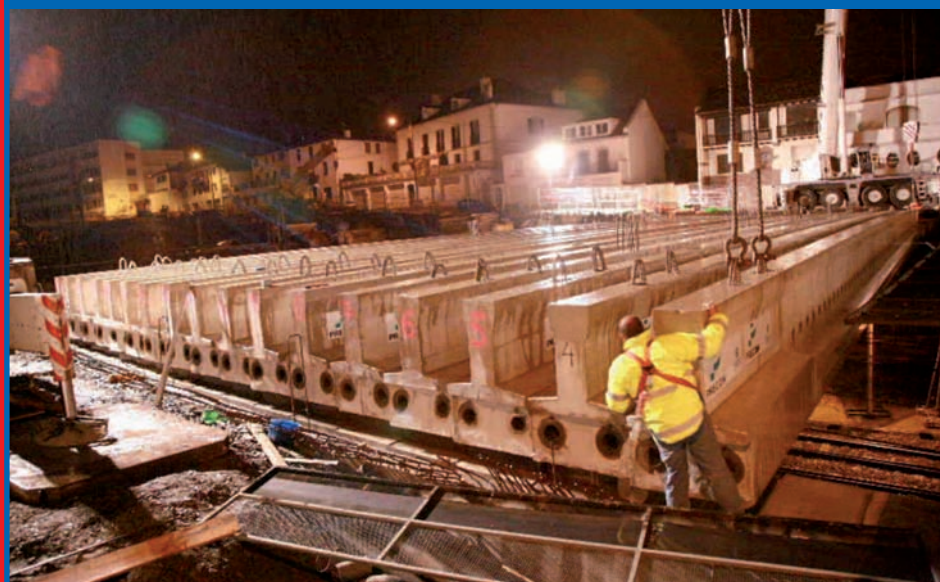
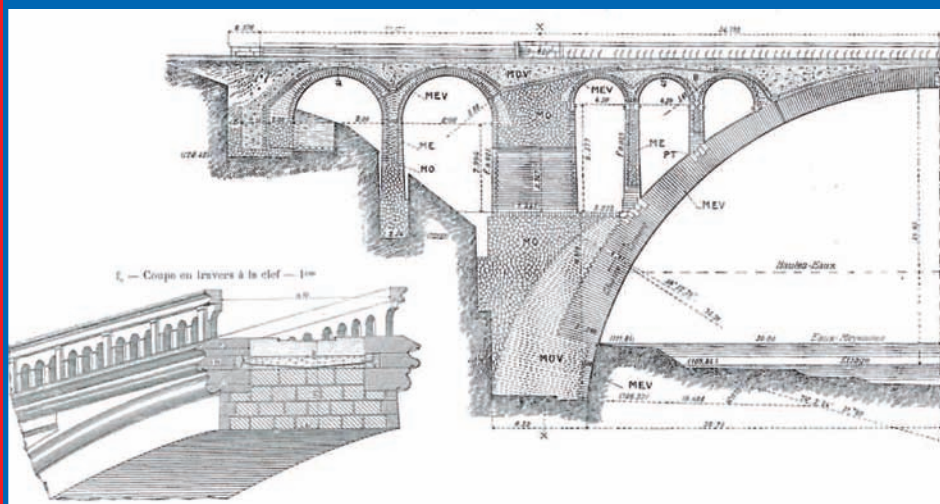


COUVERTURE DE LA TRANCHÉE FERROVIAIRE D'HENDAYE



LES PONTS EN MAÇONNERIE DU 19^E SIÈCLE LE CAS D'OUVRAGES FERROVIAIRES DU MIDI TOULOUSAIN



CARACTÉRISATION DE LA VARIABILITÉ DES PERFORMANCES DES BÉTONS. APPLICATION À LA DURABILITÉ DES STRUCTURES

ISSN : 1270-9840
CPPAP : 1002T77866

ISBN 978-2-7472-1705-7



ANALYSE HYDRODYNAMIQUE D'UN RÉSERVOIR CIRCULAIRE EN BÉTON ARMÉ, POSÉ AU SOL

R É A L I T É S INDUSTRIELLES

une série des Annales des Mines

S O M M A I R E

CRÉER DES EMPLOIS DANS LES TERRITOIRES

Éditorial

Pierre Couveinhes

Introduction

Claude Trink

Les nouveaux outils de financement de l'industrie et leur mise en œuvre dans la Région Nord-Pas de Calais

François Yoyotte

Les Etats généraux de l'Industrie : un catalyseur pour la Lorraine

Eric Pierrat

Comment le département de l'Oise lutte contre la désindustrialisation

Claude Trink

Le FDR 35, fonds départemental de revitalisation de l'Ille-et-Vilaine

Jacques Garau

La restructuration industrielle dans la Vallée de l'Arve

Gérard Cascino

La reconversion – réussie – d'une entreprise de Franche-Comté dans l'éolien

Gilles Cassotti

Les possibilités de diversification : le cas d'un site papetier français

Pascal Clément, Jean-Jacques Bordes et Dominique Lachenal

La recherche et l'enseignement supérieur, un enjeu de la bataille économique dans les territoires

Daniel Fixari et Frédérique Pallez

Les plateformes d'innovation : des facteurs de compétitivité des territoires

Romain Beaume et Vincent Susplugas

Créer des emplois dans les territoires : quelques éléments de prospective des investissements industriels en France

