sur poutres .....	5
3.1.1.1 Adhérence du béton projeté au béton support .....	5
3.1.1.2 Adhérence des armatures .....	6
3.1.1.3 Essais de flexion de poutres renforcées par béton projeté armé .....	6
3.1.1.1 Essais en effort tranchant de poutres renforcées par béton projeté armé .....	10
3.1.1.2 Conclusions .....	12
3.1.2 Application à la conception d'un renforcement de structure .....	13
3.1.2.1 Les matériaux existants .....	13
3.1.2.2 La décomposition des charges .....	13
3.1.2.3 Matériaux apportés .....	13
3.1.2.4 Conduite du dimensionnement .....	13
3.1.3 Dispositions spécifiques liées au transfert des forces .....	17
3.1.4 Dispositions spécifiques liées au retrait .....	19
3.1.4.1 Rappel .....	19
Cas d'un revêtement (de protection) sans armature .....	19
Cas d'une projection avec armature additionnelle .....	19
Dispositions particulières .....	19
3.1.5 Ouvrages avec précontrainte .....	20
3.1.6 Cas d'emploi de fibres .....	21
3.1.7 Essais sur contre-voûtes sur ouvrages en maçonnerie .....	22
3.2 Renforcement collaborant des buses métalliques .....	23
<b>4 Les structures neuves .....</b>	<b>24</b>
4.1 Les structures neuves de forme libre .....	24
4.2 Les Parois .....	24
4.2.1 Parois clouées .....	24
4.2.2 Parois berlinoise .....	24
<b>5 Les ouvrages souterrains .....</b>	<b>25</b>
5.1 Emploi du béton projeté en soutènement .....	25
5.2 Renforcement de tunnels par contre-vôutes adhérentes .....	25
5.3 Renforcement de tunnels par coques indépendantes .....	25
5.3.1 Coques confinées au contact de l'intrados .....	25
5.3.2 Coques indépendantes sans butée .....	26
5.4 Galeries hydrauliques et techniques .....	26
<b>6 Bibliographie .....</b>	<b>27</b>

## **1 Introduction**

Ce fascicule a pour objectif de faire le **point sur les méthodes de dimensionnement du béton projeté**, aussi bien pour les structures neuves que pour les structures existantes.

Il traite des différents domaines d'emploi du béton projeté armé ou fibré, mis en œuvre par voie sèche ou par voie mouillée.

A noter toutefois que pour les **applications structurelles**, seule la **voie sèche** est adaptée et permet la justification des sections selon les règles du BAEL ou de l'Eurocode 2, *Calcul des structures en béton*. Pour les ouvrages sans fonction structurelle, il est également fait référence aux règles du BAEL sur le pourcentage minimum d'armatures pour tenir compte des effets du retrait et des sollicitations thermiques, règles que l'on retrouve dans l'Eurocode 2.

De plus, le **bon enrobage des armatures** lors de la projection du béton est un point fondamental pour la qualité des travaux. C'est aussi un point délicat. C'est pourquoi le critère de jugement du test de **certification ASQUAPRO du porte-lance** est l'absence de vide à l'arrière des armatures .

Ce fascicule traite tout d'abord des connaissances générales sur les caractéristiques mécaniques des bétons projetés puis aborde successivement :

- le renforcement des structures existantes,
- Les structures neuves,
- Le cas des ouvrages souterrains.

Il ne traite pas des ouvrages sans fonction structurelle (protection de talus contre l'érosion, revêtements de merlons de bacs de rétention pour le recueil d'eaux industrielles ou d'hydrocarbures en cas d'accident, piste de skate-board, etc.). Dans ce cas, il faut mettre en œuvre le pourcentage minimum d'armatures pour tenir compte des effets du retrait et des sollicitations thermiques.

L'aspect « mise en œuvre » est traité dans le fascicule technique ASQUAPRO correspondant. En particulier, pour le choix entre la voie sèche ou la voie mouillée., se reporter au §2.5.

## **2 Connaissances générales sur les caractéristiques mécaniques des bétons projetés**

Les valeurs données ici le sont à titre indicatif. Elles dépendent essentiellement des formulations utilisées et des critères de choix des granulats indiqués dans le fascicule ASQUAPRO « formulation ». Elles sont principalement issues des travaux de thèse de Sylvie Gérôme sur la formulation des bétons projetés [Gérôme, 2003]. On se référera à ce document pour connaître les formulations des bétons testés.

### **2.1 Résistance mécanique**

La classification des résistances en compression des bétons mis en œuvre par projection se fait comme pour les bétons coulés, à partir du tableau figurant dans la norme NF EN 206-1, sur les classes de résistance à la compression pour les bétons de masse volumique normale et les bétons lourds. On notera toutefois que les essais sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques de dimensions supérieures pour les bétons coulés que pour les bétons projetés (cylindres 15x30 ou 16x32, cubes 15x15x15 cm en bétons coulés ; carottes 6x12 cm pour les bétons projetés).

Pour la projection par voie sèche, les valeurs de résistance à la compression couvrent les classes C25/30 à C60/75.

Pour la projection par voie mouillée, les valeurs de résistance à la compression couvrent les classes C25/30 à C35/45.

## 2.2 Module d'Young

Les essais montrent que le mode de projection influe sur les valeurs du module :

- pour la voie sèche, en fonction de la formulation, la valeur de E est comprise entre 30 et 44 GPa,
- pour la voie mouillée, la valeur de E ne dépasse pas 25 GPa.

## 2.3 Coefficient de Poisson

Le BAEL et l'Eurocode 2 Partie 1.1 donnent une valeur  $\nu = 0,20$  pour les bétons coulés.

A titre indicatif, pour les bétons projetés dans le cadre de la thèse de S. GEROMEY, la valeur moyenne du coefficient de Poisson est de  $\nu = 0,21$  pour la projection par voie sèche et de  $\nu = 0,23$  pour la projection par voie mouillée.

## 2.4 Retrait

Il existe très peu d'études sur le retrait du béton projeté, les travaux effectués dans le cadre de la thèse de S. GEROMEY montrent que les déformations mesurées à l'échéance de 1 an restent faibles :

- pour les formulations voie sèche, ces valeurs sont situées dans une fourchette de 0,009 mm/m à 0,013 mm/m,
- pour la voie mouillée, ces valeurs – comparables aux bétons coulé de formulation équivalente – sont situées dans une fourchette de 0,030 mm/m à 0,033 mm/m.

La valeur du retrait est pratiquement 3 fois plus faible pour la voie sèche.

On confirme qu'il s'agit d'un phénomène très lent, non stabilisé après 2 ans de suivi.

## 2.5 Fluage

Les études sur le fluage du béton projeté sont encore plus rares. Les essais réalisés dans le cadre de la thèse de S. GérômeY, en collaboration avec le LCPC et le laboratoire régional de Trappes, ont été effectués sur des éprouvettes non soumises à la dessiccation. Ils ont mis en évidence des déformations :

- bien inférieures aux déformations des bétons coulés,
- du même ordre pour la voie sèche et la voie mouillée.

## 3 Renforcement des structures existantes

### 3.1 Renforcement adhérent

Ce paragraphe traite des ouvrages dont les conditions d'exécution et la qualité du support permettent d'obtenir l'adhérence suffisante entre la structure existante et son renforcement pour que l'ensemble fonctionne de manière monolithique.

L'état des connaissances sur ce type de renforcement s'appuie principalement sur le retour d'expérience des chantiers réalisés depuis environ 80 ans, corroborés par les résultats de quelques grandes campagnes expérimentales. On s'appuie ici sur :

- les essais conduits début 1980 par le LCPC sur le comportement mécanique de poutres renforcés par du béton projeté armé, dans le cadre d'une étude en collaboration avec le laboratoire régional d'Aix-en-Provence,
- les essais réalisés sur les contre-voûtes en béton projeté à partir de la fin des années 80 par un groupe de travail comprenant la SNCF, le CETU et la RATP, en collaboration avec le CEBTP.

### 3.1.1 Essais sur poutres

Les essais du LCPC ont été effectués sur des poutres isostatiques renforcées par une structure additionnelle collaborante obtenue par ajouts d'armatures et béton projeté par voie sèche. La description complète de ces essais figure dans l'ouvrage « maintenance et réparation des ponts », dirigé par Jean-Armand Calgaro et Roger Lacroix, paru aux Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Les conclusions étaient les suivantes :

**« [...] on peut dimensionner un renforcement en supposant que la structure renforcée aura un comportement monolithique, et en appliquant les règles du BAEL. Il est cependant nécessaire d'assurer un ancrage correct des armatures additionnelles, et si possible dans des zones comprimées du support. »**

Une étude préalable avait montré que de tels résultats ne pouvaient être obtenus qu'en voie sèche. D'autres essais, réalisés entre autres en Allemagne (université de Karlsruhe) et en Suisse (institut de Zurich), ont confirmé qu'en l'état actuel des connaissances seule la **voie sèche** permettait d'obtenir une structure monolithique, c'est à dire équivalente à une structure coulée en une seule fois.

#### 3.1.1.1 Adhérence du béton projeté au béton support

Les essais ont porté tout d'abord sur l'adhérence du béton projeté au support, puis sur l'adhérence des armatures au béton projeté et enfin sur la résistance à la flexion et à l'effort tranchant de poutres renforcées par du béton projeté armé.

Dans un premier temps, cette adhérence a été étudiée par l'essai classique de traction directe par pastillage en laboratoire, essai qui consiste à carotter in-situ le béton projeté avec son béton support associé, à ramener en laboratoire la carotte prélevée, à scier les faces, à coller une extrémité sur une plaque métallique, à coller une pastille métallique sur l'extrémité opposée de la carotte et enfin à réaliser un essai de traction directe en utilisant l'appareil destiné à mesurer l'adhérence des revêtements minces ou des chapes appliquées sur un support béton. Par la suite, cet essai a été amélioré en utilisant une presse de traction directe avec interposition de rotule à chaque extrémité de l'éprouvette.