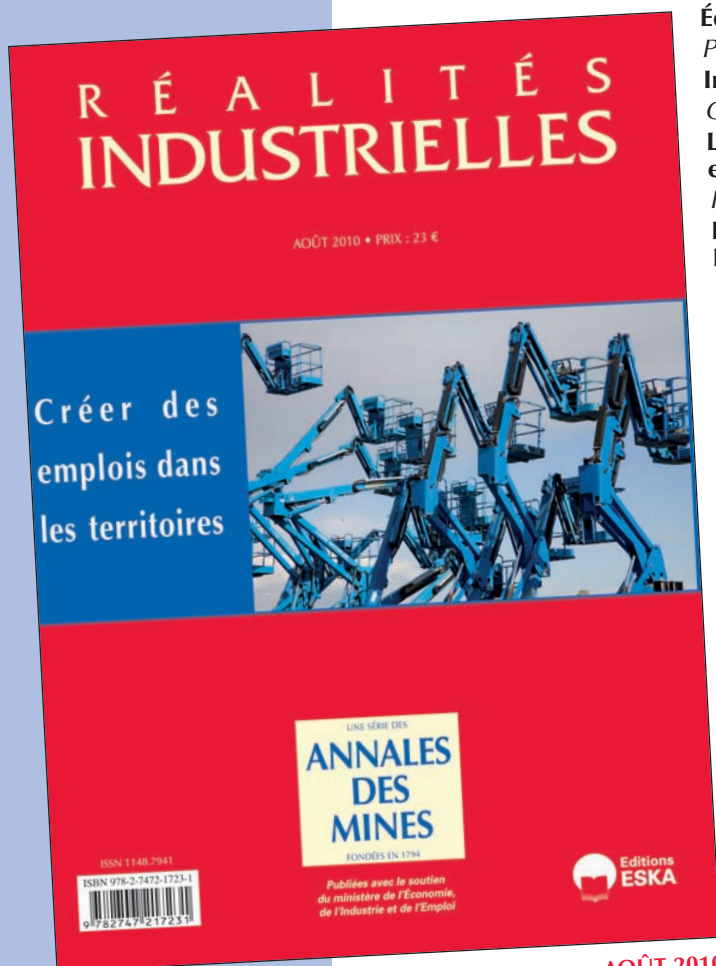
Gilles Le Blanc

Hors dossier

Les nanos : applications et enjeux

Ilarion Pavel

Ce numéro est coordonné par Claude Trink



AOÛT 2010
ISSN 1148-7941
ISBN 9-2-7472-1723-1

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions ESKA, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

☐ Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Réalités Industrielles août 2010 « Créer des emplois dans les territoires » (ISBN 978-2-7472-1723-1)** au prix unitaire de 23 € TTC.

Je joins ☐ un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

☐ un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Serge KEBABTCHIEFF

RÉDACTION

Rédacteur en chef

François BUYLE-BODIN,
université de Lille

Représentant

l'Association Française
de Génie Civil AFGC

Jean-Marc TANIS (EGIS), président du CA
Bruno GODART (LCPC), président du Comité
des Affaires Générales

Patrick GUIRAUD (Cimbéton),
vice-président du CAG

Thierry KRETZ (SETRA),

Président du Comité Scientifique et Technique

Représentant l'Association

Universitaire de Génie
Civil AUGC

Denys BREYSSE

(université de Bordeaux),

président du CA

Anne PANTET (université de Poitiers),

membre du CA, chargée des publications
des rencontres de Saint-Malo

Olivier PLÉ (université de Grenoble),

membre du CA, chargé du prix jeunes

chercheurs « René Houpert »

Ahmed LOUKILI,

membre du conseil scientifique

Représentant le LCPC

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

Représentant la SMA-BTP et le GIS MRGenCi

(maîtrise des risques en génie civil)

Vincent MELACCA

ABONNEMENT :

Editions ESKA <http://www.eska.fr>

12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35

FABRICATION : AGPA EDITIONS

4, rue Camélinat - 42000 Saint-Etienne

Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04

E-mail : agpaedit@yahoo.com

PUBLICITÉ - À la rédaction

IMPRESSION

Gráficas Lizarra - Villatuerta - Navarra - Espagne

Dépôt légal: SEPTEMBRE 2010

sommaire

éditorial

matériaux

Caractérisation de la variabilité des performances de bétons. Application à la durabilité des structures – S. POYET, J.-M. TORRENTI 6

structures

Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton armé, posé au sol – H. HAMMOUM, K. BOUZELHA, N. E. HANNACHI 13

grands chantiers

Couverture de la tranchée ferroviaire d'Hendaye – C. IGLESIAS 23

ouvrages en maçonnerie

Les ponts en maçonnerie du 19^e siècle. Le cas d'ouvrages ferroviaires du Midi Toulousain – N. DOMÈDE 48

résumés — abstracts	4
annonces de colloques	65
recommandations aux auteurs	80
bulletin d'abonnement	2



BULLETIN D'ABONNEMENT

À retourner aux Éditions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS
Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom

Raison sociale.....

Adresse

Code postal Ville Pays

Je m'abonne pour l'année 2010 (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 222 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 269 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 279 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 321 € |

À partir du 2^e abonnement :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 179 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 215 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 224 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 257 € |

Surtaxe aérienne 2,90 € par volume (2,90 x 6) soit 17,40 €

- Je joins :
- ☐ Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA
 - ☐ Un virement bancaire aux Editions ESKA -
BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

* 2-3/2010

LISTE DES ANNONCEURS

ÉDITIONS ESKA : 2^e - 3^e de couv et page 79

CONEXPO-CON/AGG 2011 : 4^e de couv

éditorial

Chères lectrices, chers lecteurs des Annales,

L'éditeur se joint à moi pour nous excuser du retard dans la parution des derniers numéros des Annales. A la lenteur de la mise en place de la nouvelle ligne éditoriale s'est ajouté un problème technique d'impression. Il n'empêche que ce n° 2-3 sera immédiatement suivi du n° 4 de 2010. Le présent numéro comprend des articles représentatifs de l'évolution que nous voulons donner à la revue.

Le premier article porte sur l'analyse de la caractérisation de la variabilité de la performance des bétons. Il rapporte le travail effectué dans le cadre d'un groupe de travail du projet APPLET, soutenu par l'Agence Nationale de la Recherche et animé par S. Poyet et J.M. Torrenti. Toute recherche aujourd'hui dans le domaine des bétons doit intégrer cette dimension de variabilité, et cet article présente d'une façon simple la problématique au lecteur.

Le deuxième article s'intéresse à l'analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton armé posé sur le sol. Il relève d'un corpus de réflexions engagées dans les pays à fort risque sismique, dont l'Algérie. Cet article a été recommandé, expertisé et revérifié par des membres de l'UISF Union des Ingénieurs et Scientifiques Francophones, qui est associée aux Annales dans le travail collectif de renforcement de la qualité des publications de la revue.

Le troisième article présente un grand chantier, celui de la couverture de la tranchée ferroviaire d'Hendaye. Il est proposé par un ingénieur fidèle aux Annales. Il entre dans une rubrique nouvelle, que nous ouvrons en raison de l'intérêt qu'elle devrait selon nous présenter pour les lecteurs des Annales.

Le quatrième et dernier article est écrit par une universitaire toulousaine. Il porte sur les ouvrages ferroviaires en maçonnerie du midi datant du XIX^e siècle. J'espère que vous partagerez ma passion pour ces ouvrages remarquables tant par leur valeur technologique à l'époque de leur réalisation que par leur valeur patrimoniale qui fait qu'aujourd'hui il est indispensable de les conserver.

Excellente lecture de ce n° 2-3 des Annales du BTP de l'année 2010.

Le rédacteur en chef,

Professeur François BUYLE-BODIN

résumés — abstracts

CARACTÉRISATION DE LA VARIABILITÉ DES PERFORMANCES DES BÉTONS. APPLICATION À LA DURABILITÉ DES STRUCTURES

S. POYET, J.-M. TORRENTI

Le projet APPLÉT a pour objectif de proposer une quantification de la variabilité des propriétés des bétons dans les structures et de la prendre en compte dans des approches probabilistes ceci pour une meilleure évaluation de la durabilité des structures. Cette détermination de la variabilité de différents bétons fait l'objet d'un programme expérimental portant sur un nombre important d'essais de caractérisation d'indicateurs de durabilité ou d'essais relatifs à la durabilité.

L'option retenue par le projet est la caractérisation de la variabilité de bétons mis en œuvre en conditions industrielles. Pour cela le projet bénéficie du support de Vinci Construction France pour la fourniture des éprouvettes. Deux chantiers fournissent régulièrement aux différents participants des éprouvettes pour la réalisation de leurs essais.

Les formulations des deux bétons retenus sont représentatives des formulations couramment utilisées aujourd'hui dans l'industrie du BTP :

- un C50/60 (résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 50 MPa) à base de ciment Portland (CEM I) et de cendres volantes utilisé pour la réalisation de la dalle séparant les deux voies de circulation du tunnel de l'A86 (ouest parisien) ;
- un C40/50 à base de ciment composé CEM III utilisé pour la réalisation des appuis (semelles, piles et chevêtres) du viaduc de Compiègne (nord parisien).

Nous présentons ici l'ensemble du programme ainsi que les premiers résultats expérimentaux.

CHARACTERIZATION OF THE VARIABILITY OF THE PERFORMANCES OF CONCRETES. APPLICATION TO THE DURABILITY OF STRUCTURES

The APPLÉT project aims to propose a quantification of the variability of the properties of structural concrete and to take it into account in probabilistic approaches this for a better evaluation of the durability of structures. This determination of the variability of various concretes is the subject of an experimental program with a significant number of tests allowing the characterization of indicators of durability or tests related to durability.

The option retained by the project is the characterization of the variability of concretes implemented in industrial conditions. For that the project profits from the support of Vinci Construction France for the supply of the samples. Two building sites regularly provide to the various participants samples for the realization of their tests.

The formulations of the two concretes selected are representative of the formulations usually used today in construction.

ANALYSE HYDRODYNAMIQUE D'UN RÉSERVOIR CIRCULAIRE EN BÉTON ARMÉ, POSÉ AU SOL

H. HAMMOUM, K. BOUZELHA, N. E. HANNACHI

Une enquête effectuée sur un large parc de réservoirs expertisé laisse paraître une pathologie très répandue [10] : le défaut rencontré est une fissure oblique sur la paroi du réservoir, non parallèle aux axes principaux de la paroi. Ces fissures localisées à la liaison paroi-radier traversantes dans le béton armé évoluent dans le temps, compromettant ainsi l'étanchéité de l'ouvrage. Selon la classification de G. Mathieu [8], cette pathologie a un indice de gravité D (défaut révélateur d'une évolution avancée de la dégradation de l'ouvrage en contact avec le liquide).

Ces réservoirs de stockage remplissent des besoins vitaux de la population. Leur étude doit leur permettre de demeurer fonctionnels pendant et après un séisme. Cette tâche devient encore plus délicate lorsqu'on sait que dans un réservoir partiellement rempli l'excitation sismique met une partie du fluide en mouvement (ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance de contraintes sur les parois, pouvant provoquer l'endommagement de la coupole ainsi que la paroi). Ce phénomène est appelé l'effet hydrodynamique, et son appréciation devient difficile.