Il a été vérifié que **« lorsque les règles de l'art relatives à l'exécution du béton projeté sont respectées, le plan de liaison entre béton projeté et béton support ne constitue pas un plan de faiblesse »**.

Cet essai a permis de définir les conditions d'acceptation d'une réparation ou d'un renforcement par béton projeté voie sèche du point de vue de son adhérence sur le support.

Cette adhérence est jugée satisfaisante lorsque la rupture en traction se produit :

- dans le béton support si la résistance à la traction du béton support est inférieure à celle du béton projeté ;
- dans le béton projeté ou à l'interface des deux bétons si la contrainte de traction au moment de la rupture est supérieure à la contrainte de traction  $R_t$  obtenue lors des essais de conformance sur ce même béton. Dans tous les cas, cette contrainte de traction doit au moins être égale à la plus petite des valeurs suivantes : 2 MPa ou 0,75  $R_t$ .

Ces valeurs sont valables lorsque le support est stable. En cas de projection sur un support en vibration (par exemple sous-face de dalle sous circulation), la valeur de l'adhérence est diminuée de 10 à 15%.

#### 3.1.1.2 Adhérence des armatures

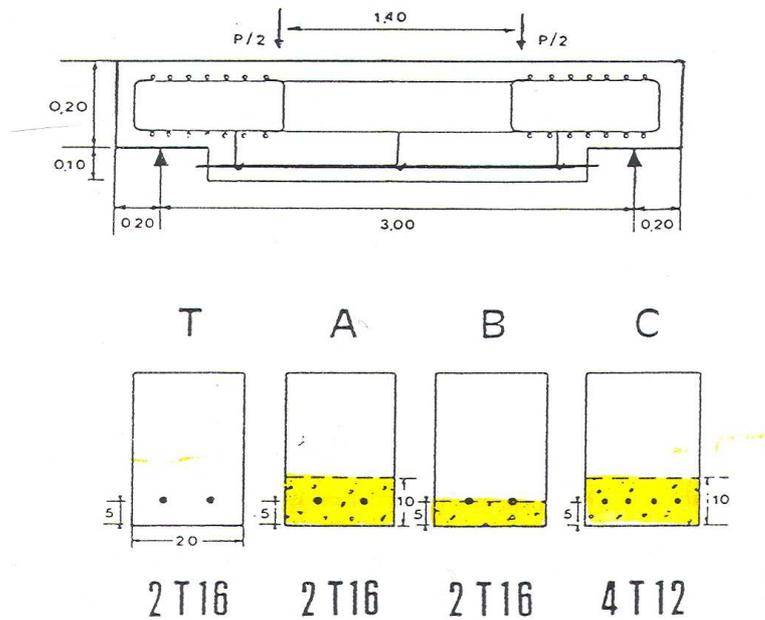
Les résultats des essais ont permis de vérifier que l'adhérence d'armatures à un béton projeté est au moins aussi bonne que l'adhérence à un béton coulé par des moyens classiques.

Ces résultats sont valables pour des armatures suffisamment fixées au support pour éviter leur vibration.

Il faut également que, lors de la projection du béton, les précautions nécessaires soient prises par le porteur pour assurer un enrobage correct des armatures et éviter « l'effet d'ombre » (présence de vides derrière les barres). *Se référer au fascicule ASQUAPRO « mise en œuvre des bétons projetés », § 6.10.*

### 3.1.1.3 Essais de flexion de poutres renforcées par béton projeté armé

Des poutres d'essai ont été construites suivant les dispositions ci dessous. Ces poutres avaient une longueur de 3.00 mètres entre appuis, une largeur de 0.20 mètres et une hauteur de 0.30 mètres en section courante et de 0.20 mètres sur appui



Caractéristiques géométriques des poutres pour essai de flexion

Ces poutres ont été dimensionnées de façon à ce que la rupture soit effectivement obtenue par flexion, et que l'essentiel de la résistance passe par l'intermédiaire des armatures du béton projeté. Les poutres réalisées en béton support ont donc été fortement ferrillées vis-à-vis de l'effort tranchant, et n'ont reçu que 3 aciers filants HA 6 en guise d'armatures de flexion pour assurer la tenue sous poids propre.

La figure ci-dessus montre les différents types de poutres :

- Poutres T : poutres témoins obtenues par coulage classique du béton dans un coffrage adapté à la forme des poutres. Elles fournissent des éléments de comparaison pour l'interprétation des essais.
- poutres A : 2 HA 16 placés à mi-épaisseur des 10 cm de béton projeté
- poutres B : 2 HA 16 placés à l'interface du béton support et des 5 cm de béton projeté
- poutres C : l'armature est constituée de 4 HA 12 placés à mi-épaisseur des 10 cm de béton projeté

L'absence d'armatures d'effort tranchant en extrémité des aciers principaux de flexion est volontaire, de façon à bien appréhender le comportement en flexion du renforcement par béton projeté armé. Le rôle des trois connecteurs est limité à la tenue des armatures.

Les trois configurations suivantes ont été adoptées pour les essais :



configuration 1 : appuis éloignés et sans connexion à l'interface béton support/béton projeté



configuration 2 : appuis éloignés et étriers actifs pour la reprise de l'effort tranchant



configuration 3 : appuis rapprochés et sans connexion à l'interface béton support/béton projeté

Dans la configuration 1, toutes les poutres, y compris les poutres témoins, se sont rompues prématurément par décollement de la partie inférieure.

*Commentaire : une amorce de fissuration se créait dans l'angle rentrant qui constitue à la fois une discontinuité d'inertie et une zone de concentration de contraintes, la fissure se propageait ensuite le long de l'interface béton support/béton projeté ou de façon plus irrégulière en continuité de la variation d'inertie de section pour les poutres témoins.*



*mode de rupture configuration 1*

Dans la configuration 2, des étriers extérieurs constitués par des tiges filetées ont été disposés aux extrémités des poutres afin d'éviter l'amorçage de la fissuration horizontale puis le décollement du béton. Cette configuration a permis d'obtenir de véritables ruptures par flexion, **les poutres renforcées par béton projeté se rompent comme des poutres monolithes en béton armé**. Les fissures de flexion amorcées dans le béton projeté armé en fibre inférieure se sont prolongées dans le béton support sans discontinuité. La rupture s'est produite comme prévue par plastification des aciers de flexion, puis par rupture du béton en fibre supérieure par excès compression. **La résistance à la flexion des poutres**

renforcées par du béton projeté est semblable à celle des poutres classiques en béton armé, et est conforme à la résistance fournie par un calcul réglementaire suivant les règles du BAEL<sup>1</sup>.



mode de rupture en configuration 2

Dans la configuration 3, les appuis ont été rapprochés et placés sous le béton projeté. On a obtenu, suivant les cas, une rupture normale en flexion comme dans la configuration 2 ou une rupture prématurée par décollement entre béton projeté et béton support comme dans la configuration 1, mais avec des valeurs plus élevées du moment de rupture.

Commentaire : malheureusement, dans ce cas, il n'y a pas eu de test sur une poutre témoin. Ce type de configuration montre la nécessité des aciers d'effort tranchant.



mode de rupture par flexion en configuration 3 (poutre A et B)



mode de rupture par décollement en configuration 3 (poutre C)

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des moments de rupture obtenues selon les différentes configurations et types de poutres et donne aussi les moments fléchissants de rupture calculés suivant les règles du BAEL<sup>2</sup>.

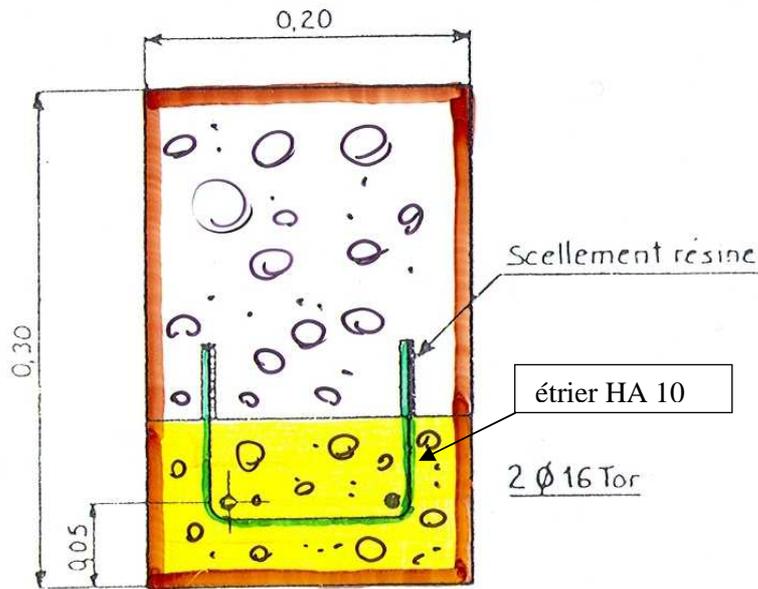
Types de poutres	Configuration 1	Configuration 2	Configuration 3	Valeur théorique (calculée)
T	37	53	Non testée	48
A	25 *	54	54	48
B	31 *	55	48	48
C	31 *	60	42 *	51

\* Rupture prématurée par décollement du béton projeté à partir de l'extrémité.

Compte tenu dans certains cas de cette rupture prématurée dans le plan de liaison béton projeté armé/ béton support à partir de l'extrémité, une nouvelle série d'essais a été entreprise avec des corps d'épreuves identiques aux précédents et testés dans la première configuration. La seule modification introduite au cours de cette nouvelle série concernait l'ajout d'étriers en acier HA 10 assurant la couture

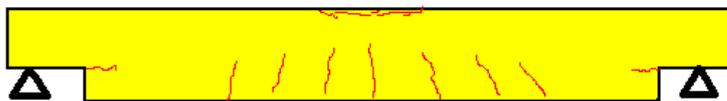
<sup>1</sup> en appliquant la méthode des 3 pivots et en fixant tous les coefficients de sécurité égaux à 1.

du plan de reprise entre les deux bétons. Deux densités d'étriers ont été étudiées : une densité avec une répartition espacée de 10 cm et une densité allégée avec un espacement de 20 cm.



Les ruptures se sont toutes produites par épuisement de la résistance en flexion de la section centrale, avec cependant une amorce de décollement au niveau du plan de liaison entre béton projeté et béton support à chaque extrémité de la poutre. Pour les deux cas de densité étudiés, les étriers ont rempli leur office.

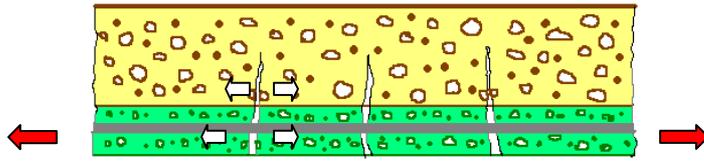
*Commentaire : Les étriers ont évité la rupture prématurée des poutres en reprenant les efforts tranchants et ils ont permis un transfert des forces de la structure additionnelle à la structure support lorsque que la contrainte de transfert a dépassé la valeur de traction directe dans le plan de liaison sous un effet de cisaillement. Les moments fléchissants de rupture sont légèrement inférieurs pour les poutres renforcées que pour la poutre témoin (37 KNm contre 42 KNm). Ceci s'explique par la valeur de la contrainte d'adhérence entre le béton projeté et le béton support qui, bien que suffisante pour justifier le calcul suivant les règles édictées pour les bétons coulés, peut rester inférieure à la résistance à la traction du béton coulé.*



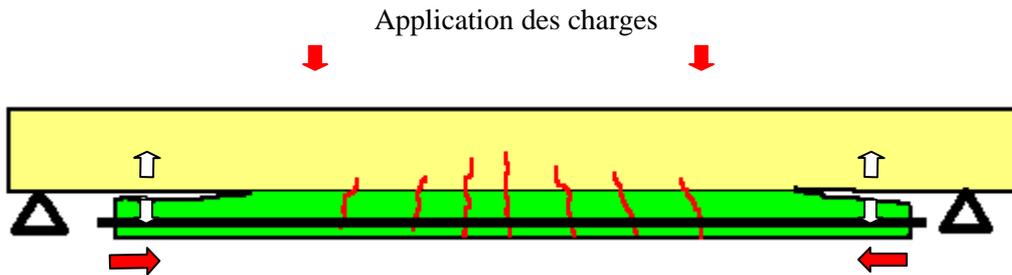
*mode de rupture des poutres avec étriers de couture du plan de liaison*

*Les fissures de flexion en partie centrale sont continues dans les deux bétons (projeté et support). Les valeurs des moments fléchissants de rupture en KNm montrent une augmentation des valeurs en présence des étriers (pour les deux densités d'étriers testées).*

*En partie centrale, nous avons le comportement normal d'une section de béton armé, les fissures de flexion se produisent par traction suivant une direction perpendiculaire au tracé de la fissure, elles intéressent les deux bétons, l'acier reprend la traction.*

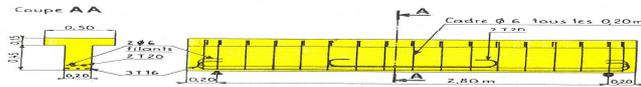


En extrémité les forces reprises par les armatures se transfèrent à la structure support, le plan de liaison est sollicité en traction jusqu'à la rupture lorsque la sollicitation dépasse la valeur de l'adhérence.

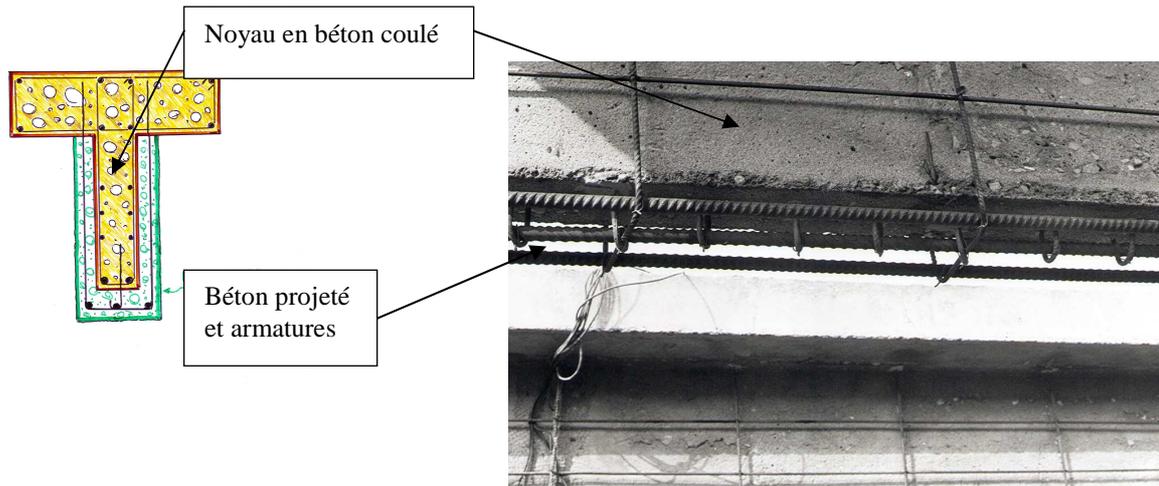


#### 3.1.1.4 Essais en effort tranchant de poutres renforcées par béton projeté armé

Une quinzaine de poutres renforcées par béton projeté armé ont été confectionnées suivant les plans ci-dessous. Ces poutres avaient une longueur de 3,20 m, pour une hauteur de 0,60m, et une table de compression dont la largeur valait 50 cm et l'épaisseur 15 cm.

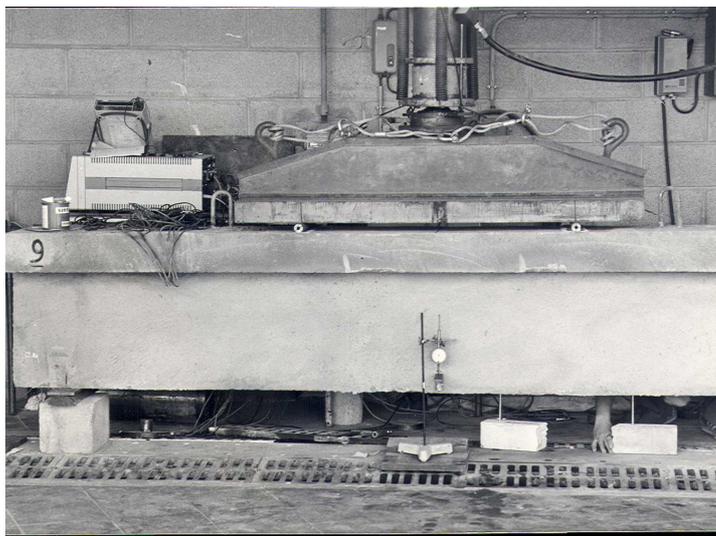


L'âme de la poutre est réalisée pour partie par un noyau de béton coulé et pour partie par du béton projeté de 5 cm d'épaisseur dans lequel sont placées les armatures HA 16.



Ces poutres étaient volontairement surdimensionnées vis-à-vis de la flexion, ce qui a nécessité d'introduire 2 armatures HA 20 dans la partie centrale de la poutre en béton support. Celles-ci ont été complétées par 3 HA 16 placés dans le béton projeté pour résister à la flexion. Les armatures d'effort tranchant étaient réduites au minimum avec 4 HA 6 espacés de 40 cm (voir photo ci-dessus). Ces 4 armatures étaient constituées par un cadre situé dans l'âme de la poutre support, et par un étrier scellé à la résine époxydique dans la table de compression et enrobé de béton projeté.

De nombreuses jauges de déformation ont été installées sur les diverses armatures. Elles ont permis de constater que **les poutres renforcées par le béton projeté se sont comportées de façon monolithique pendant toute la durée des essais**. La charge de rupture des poutres renforcées par le béton projeté a atteint 405 KN, soit légèrement plus que celle des poutres témoins : 395 KN. Toutes les ruptures se sont produites par création d'une fissure d'effort tranchant inclinée à 45° dans la zone située entre l'appui et la charge, sans noter de décollement entre béton projeté et béton support.



*Vue du dispositif d'essai*

### 3.1.1.5 Conclusions

**Les résultats des recherches exposées ci-dessus démontrent que l'on peut dimensionner un renforcement en supposant que la structure renforcée aura un comportement monolithique et en appliquant les règles BAEL. Par extension, les justifications techniques apportées permettent également d'appliquer au béton projeté les règles de l'Eurocode 2, Calcul des structures en béton.**

**Il est cependant nécessaire d'assurer un ancrage correct des armatures additionnelles, si possible dans des zones comprimées du support.**

**Il faut également vérifier les contraintes dans les plans de liaison** (se reporter au paragraphe 3.1.3 sur les dispositions spécifiques liées au transfert des forces).

## 3.1.2 Application à la conception d'un renforcement de structure

### 3.1.2.1 Les matériaux existants

Le calculateur doit connaître particulièrement :

- la résistance caractéristique à la compression du béton support, vérifiée sur des carottes
- la cohésion de surface du béton support, vérifiée par des tests de pastillage
- les caractéristiques mécaniques et les sections des armatures
- les conditions d'environnement.

### 3.1.2.2 La décomposition des charges

Les descentes de charges sont à déterminer :

- avant le renforcement,
- en cours de renforcement (avec étalement éventuel),
- après renforcement.

Ceci permet de calculer les contraintes dans les matériaux en fonction du schéma statique et des caractéristiques géométriques de la structure renforcée (section, inertie) pendant chaque phase.

### 3.1.2.3 Matériaux apportés

Il faut connaître (ou imposer) les valeurs suivantes :

- la résistance à la compression du béton projeté,
- les caractéristiques mécaniques des aciers additionnels,
- la résistance à la traction de la liaison béton support-béton projeté.