En France, le seul outil normatif de références était longtemps le Fascicule 74 [7], jusqu'à l'avènement des Eurocodes. Ces derniers sont restés muets sur la question jusqu'en juillet 2005, date de la disponibilité de l'Eurocode 8 qui consacre sa partie 4 aux réservoirs. En Algérie, le règlement parasismique impose de tenir compte de l'effet hydrodynamique uniquement pour les réservoirs d'une capacité supérieure à 1500 m³, en zone de moyenne et forte sismicité.

A travers la présente étude, illustrée par une application numérique, on tentera de faire le lien de cause à effet entre la pathologie rencontrée sur les réservoirs et la non prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs de conception des réservoirs.

HYDRODYNAMIC ANALYSIS OF A CIRCULAR CONCRETE TANK, LAYING THE GROUND

A survey run on an assessed large tank farm revealed a widespread pathology [10]: the defect found is a diagonal crack on the tank wall, not parallel to the main axes of the wall. These cracks located at the link-strike through-wall in reinforced concrete change over time, thus compromising the tightness of structure. According to the classification of G. Mathieu [8], this condition has a severity rating of D (default

reveals an evolution of advanced degradation of structure in contact with the liquid).

These storage tanks meet the vital needs of the population. Their study should allow them to remain functional during and after an earthquake. This task becomes even trickier when you know that in a tank partially filled the seismic excitation makes a part of the fluid in motion (which leads to the formation of surface waves, resulting in the birth of constraints on the walls, which can cause damage to the dome and the wall). This phenomenon is called the hydrodynamic effect, and its assessment is difficult.

In France, the only normative reference tool was for long the Issue 74 [7] until the advent of the Eurocodes. The latter remained silent on the issue until July 2005, date of availability of Eurocode 8, which devotes its part 4 to tanks. In Algeria, the Regulation imposes taking into account the hydrodynamic effect only for reservoirs whose capacity is greater than 1500 m³ in areas of average and high seismicity.

Through this study which is illustrated by a numerical application, we will attempt to link cause and effect relationship between the pathology encountered on the tanks and the fact of not taking into account the hydrodynamic effect in the design calculations of tanks.

COUVERTURE DE LA TRANCHÉE FERROVIAIRE D'HENDAYE

C. IGLESIAS

Un problème important posé par le chemin de fer à son passage par les villes d'Europe en générale et de France en particulier est l'effet barrière qui se crée, empêchant les villes de se développer au-delà. Même si cette barrière est franchie, il est certain que le passage est restreint à des endroits concrets et agit toujours en tant que barrière psychologique pour les riverains.

Cet article présente de manière succincte les problèmes de conception et de calcul posés par la structure de la couverture de la tranchée ferroviaire d'Hendaye. Cette structure consiste en une dalle de portée variable de 20-40 mètres en béton précontrainte. Sa construction a été possible grâce à l'accord de la SNCF et des investisseurs privés, et est en train de permettre la construction en dessus de 6 bâtiments d'habitation et une résidence de tourisme, avec démolition de l'ancien « Pont-Vieux » et reconstruction d'un nouveau « Pont-Vieux », ce dernier complètement intégré dans la promotion immobilière.

L'attention est attirée sur la section transversale évolutive de la dalle et sur le problème de redistribution de contraintes qui se crée, ainsi que sur l'équilibre des forces horizontales à temps infini.

COVER OF THE RAILROAD TRENCH OF HENDAYE

An important problem put by the train in its passage by the cities of Europe generally and France in particular is the effect

barrier which builds up, preventing the cities from developing beyond. Even if this barrier is crossed, it is certain that the passage is restricted to concrete places and always acts as a psychological barrier for the local residents.

This article presents in a brief way the problems of conception and calculation of the structure of the cover of the railroad trench of Hendaye. This structure consists of a 20-40 meters span slab of pre-stressed concrete. Its construction was possible thanks to the agreement of the SNCF (French Railways) and some private investors, and is allowing the construction on top of 6 residential buildings and a holiday residence, with demolition of the ancient "Pont-Vieux" and building of a new "Pont-Vieux", completely integrated into the real-estate development.

Special one attention is given to the change of transverse cross-section of the slab during construction stages which originates a redistribution of stresses and to the long-term equilibrium of horizontal forces.

LES PONTS EN MAÇONNERIE DU 19^E SIÈCLE LE CAS D'OUVRAGES FERROVIAIRES DU MIDI TOULOUSAIN

N. DOMÈDE

Le but de la recherche présentée ici est de parvenir à une meilleure connaissance de la technologie des ponts en maçonnerie. L'étude, de nature historique, concerne onze ouvrages d'une ligne ferroviaire construits en 1870 en région toulousaine. Elle a permis d'identifier avec exactitude les matériaux mis en œuvre et les procédés constructifs utilisés. Une typologie est dégagée. Elle est comparée avec les techniques couramment utilisées à la fin du 19^e siècle et relatées dans les livres techniques contemporains de la construction. Finalement, des pistes de réflexion sont proposées concernant la conservation et la requalification des ponts en maçonnerie.

19TH CENTURY MASONRY ARCH BRIDGES – RAILWAY BRIDGES OF TOULOUSE REGION

The aim of research presented here is to achieve a better understanding of the technology of masonry arch bridges. The study is a historical research. It relates eleven bridges of a railway line built in 1870 in Toulouse region (South West of France). The materials and the processes used for the construction are identified. A typology of bridges is determined. It is compared with the techniques commonly used in the late 19th century, described in technical books written between 1880 and 1924. Finally, some suggestions are made in order to assess masonry arch bridges.