### 3.1.2.4 Conduite du dimensionnement

Le calcul est conduit suivant les règles du BAEL à l'ELS et à l'ELU. Cette méthode est reconduite dans l'Eurocode 2 Partie 1.1 mais il faudrait y ajouter une vérification des contraintes, de la flèche et l'ouverture des fissures en fonction de la classe d'exposition.

La première étape consiste à vérifier les sollicitations de la structure existante (état initial) à partir des éléments connus (béton et armatures). On entend par « éléments connus » la géométrie de la structure, les caractéristiques des matériaux et les plans de ferrailage conformes à l'exécution.

Il est possible de réduire l'état de sollicitation des matériaux par une opération de vérinage de l'élément à traiter, ce qui permet, en phase finale, que le béton projeté armé reprenne une partie du poids propre de la structure initiale.

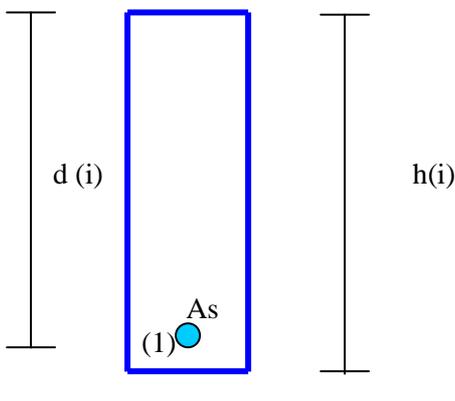
Des vérifications sont à conduire pour déterminer les points de vérinage, les efforts à appliquer, les limites des déformations admissibles et le transfert des charges aux points d'appuis de l'étaie.

La deuxième étape consiste à vérifier les sollicitations à l'état final.

Le bilan état initial/état final permet la définition des sections d'armatures à apporter dans les limites des caractéristiques des matériaux (béton, aciers).

Exemples de diagrammes de contraintes suivant les conditions d'état initial, avec ou sans étaie, avec ou sans vérinage.

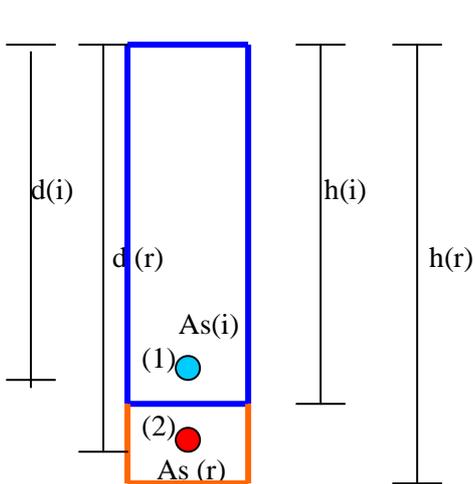
Cas n° 1 sans étaie ni vérinage  
état initial (i)



$\sigma_b(i)$

à considérer suivant l'état de sollicitation soit :  
-poids propre uniquement  
-poids propre avec charge d'exploitation partielle ou totale

a) phase travaux (t),(r) renforcement

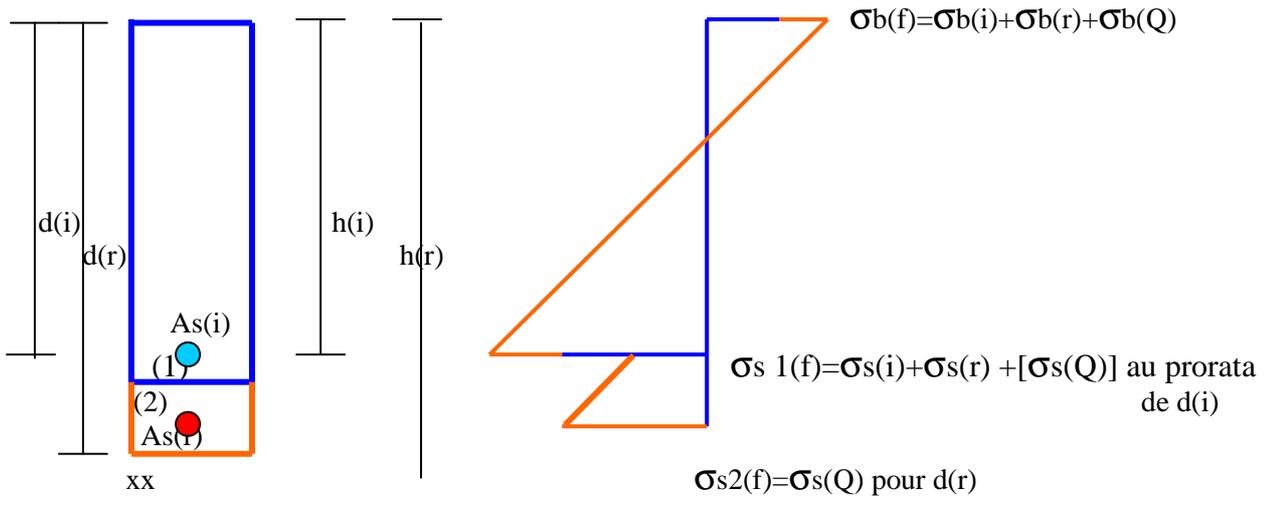


$\sigma_b(t) = \sigma_b(i) + \sigma_b(r)$

le béton et l'acier sont sollicités sous la combinaison de l'état initial et du complément de charge apporté par le poids du renforcement(r)

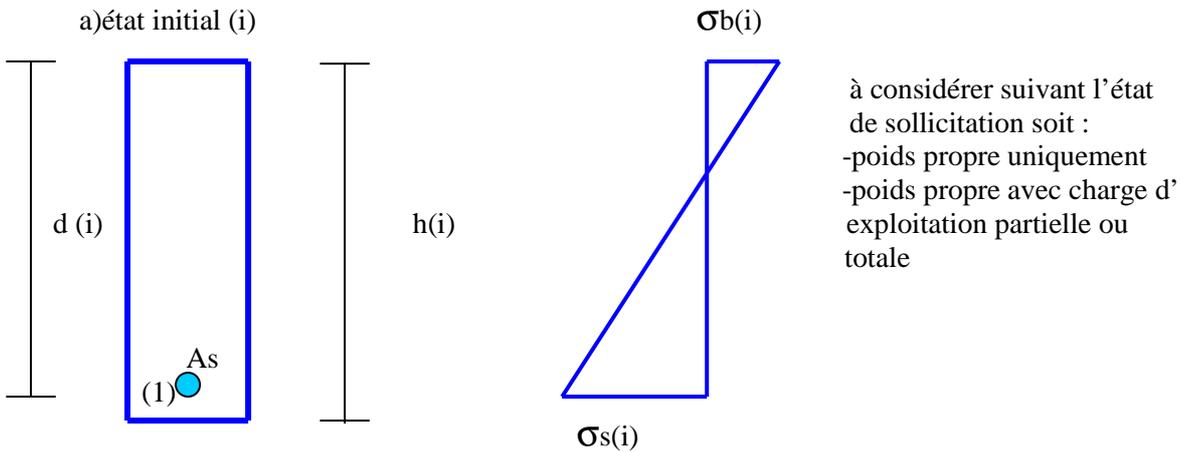
la section As(r) sera sollicitée lors de l'application des charges d'exploitation complémentaire (Q)

c) état final (f) sous charges d'exploitation Q

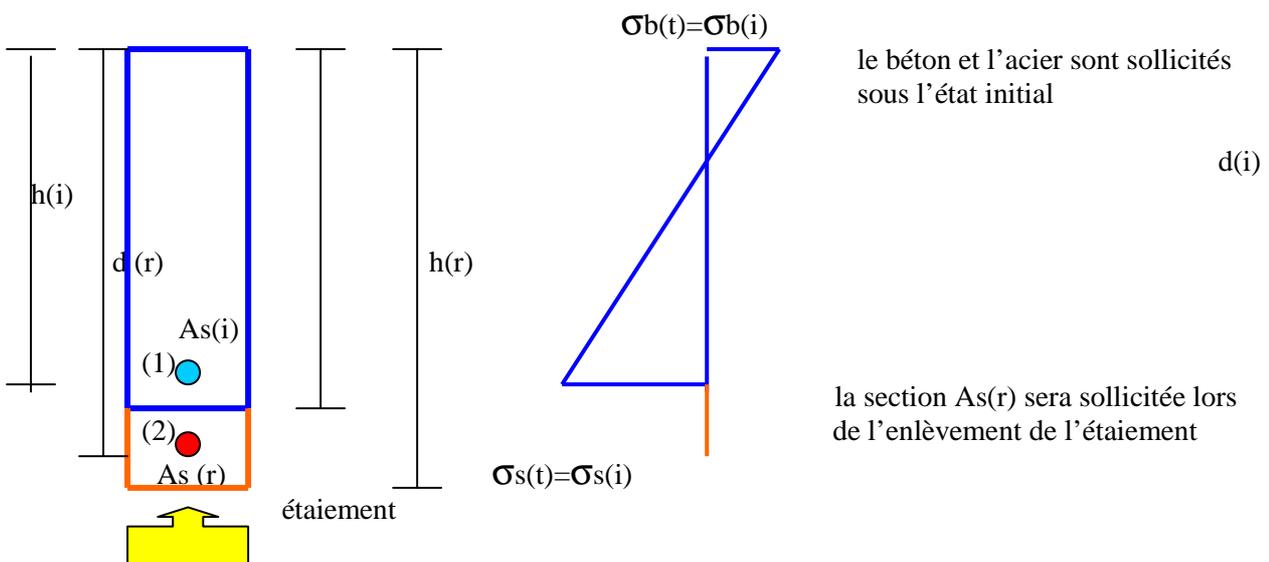


Cas n° 2 avec étaieage et sans vériage, l'étaieage reprend le complément de charge apporté par le poids du renforcement