CARACTÉRISATION DE LA VARIABILITÉ DES PERFORMANCES DES BÉTONS. APPLICATION À LA DURABILITÉ DES STRUCTURES

Stéphane POYET*, Jean-Michel TORRENTI**

* CEA, DEN, DPC, SCCME, Laboratoire d'Étude du Comportement des Béton et des Argiles,
F-91191 Gif sur Yvette Cedex, France.

** Université Paris Est, LCPC, Paris

Ce travail a été effectué dans le cadre du groupe de travail 1 du projet ANR APPLLET, animé par S. Poyet et J.M. Torrenti. Les autres contributeurs à ce travail sont, par ordre alphabétique, K. Aït-Mokhtar, R. Belarbi, F. Benboudjema, N. Burlion, F. Cussigh, F. Deby, Th. De Larrard, F. Deleruyelle, F. Jacquemot, Ch. Gallé, J.F. Lataste, P. Le Bescop, M. Pierre, P. Rougeau, Th. Rougelot, A. Trabelsi, J. Semenadis, Ph. Turcry,

1. INTRODUCTION

Le programme de recherche APPLLET « Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste » (Cremona 2009), a été financé par l'Agence Nationale de la Recherche en 2007 pour une durée de 3 ans et bénéficie d'une labellisation du pôle de compétitivité ADVANCITY. Son consortium est composé du LCPC (pilote), d'entreprises (CERIB, LERM, Oxand, Vinci Construction), de laboratoires de recherche (CEA/LECBA, GHYMAC, LEPTIAB, LMDC, LML, LMT, LRMH),

d'organismes associés (EDF, IRSN, Syrokko), et de partenaires européens (l'IETCC - Espagne et CSTC - Belgique). Dans ce projet, le groupe de travail N°1 « Altération du béton : étude de l'interaction béton/environnement » a pour objectif de proposer une quantification de la variabilité des propriétés des bétons dans les structures et de la prendre en compte dans des approches probabilistes et non plus simplement déterministes (définition de critères d'états limites et de probabilité de dépassement acceptables de ces seuils) ceci pour une meilleure évaluation de la durabilité des structures. La variabilité des propriétés des bétons dépend de plusieurs facteurs : la variabilité des différents composants utilisés (figure 1), les conditions environnementales (figure 2) ou les conditions de mise en œuvre. La détermination de cette variabilité des bétons fait l'objet d'un programme expérimental portant sur un nombre important d'essais de caractérisation d'indicateurs de durabilité ou d'essais performantiels de durabilité. Ces essais portent sur la porosité à l'eau, la perméabilité au gaz, la résistance à la rupture en compression, le module élastique, l'isotherme de (première) désorption de la vapeur d'eau, la résistance à

la lixiviation accélérée (nitrate d'ammonium), la résistance à la carbonatation atmosphérique accélérée, le coefficient de diffusion des ions chlorures (essais de migration) et la résistivité électrique.

L'objet de cet article est de présenter les bétons étudiés et les premiers résultats obtenus par le projet.

2. LES BÉTONS

L'option retenue par le projet est la caractérisation de la variabilité de bétons mis en œuvre en conditions de chantier. Pour cela le projet bénéficie du support de Vinci Construction France pour la fourniture des éprouvettes. Les formulations des deux bétons retenus sont représentatives des formulations couramment utilisées aujourd'hui :

- un béton C50/60 de résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 50 MPa, à base de ciment Portland (CEM I) avec addition de cendres volantes, utilisé pour la réalisation de la dalle séparant les deux voies de circulation du tunnel de l'A86 (ouest parisien) – figure 3;
- un C40/50 à base de ciment composé CEM III utilisé pour la réalisation des appuis (semelles, piles et chevêtres) du viaduc de Compiègne (nord parisien) – figure 4.

Les prélèvements ayant commencé plus tôt sur le premier chantier nous présentons ici uniquement des résultats obtenus à partir du 1^{er} béton.

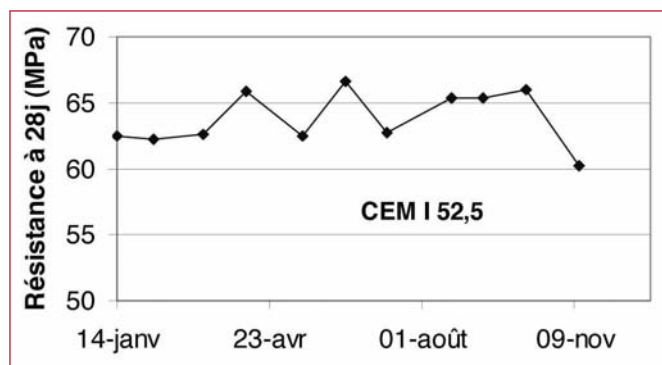


Figure 1. Exemple de variabilité de la résistance en compression d'un ciment CEM I sur une année (mesure à 28 jours).

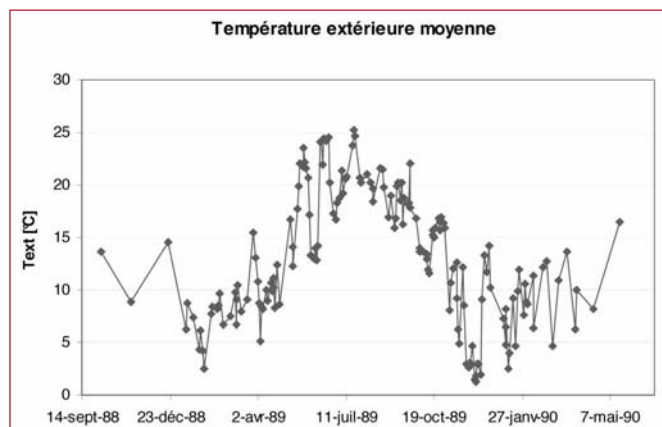


Figure 2. Exemple de variation de la température sur un site d'ouvrage d'art français.