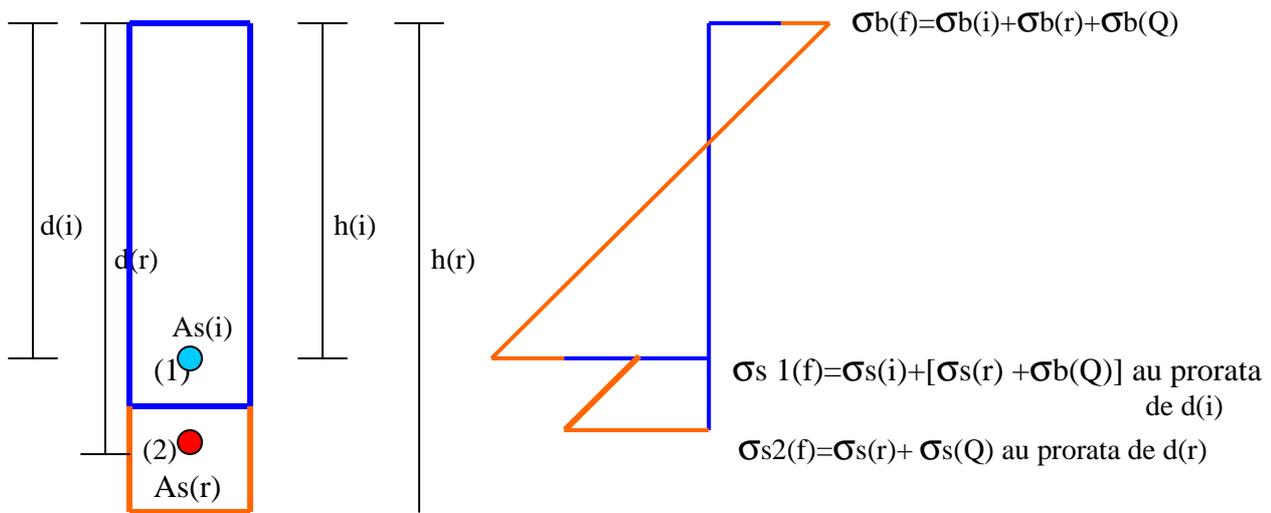
a) état initial (i)



b) phase travaux (t),(r) renforcement

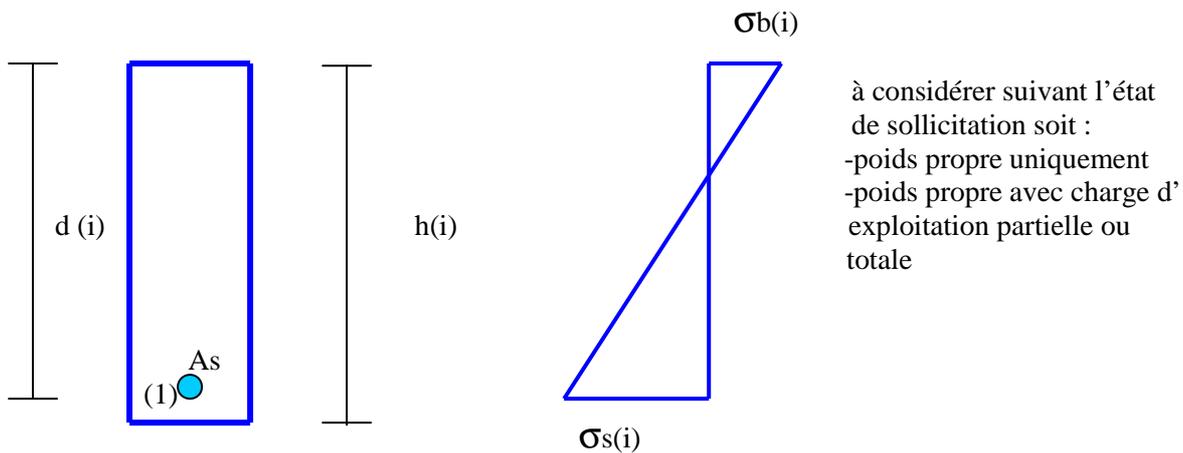


c) état final (f) sous charges d'exploitation Q

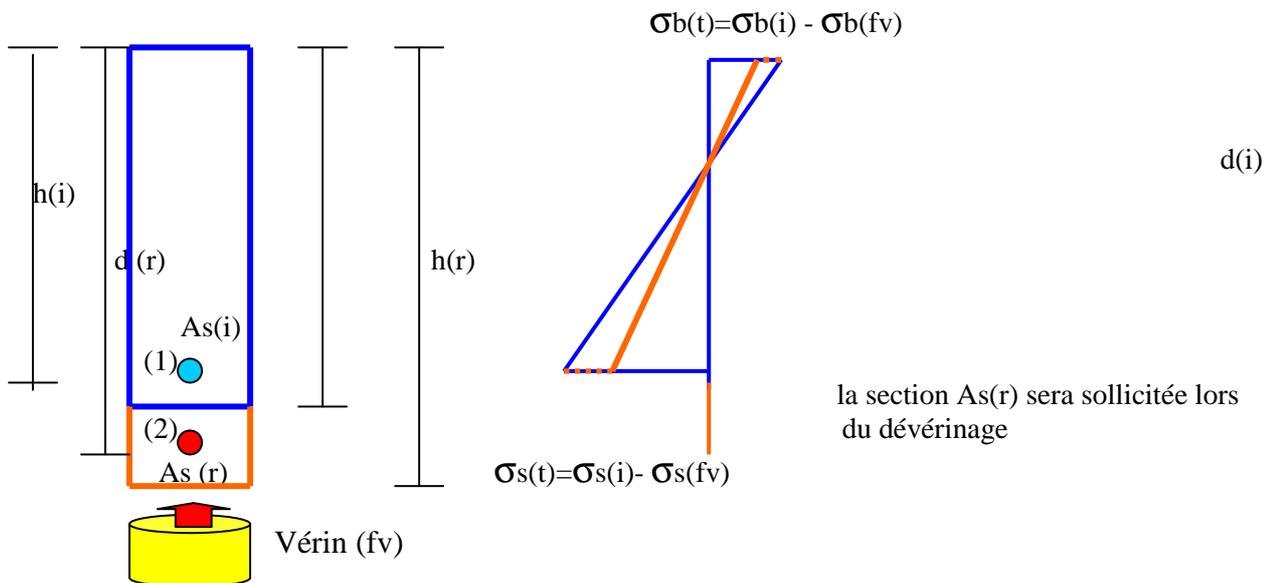


Cas n° 3 avec vérinage pour reprendre une partie du poids propre et éventuellement des charges existantes.

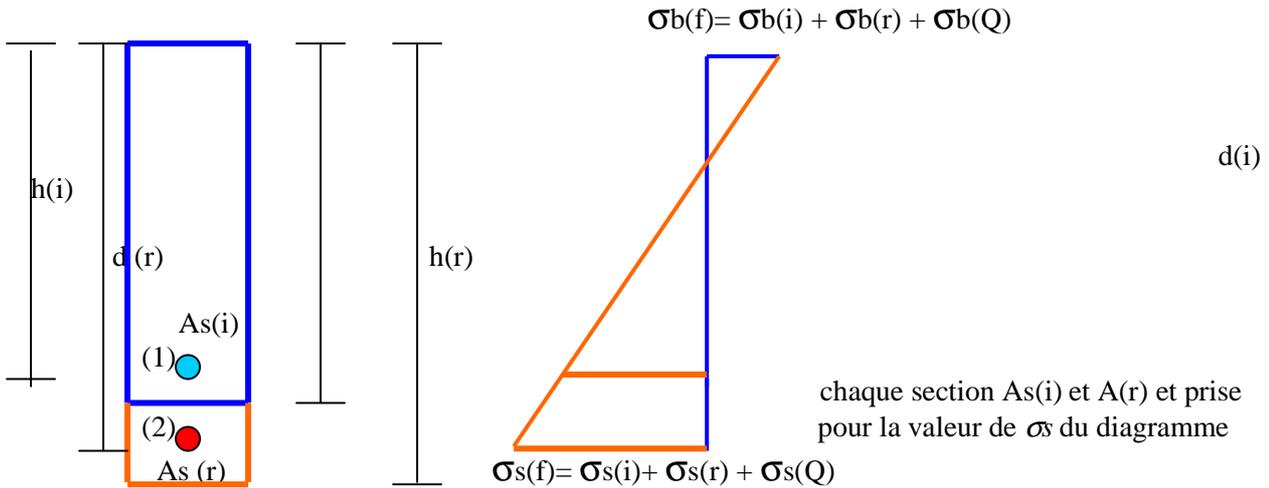
a) état initial



b) phase travaux (t), (r) renforcement



c) état final



### 3.1.3 Dispositions spécifiques liées au transfert des forces

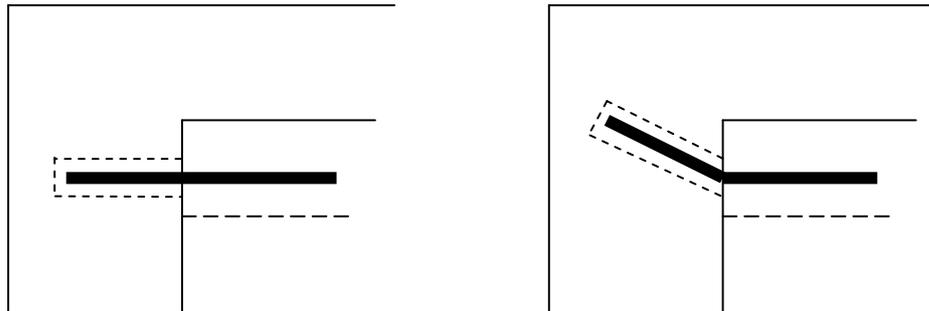
Les essais du LCPC ont confirmé la nécessité de vérifier les conditions de transfert des forces de la structure additionnelle à la structure existante. Cette vérification doit satisfaire des conditions dites de "transfert" déterminées à partir des sections d'armatures principales ajoutées.