Figure 3. Vue de la finition de la dalle médiane du tunnel de l'A86.

Les éprouvettes sont coulées à l'avancée sur les deux chantiers (utilisation des centrales à béton, coulage par les ouvriers du chantier). Elles sont ensuite conservées sous eau (cure normalisée) puis envoyées aux différents partenaires pour essais. Il est prévu 40 livraisons de lots d'éprouvettes par chantier correspondant à 40 gâchées différentes. En plus des éprouvettes moulées, des échantillons ont été prélevés par carottage sur des structures réelles (un voile expérimental et un chevêtre de démonstration pour les chantiers de l'A86 et du viaduc de Compiègne respectivement).



Figure 4. Vue du chantier du viaduc de Compiègne.

La figure 5 présente la distribution des résistances en compression du béton obtenue sur l'ensemble des éprouvettes (suivi du chantier + éprouvettes APPLÉT). L'écart-type est voisin de 5 MPa ce qui est l'ordre de grandeur de ce que l'on constate généralement sur les chantiers.

3. MESURE DU COEFFICIENT DE DIFFUSION DES CHLORURES (ESSAIS RÉALISÉS AU LMDC TOULOUSE)

Le coefficient de diffusion est un paramètre fondamental pour décrire la pénétration des chlorures dans les maté-

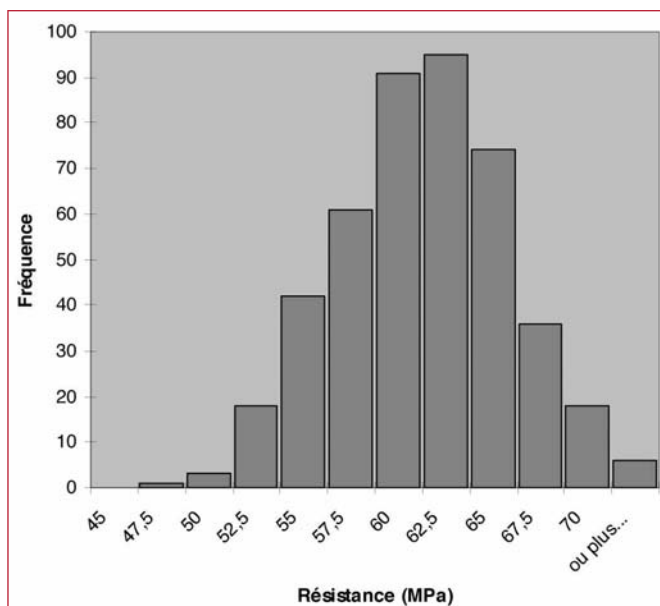


Figure 5. Histogramme des résistances en compression du béton du chantier de l'A86.

riaux cimentaires. Des essais de migrations ont été développés afin d'accélérer le transport des chlorures et d'obtenir une mesure rapide de ce paramètre. L'essai retenu dans le projet APPLET est celui développé par Tang et Nilsson (1992) et fait l'objet d'une norme dans les pays nordiques (NTBuild 492, 1999).

Le principe est d'appliquer une différence de potentiel de part et d'autre d'un échantillon de béton par l'intermédiaire d'électrodes. L'éprouvette de béton saturée est placée entre un compartiment amont, contenant la solution salée et la cathode (signe négatif), et aval, sans chlorures et contenant l'anode (signe positif). Sous l'effet du champ électrique, les chlorures migrent de la cathode vers l'anode. En régime transitoire, ils traversent l'échantillon en formant un front avançant à vitesse constante. L'essai est stoppé pendant cette période et la position du front de chlorures est mesurée pour en déduire le coefficient de diffusion.

Le compartiment amont contient une solution de chlorure de sodium à 10% en masse (environ 2 M ou 110 g/l) et en aval une solution d'hydroxyde de sodium à 0,3 M. L'éprouvette de béton est saturée à l'eau de chaux. Au début de l'essai, une différence de potentiel de 30 V est appliquée à l'échantillon de 5 cm d'épaisseur. La tension est ensuite ajustée en fonction de la qualité du béton de telle sorte qu'au bout de 24 heures (temps de l'essai), le front de pénétration n'atteigne pas l'extrémité de sortie de l'éprouvette. La qualité du béton est évaluée sur la base de la mesure du courant traversant l'échantillon à l'application des 30 V. A la fin de l'essai, l'éprouvette est rompue par fendage et la profondeur de pénétration des chlorures est mesurée par pulvérisation d'un révélateur, le nitrate d'argent. Le coefficient de diffusion obtenu noté D_{nssm} (non steady state migration) est un coefficient de diffusion apparent.

Les premiers résultats de mesure du coefficient de diffusion obtenus sur 30 éprouvettes du béton du chantier de l'A86 sont récapitulés sur la figure 6 sous forme d'histogramme. La moyenne est de $4,12 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ et le coefficient de variation de 12,9%.