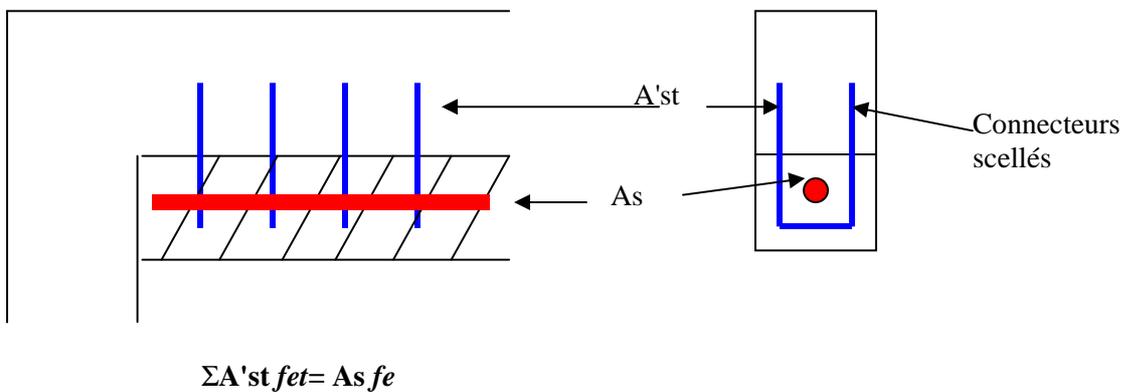
Sous une charge  $P$ , la section d'armatures additionnelles  $A_{s2}$  équilibre une force  $F$ . Cette force  $F$  doit être transférée à la structure existante en extrémité soit grâce à l'adhérence entre les deux bétons si la sollicitation de transfert est inférieure à cette valeur, soit par la mise en place d'armatures de transfert si la sollicitation dépasse la valeur de l'adhérence.

Le transfert en extrémité des armatures peut être :

-soit un ancrage par scellement dans l'appui de l'élément renforcé ; dans ce cas, la longueur de scellement est calculée suivant les règles spécifiques à la technique utilisée en tenant compte de la résistance du béton. A défaut de ces justifications, il faut retenir le principe d'une longueur de scellement égale à 15 fois le diamètre.



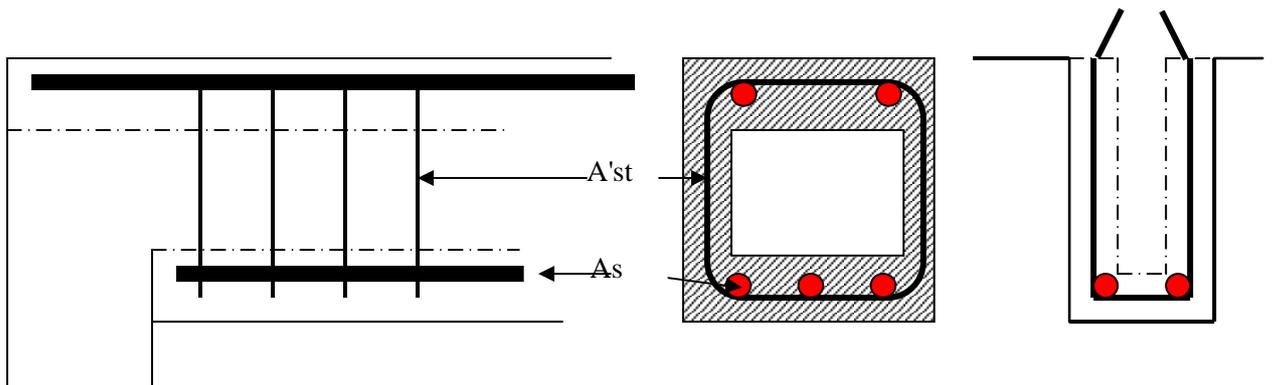
-soit des aciers de couture, de préférence dans une zone de béton comprimée.



La justification des aciers de couture  $A'st$  se fait par application de l'article A.6.1.2.3 du BAEL avec le commentaire \*.

Cette justification est également demandée dans l'Eurocode 2 Partie 1.1 mais fait l'objet d'un calcul plus détaillé (voir 6.2.5 de cet Eurocode)

-soit des aciers de frettage



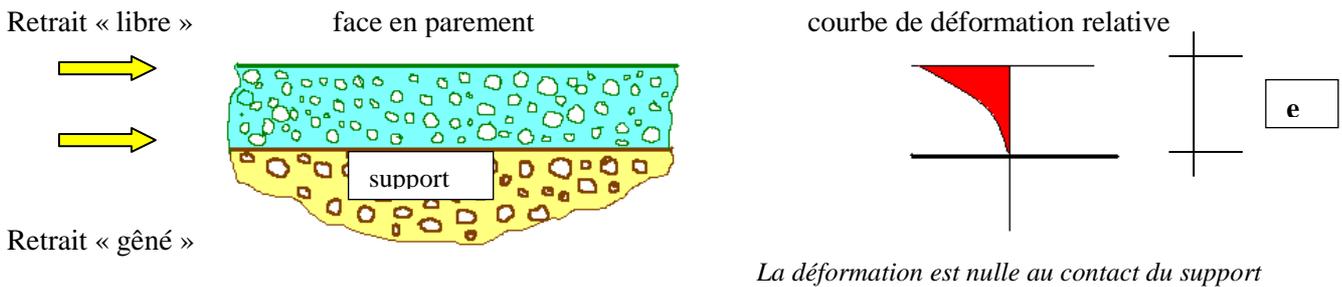
$$\Sigma A'st_{fet} = A_s f_e$$

La justification est identique aux aciers de couture.

### 3.1.4 Dispositions spécifiques liées au retrait

#### 3.1.4.1 Rappel

Il existe un gradient de déformation dû au retrait dans l'épaisseur de béton projeté (e).



#### •Cas d'un revêtement (de protection) sans armature

A l'interface, le retrait est gêné par l'adhérence au béton support.

En parement le retrait est libre, ce qui peut conduire en fonction de l'épaisseur, e, à l'apparition de fissures dues à la mise en traction du béton.

Jusqu'à 3 cm d'épaisseur, la fissuration de retrait est suffisamment faible pour qu'aucune disposition spécifique ne soit nécessaire.

Pour des épaisseurs supérieures à 3 cm, il y a apparition de fissures :

Entre 3 cm et 5 cm, il s'agit de fissures dont l'ouverture est généralement < à 1/10<sup>e</sup> de mm et la profondeur millimétrique. Ceci est comparable à un faïençage de peau d'un béton coffré. On peut introduire des fibres en polypropylène pour éviter cette fissuration (voir fascicules ASQUAPRO « mise en œuvre » § 8.1.1 et « formulation »).

Au-delà de 5 cm, le gradient de traction peut générer l'apparition de fissures d'ouverture > à 1/10<sup>e</sup> de mm. Il est préconisé de mettre en place un treillis soudé destiné à assurer une répartition de la fissuration. L'emploi de fibres peut également être envisagé.

#### •Cas d'une projection avec armature additionnelle

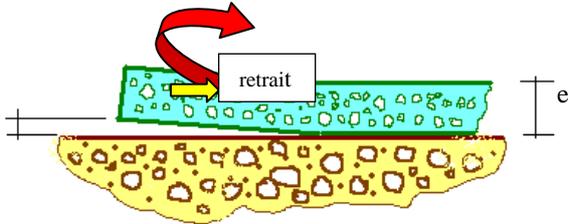
En règle générale les armatures assurent la fonction de répartition des fissures de retrait. Dans certains cas, il peut être nécessaire de prévoir la mise en place d'un complément d'armatures de peau.

#### •Dispositions particulières

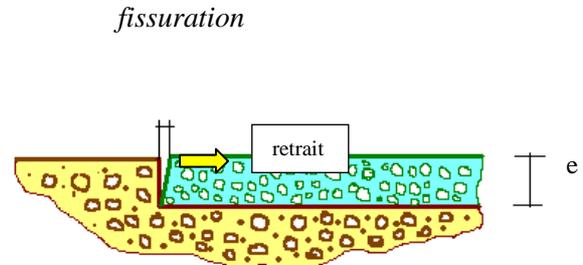
Lorsque les efforts dus au retrait sont repris par des armatures, cela a pour conséquence la concentration d'efforts en extrémité de la surface de béton projeté. On peut parler "d'effet de bord".

Cet effet peut générer un décollement dans le plan de liaison, surtout pour des arrêts saillants en surépaisseur (cas n° 1) ou suivant un plan normal à la surface (cas n° 2)

cas n°1



cas n°2

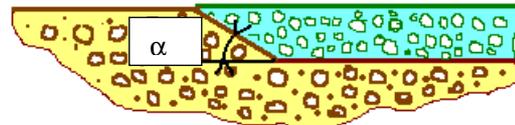


décollement par effet de « bord »

cas n°1



cas n°2



connecteur HA 8 scellé sur une profondeur de 8 cm  
la longueur de recouvrement avec le T.S est de 30 cm  
la nappe d'armature est placée coté parement

$$\alpha \leq 45^\circ$$

Pour le cas n°1 il convient de placer en extrémité une série de connecteurs pour couturer le plan de liaison. A défaut de règles précises de dimensionnement, on propose de mettre en place des connecteurs HA8 espacés de 20 cm. Le produit de scellement doit être inscrit sur la liste des fabrications admises à la marque NF-produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique. Il est conseillé d'utiliser un produit à base de résine synthétique.

Pour le cas n°2, l'arrêt doit s'effectuer sur une surface inclinée suivant un angle inférieur à 45° pour faciliter la liaison par adhérence. Les connecteurs sont alors inutiles.

Cette disposition a été appliquée dans le cas de la réparation des voussoirs du tunnel sous la manche pour des épaisseurs de béton allant jusqu'à 30 cm.

### 3.1.5 Ouvrages avec précontrainte

Dans certains cas très spécifiques, on est amené à associer un renforcement par précontrainte et par béton projeté (exemple : confinement de la base des pylônes du viaduc de Terenez, soumis à un gonflement dû à l'alcali-réaction et objet d'une importante fissuration).