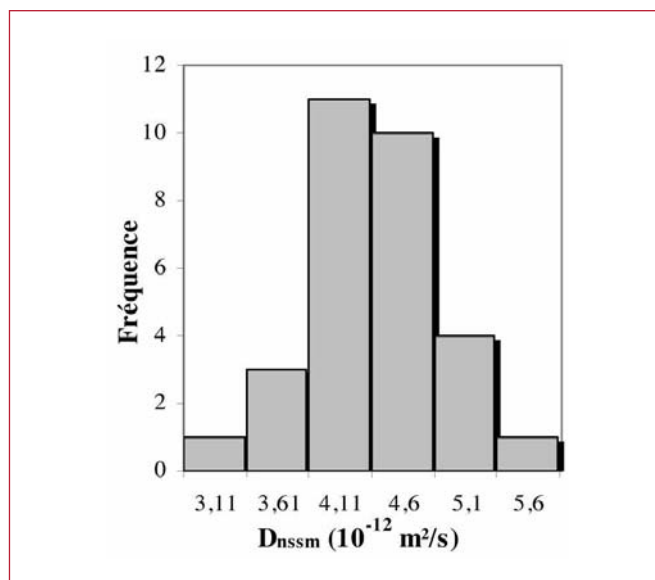


Figure 6. Histogramme du coefficient de diffusion des chlorures D_{nssm} .

4. ISOTHERMES DE DÉSORPTION (ESSAIS RÉALISÉS AU LEPTIAB LA ROCHELLE)

Les isothermes de sorption-désorption constituent une des caractéristiques intrinsèques principales des matériaux vis-à-vis des transferts hydriques. Elles permettent de fournir des informations utiles sur l'activité de l'eau à l'échelle porale du matériau. Elles sont définies par des courbes exprimant la teneur en eau à l'équilibre de l'échantillon en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant pour toute la plage d'humidité relative allant de 0 à 100%. La méthode retenue pour l'évaluation de ces courbes est basée sur une approche expérimentale gravimétrique (Belarbi *et al.*, 2006). Des échantillons initialement saturés ont été placés dans une ambiance isotherme où l'humidité relative de l'air ambiant est régulée à l'aide de solutions salines saturées. Pour chacun des paliers d'hygrométrie utilisés : 90,4%, 75,5%, 53,5%, 33%, 12% et 3%, un suivi régulier de l'évolution au cours du temps de la masse est réalisé jusqu'à obtention de l'équilibre hydrique, caractérisé par une masse de l'échantillon qui n'évolue plus.

Le protocole de saturation adopté consiste à conserver sous eau des éprouvettes cylindriques 11X22 cm pour une durée totale d'environ 4 mois. Elles sont sciées en disques de diamètre 11 cm et d'épaisseur $5 \pm 0,5$ mm. Les disques sont percés d'un trou de diamètre 4 mm permettant leur accrochage sous une balance d'une précision de $\pm 0,001$ g pour des mesures de masse ponctuelles à l'intérieur de l'ambiance régulée. Des exemples de résultats sont donnés par les figures 7 et 8. La figure 7 représente la variation relative de la masse en fonction du temps pour la gâchée 1 du chantier de l'A86. Il est important de relever le caractère lent des cinétiques de transfert hydrique. En effet, la durée totale de l'essai est d'environ 1 an. La durée nécessaire pour atteindre l'équilibre est variable d'un palier à un autre et dépend principalement des paramètres de transfert ainsi que du gradient d'humidité entre deux états d'équilibre. La figure 8 représente

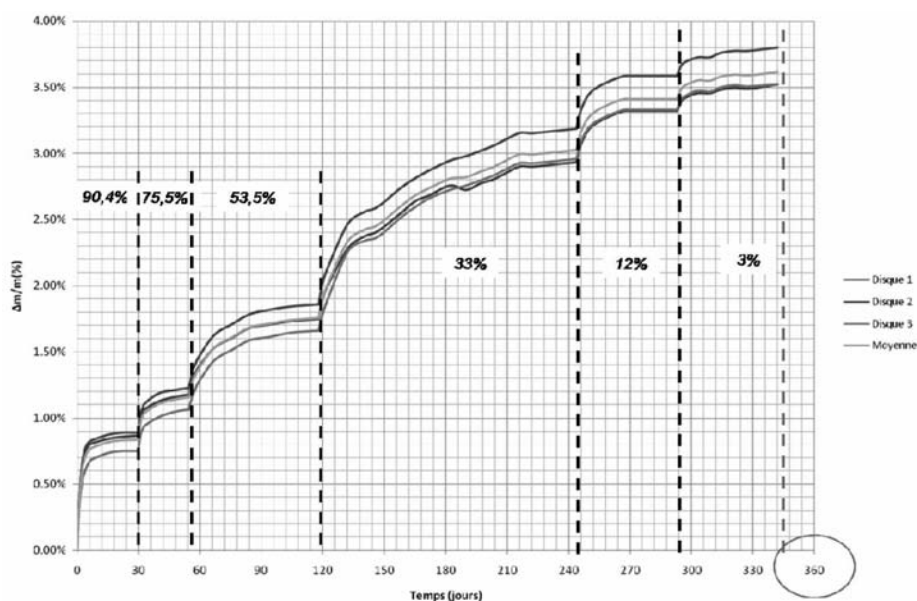


Figure 7. Résultats types du suivi de la masse relative en fonction du temps.