**Seule la voie sèche est adaptée.** La formulation doit être élaborée en appliquant les exigences maximales requises pour le choix des granulats (on se reportera au fascicule ASQUAPRO « Formulation »).

Les calculs sont effectués suivant les règles du **BPEL et de l'EUROCODE 2**. On prend en compte des valeurs de fluage identiques à celles des bétons coulés. Les premières études expérimentales montrent que cela va dans le sens de la sécurité (cf §2.5).

Ce type de projection demande une grande rigueur, en particulier à cause de la densité de ferrailage et des efforts importants à reprendre (se reporter au fascicule ASQUAPRO sur la « mise en œuvre des bétons projetés », chapitre 6).

Une attention particulière doit être portée aux dispositifs nécessaires pour le transfert des efforts.

L'ancrage des câbles de précontrainte se fait parfois dans des blocs préfabriqués, en cas d'impossibilité d'accès pour la projection.

### 3.1.6 Cas d'emploi de fibres

Dans certaines conditions, il est admis qu'un ajout de fibres aux mélanges projetés – par voie sèche comme par voie mouillée – confère aux bétons des propriétés de ductilité intéressantes.

Ces caractéristiques de ductilité sont fonctions des fibres utilisées (métalliques ou synthétiques), de la quantité en place après projection, de l'homogénéité de leur répartition.

En fonction du projet et de la méthode de dimensionnement, l'étude est conduite en prenant en compte les caractéristiques retenues en terme d'énergie<sup>2</sup>, de résistance à la traction<sup>3</sup>, de résistance à la compression<sup>4</sup> et/ou de résistance en flexion<sup>5</sup>. Ces caractéristiques sont fonction de la classe des bétons, des types de fibres, de leur dosage, du respect des critères de qualité de la projection et des contrôles de la quantité de fibres en place.

#### Approche du Calcul

Pour des ouvrages de confinement provisoire et de chemisage en réparation d'intrados, il n'est pas systématiquement effectué de calcul. Dans ce cas, la spécification concerne alors la valeur de l'énergie absorbée à l'essai EN 14 488-5.

Pour les autres ouvrages, sous réserve de l'homogénéité du mélange béton/fibres, les structures sont dimensionnées en faisant une homogénéisation acier – béton et en prenant en compte la résistance en compression et la résistance en traction du matériau composite. On peut se référer :

soit aux règles de dimensionnement AFREM-AFPC [Rossi et al., 2002],  
soit au cahier n°7 « Regroupement d'exemples de dimensionnement du béton de fibres métalliques suivant les recommandations du DBV » de l'association du béton allemand (Deutsche Beton Verein). Ce document introduit différents coefficients de sécurité en fonction du type de béton utilisé (projeté ou coulé),  
soit à la norme suisse SIA 169.

---

<sup>2</sup> mesurées par un essai d'absorption d'énergie suivant la norme NF EN 14 488-5

<sup>3</sup> mesurée à partir d'un essai de traction dont le mode opératoire est indiqué dans le guide AFREM-AFPC

<sup>4</sup> mesurée suivant le même essai que pour les bétons non fibrés (norme NF EN 12 390-3)

<sup>5</sup> mesurée à partir d'essais de flexion sur prismes obtenus par sciage à partir de caisses de béton projeté (essai peu utilisé en France mais pratiqué en Allemagne, en Suède et aux Etats-Unis)

L'association du béton projeté fibré avec des armatures est possible. Dans ce cas, le calcul prend en compte le matériau homogène béton/fibres comme élément résistant à la traction.

L'utilisation de fibres nécessite de résoudre les difficultés liées aux reprises de bétonnage. L'adhérence du béton projeté fibré est équivalente à celle du béton projeté non fibré. Soit cette valeur est suffisante pour reprendre les efforts de traction au niveau des reprises de bétonnage, soit il est nécessaire de prévoir des armatures adaptées (voir article A5.3.1 du BAEL ou 6.2.5 de l'Eurocode 2 Partie 1-1).

### 3.1.7 Essais sur contre-voûtes sur ouvrages en maçonnerie

Les essais conduits par un groupe de travail comprenant la SNCF, le CETU et la RATP en collaboration avec la RATP ont été réalisés en vraie grandeur sur une portion de voûte en maçonnerie de briques.

Ils montrent qu'une contre-voûte en béton projeté par voie sèche, réalisée en intrados d'ouvrages en maçonnerie apporte un renforcement nettement supérieur aux seules caractéristiques mécaniques de la structure additionnelle. Des coefficients de renforcement compris entre 3 et 5 ont été obtenus pour une coque adhérente de 6 cm d'épaisseur [Bourgois et al., 1988].

Ces essais ont été complétés par une deuxième campagne expérimentale visant à évaluer l'efficacité de l'épinglage des armatures, les conséquences de l'interposition d'un écran étanche ou drainant et l'intérêt de l'incorporation de fibres métalliques dans le béton projeté [Rivallain et al., 1995]. Ils confirment la valeur du coefficient de renforcement.

Ces deux campagnes expérimentales permettent de conclure que :

- La présence de connecteurs (épinglage) permet d'améliorer l'homogénéité de la structure et de considérer la section de béton projeté comme une section de maçonnerie fictive. Leur rôle est prépondérant à proximité des zones des extrémités de la coque projetée. Ils interviennent également en phase de projection pour la tenue des armatures, en particulier pour empêcher leur vibration<sup>6</sup>. Enfin, ils permettent d'assurer la pérennité de la liaison entre la contre-voûte et l'intrados existant, liaison qui pourrait être altérée par des problèmes de durabilité.
- Le comportement de l'ouvrage ainsi renforcé n'est pas la somme des deux structures séparées (maçonnerie-béton projeté). L'effet du confinement de la structure permet d'augmenter notablement ses performances car il y a à la fois confinement de la maçonnerie (suppression des risques de déplacement ou de chutes de moellons) et confinement de la coque mince en béton projeté (suppression du flambement et du cloquage). L'adhérence entre les deux matériaux permet aux efforts d'être transmis de l'un à l'autre et joue un rôle important dans la capacité portante de l'ensemble, comme le montre le comportement nettement moins satisfaisant des renforcements avec interposition entre la maçonnerie et le béton projeté d'une membrane drainante ou étanche. Dans ce cas, le renforcement existe (coefficient un peu inférieur à 2) mais il est seulement lié à l'addition des raideurs des deux structures indépendantes.
- Le renforcement par béton projeté fibré apporte un coefficient d'amélioration équivalent à celui d'un béton projeté armé de treillis soudé sans épinglage. Son intérêt réside principalement dans la ductilité de ce matériau, qui lui confère un comportement beaucoup plus sécurisant en cas de fissuration de la contre-voûte (lors de l'essai d'absorption d'énergie, on constate une chute de poussières pour les dalles en béton fibré alors qu'il se produit des décollements de blocs décimétriques pour les dalles armées).

*Commentaire :*

*En cas de venues d'eau, il est nécessaire de réfléchir aux deux problèmes suivants :*

---

<sup>6</sup> Même si le nombre de connecteurs « profonds » est faible (par exemple 2/m<sup>2</sup>) ne pas oublier d'y ajouter des fixations plus superficielles pour éviter la vibration des armatures lors de la projection (jusqu'à 6/m<sup>2</sup>).

- Une contre-voûte constitue un écran plus ou moins étanche s'opposant à la circulation de l'eau au travers de l'ouvrage. Les matériaux confinés gorgés d'eau voient leurs caractéristiques se dégrader, en particulier leur résistance au gel-dégel.

- La liaison entre les matériaux ne peut reposer sur leur seule adhérence, dont la valeur est susceptible de diminuer dans le temps.

En conséquence, il est préférable, lorsqu'il s'agit d'un problème purement esthétique, de s'abstenir de fermer l'intrados de l'ouvrage par une contre-voûte en béton projeté.

Si cette opération s'avère nécessaire pour des problèmes de stabilité, il est impératif de l'associer à un dispositif de drainage et de collecte des eaux d'infiltration.

Par ailleurs, on peut être amené à mettre en place un treillis soudé connecté à la structure, associé à un béton projeté de préférence fibré, pour profiter de son caractère ductile. Si besoin, on terminera par une couche de fermeture pour retrouver un état de surface sans fibre saillante.

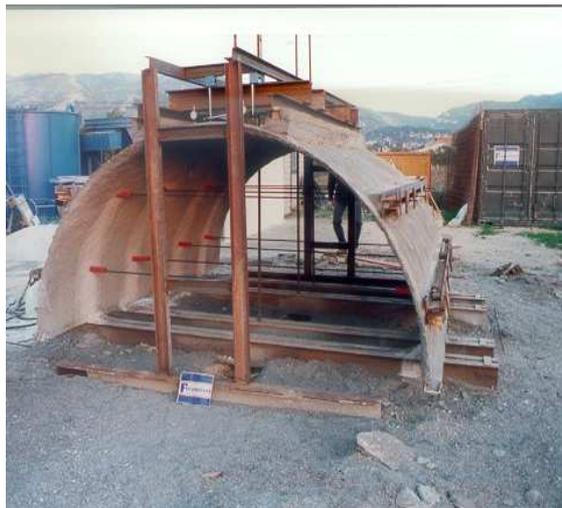
### 3.2 Renforcement collaborant des buses métalliques

Par opposition au cas des contre-voûtes évoqué précédemment, le renforcement décrit ci-dessous ne fait pas appel à l'adhérence entre la structure initiale et la structure additionnelle : l'étude conduite dans le cadre du projet national BEFIM, thème 4 – projet 2 traite du renforcement de buses métalliques corrodées par une **coque mince non adhérente en béton de fibres métalliques (BFM)**.

Cette méthode est adaptée pour le renforcement de buses métalliques ne souffrant pas de défauts majeurs de conception et de réalisation mais simplement d'une vitesse de corrosion plus importante que prévue. Elle s'inscrit comme un complément aux solutions décrites dans le document guide du SETRA traitant de la réhabilitation des buses métalliques.

La projection s'effectue sans traitement préalable autre qu'un lavage de la buse à l'eau sous pression (environ 250 bars). Elle est réalisée par anneau complet. Il est recommandé de mettre localement en place un treillis soudé, à cheval sur les zones de reprise de bétonnage. Si toutefois, il paraît difficile de gérer avec précision l'implantation de ces zones, le treillis est placé sur la totalité de la surface.

Les essais de validation montrent qu'il est possible de réaliser des coques très minces (6 cm) en béton projeté par voie sèche avec ajout de fibres métalliques, ayant une souplesse et une résistance voisine de celles de l'ouvrage initial.



Vue du dispositif d'essai de la coque mince en béton projeté fibré de 6 cm d'épaisseur après démoulage de la tôle type T100

Cette étude est consultable dans le document édité par les Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées sous la direction de Pierre ROSSI, intitulé « LE DEVELOPPEMENT INDUSTRIEL DES BETONS DE FIBRES METALLIQUES *conclusions et recommandations* », collection de l'IREX et ECOLE FRANCAISE du BETON.

## **4 Les structures neuves**

### **4.1 Les structures neuves de forme libre**

La projection peut se faire par voie sèche ou voie mouillée. Cependant, **si des justifications par calcul sont nécessaires, seule la voie sèche est admise**. Elles peuvent se faire suivant le BAEL ou l'Eurocode 2, à condition de s'assurer de la qualité de la mise en œuvre du béton (certification du porte-lance, formulation adaptée, etc.).

### **4.2 Les Parois**

#### 4.2.1 Parois clouées

On peut distinguer deux utilisations :

- les ouvrages provisoires
- les ouvrages définitifs.

Pour les premiers, on peut employer les deux techniques de projection. Pour les ouvrages définitifs, il est recommandé d'utiliser la voie sèche qui permet un meilleur enrobage des armatures, une meilleure résistance au gel-dégel, l'obtention de résistances et de modules élevés.

De plus, pour les ouvrages définitifs, ne pas oublier qu'ils se comportent comme tout ouvrage en béton armé et doivent s'adapter aux sollicitations de retrait et de dilatation thermique. Il faut donc prévoir des joints secs environ tous les 15 m (amorces privilégiées de la fissuration) et des joints de dilatation.

Ne pas négliger les effets de poussée dus à l'action du gel, qui peut atteindre des profondeurs de 80 cm à 1 m.

Se référer aux recommandations rédigées dans le cadre des projets nationaux CLOUTERRE et CLOUTERRE II.

#### 4.2.2 Parois berlinoise

S'agissant d'ouvrages définitifs, il est recommandé, comme précédemment, d'utiliser la **voie sèche**.

Le soutènement est constitué par un voile en béton projeté lié à des éléments verticaux : pieux en béton coulés (photo ci-dessous) ou profilés battus dans le sol.



Pour cette application, le calcul béton armé est conduit en décomposant l'ouvrage en bandes horizontales correspondant au phasage du bétonnage, connectées aux éléments verticaux et sollicitées par la pression correspondant à l'épaisseur de terrain décomprimé.

## **5 Les ouvrages souterrains**

### **5.1 Emploi du béton projeté en soutènement**

L'emploi du béton projeté en ouvrages souterrains – par voie sèche ou par voie mouillée – fait l'objet d'un texte de l'AFTES intitulé "Conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains", auquel il convient de se référer [GT20 de l'AFTES, 2000].

Dans ce document le béton projeté est considéré soit :

- comme une peau protectrice : le béton projeté agit ici à la manière d'un ciment permettant d'assurer le jointement des grains de sol et/ou des fragments de roche et d'éviter qu'une désorganisation en chaîne du terrain se développe ; ce soutènement intervient uniquement en surface, à une échelle allant de quelques millimètres au décimètre ; il n'est pas sollicité mécaniquement.
- comme une peau résistante : ce type de soutènement doit être conçu comme une structure composite faisant intervenir un anneau de terrain renforcé par boulonnage et une peau de béton projeté sollicitée en cisaillement qui doit être renforcée à l'aide d'un treillis soudé, de fibres ou de cintres.
- comme un anneau de structure dans ce cas l'anneau en béton projeté est conçu comme une véritable structure, capable de reprendre à la fois des efforts normaux et des moments.

### **5.2 Renforcement de tunnels par contre-vôutes adhérentes**

Les dispositions applicables sont identiques à celles décrites ci-dessus pour les ouvrages en maçonnerie.

### **5.3 Renforcement de tunnels par coques indépendantes**

Ces coques ont généralement pour but d'assurer le soutènement et la protection d'un dispositif d'étanchéité construit le plus souvent dans le cadre de travaux de modernisation de tunnel en vue d'améliorer le confort de l'utilisateur. Elles sont dimensionnées pour la reprise de charges ponctuelles appliquées en extradors de la coque, limitées en poids à quelques tonnes. Pour le comportement au feu l'étude est conduite suivant les informations contenues dans le document n° 15 d'octobre 2006 « Les notes d'informations du CETU » intitulé – **Procédé d'étanchement et de revêtement de tunnels par coque en béton projeté indépendante** – La réalisation de joints de fractionnement, espacés tous les 10 mètres, est nécessaire pour l'adaptation aux déformations de retrait et de dilatation.

**5.3.1 Coques confinées au contact de l'intrados**

Pour ce type de coque, le dispositif d'étanchéité est pris en sandwich entre l'intrados de l'ouvrage existant et l'extrados de la coque. Dans ce cas, le dimensionnement prend en compte une butée généralement limitée aux reins de la coque. Cette limite d'application résulte de la modélisation des déformées de la coque en fonction des hypothèses de chargement qui sont à préciser dans le CCTP.

La valeur de butée tient compte de la nature et de l'épaisseur du complexe d'étanchéité. Elle est assimilée à des ressorts calculés à partir des caractéristiques des matériaux utilisés.



*Travaux d'étanchement du tunnel du Pas de La Reyssole ,  
Avec mise en place d'une étanchéité et d'un isolant thermique*

**5.3.2 Coques indépendantes sans butée**

Ce type de coque est utilisé pour la modernisation des tunnels non revêtus. Le dispositif d'étanchéité est posé sur l'extrados de la coque ou fixé à la voûte comme dans les tunnels neufs. Il existe un vide entre la coque et l'intrados de l'ouvrage.

Dans ce cas, le dimensionnement ne prend pas en compte une butée de la coque. Il est conduit en fonction des hypothèses de chargement qui sont à préciser dans le CCTP, il tient compte également des effets d'un choc de poids-lourds. On pourra se référer au format de note de calcul proposé par le CETU.



*Travaux de modernisation et d'étanchement du tunnel des Aravis.*

#### **5.4 Galeries hydrauliques et techniques**

Ces ouvrages ont fait l'objet du Projet National RERAU qui a pour objectif d'accroître la performance de la gestion des réseaux d'assainissement, au travers de l'amélioration de la qualité de leur état, de la maîtrise des techniques de réhabilitation et de la promotion de nouveaux procédés.



Les conclusions de ce projet ont fait l'objet de publications dans lesquelles figurent un document qui traite du dimensionnement des solutions, dont les mortiers et béton projetés, intitulés :

« RESTRUCTURATION DES COLLECTEURS VISITABLES. GUIDE TECHNIQUE »  
Tome 1 & 2

Le dimensionnement des solutions techniques est traité dans le Tome 2

Editeur :

TEC & DOC LAVOISIER

#### **6 Bibliographie**

« Evaluation des paramètres d'obtention de la qualité des bétons projetés utilisés dans des soutènements provisoires, des revêtements définitifs et des renforcements d'ouvrages », présentée devant l'institut national des sciences appliquées de Lyon le 18 juillet 2003 par Sylvie Gérôme – document directement accessible sur le site internet de l'ASQUAPRO ([www.asquapro.asso.fr](http://www.asquapro.asso.fr))

« Maintenance et réparation des ponts », sous la direction de Jean-Armand Calgaro et Roger Lacroix, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

Additif 2002 aux recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

Bourgeois F., Reymond M.C., Dutems C., Bonvalet C., Nelva F., « Renforcement de voûtes en maçonnerie par coques en béton projeté. Approche expérimentale », Annales de l'ITBTP, n°464 – mai 1988, série : technique générale de la construction 108, pp. 74-111.

Rivallain, Le Bras, Nelva, Maguet, Maille, Bonvalet, Soubret, Reymond, « Confortement des voûtes en maçonnerie par béton projeté traditionnel en renforcé de fibres métalliques, étude comparative expérimentale, Annales de l'ITBTP, n°532 – mars-avril 1995, série : technique générale de la construction 159, pp. 50-79.

guide AFREM-AFPC : « LE DEVELOPPEMENT INDUSTRIEL DES BETONS DE FIBRES METALLIQUES - *conclusions et recommandations* », sous la direction de Pierre ROSSI, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, collection de l'IREX et ECOLE FRANCAISE du BETON, mai 2002

GT 20 de l'AFTES, Recommandations relatives à la CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU BETON PROJETE UTILISE EN TRAVAUX SOUTERRAINS, version 1 approuvée par le Comité Technique du 9 novembre 2000, Tunnels et ouvrages souterrains, n° 164, mars-avril 2001, pp. 68-102.

« Buses métalliques. Guide pour la surveillance spécialisée, l'entretien et la réparation », guide technique du SETRA, décembre 1992, 68 pp.

cahier n°7 « regroupement d'exemples de dimensionnement du béton de fibres métalliques suivant les recommandations du DBV » de l'association du béton allemand (Deutsche Beton Verein), juillet 2004 .

Les notes d'information du CETU n° 15 d'octobre 2006.

« RESTRUCTURATION DES COLLECTEURS VISITABLES. GUIDE TECHNIQUE »

Tome 1 & 2

Editeur :

TEC &DOC LAVOISIER 2002