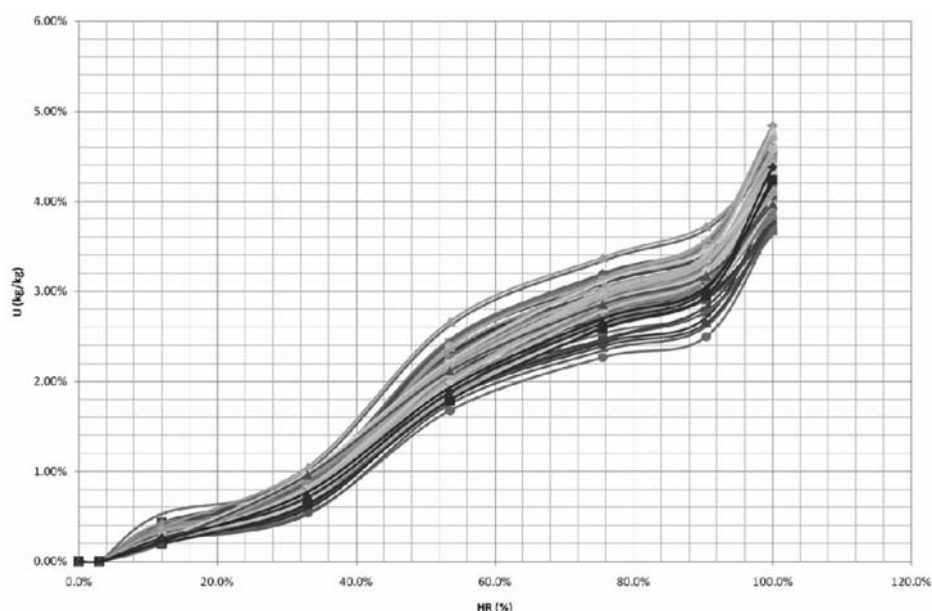


Figure 8. Isothermes de désorption de la vapeur d'eau pour les gâchées 1 à 10 du chantier A86.

l'isotherme de désorption pour les gâchées 1 à 10. Un faisceau de courbes traduisant la variabilité des différentes gâchées est obtenu. Ces résultats ont été comparés avec ceux issus de la littérature (Baroghel-Bouny *et al.*, 99) et des allures analogues avec notamment deux inflexions sont constatées.

5. CARBONATATION ACCÉLÉRÉE (ESSAIS RÉALISÉS AU CERIB)

Les essais de carbonatation ont été réalisés à partir de la méthode d'essai décrite dans le protocole AFGC-AFREM (conditionnement avant essai : conservation pendant 90 jours en eau de chaux puis 2 jours à 40°C). Toutefois les mesures effectuées sur les 30 premiers prélèvements de

béton du chantier du tunnel de l'A86 en respectant ce protocole n'ont pas permis de mesurer de profondeur de carbonatation (profondeur nulle). Pour les derniers prélèvements le protocole a donc été modifié pour se rapprocher de la norme XP P18-458 : conservation 90 jours en eau de chaux puis 14 jours à 45°C pour les échantillons. La figure 9 présente la distribution des profondeurs dégradées.

6. RÉSISTIVITÉ ÉLECTRIQUE (ESSAIS RÉALISÉS AU GHYMAC)

La résistivité électrique est aujourd'hui un paramètre mesuré sur les structures en béton dans le cadre de la caractérisation de la corrosion des aciers. Cependant, de par sa

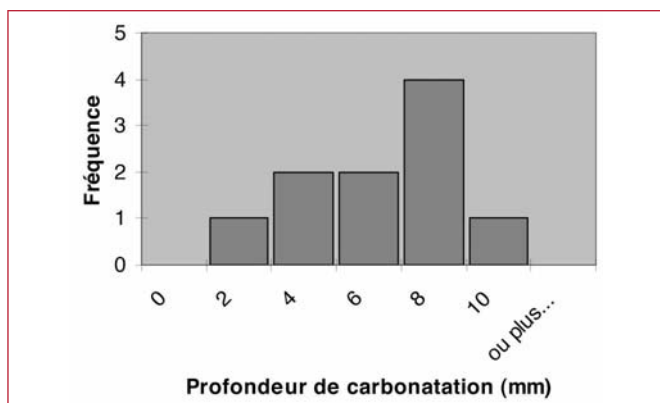


Figure 9. Histogramme des profondeurs dégradées.

dépendance à la porosité du matériau (Andrade et al., 2000), elle apparaît de plus en plus comme une grandeur pouvant servir d'indicateur de durabilité (Baroghel-Bouny, 2004). Les travaux entrepris dans le cadre du programme APPLLET visent à évaluer la représentativité de la grandeur électrique pour décrire les propriétés du matériau.

Des mesures sont donc réalisées en laboratoire selon un protocole défini pour distinguer différents niveaux de variabilité. Ainsi la répétitivité de la mesure en laboratoire, et sa reproductibilité sont évaluées pour chaque échantillon. La variabilité du matériau au sein d'une gâchée (2 gâchées étudiées à partir de 20 éprouvettes par gâchée), ainsi que la variabilité du matériau au cours d'une année de coulage (2 formulations étudiées à partir de 40 prélèvements d'éprouvettes) vont être estimées.

Les éprouvettes sont étudiées à 90 jours, après avoir été conservées en saturation depuis leur coulage. Elles sont ensuite placées entre deux électrodes entre lesquelles circule un courant électrique d'intensité connue. Deux éponges assurent la qualité du couplage électrique électrode-béton et un poids constant garanti la reproduction des conditions de contact. La résistivité électrique de l'échantillon (en ohm.m) est calculée à partir de la mesure de la différence de potentiel créée par la circulation électrique dans le matériau.

De manière statistique sur cette série d'échantillon on obtient une valeur moyenne de résistivité de 166,9 ohm.m, avec une variabilité de 17,6% (évaluée comme le coefficient de variation sur la série des résistivités moyennes par échantillon – Figure 10). Cette valeur semble élevée mais, à ce stade de l'étude, elle est à comparer avec les variations des autres caractéristiques mesurées et présentées dans les autres parties de cet article. Le protocole de mesure a lui aussi été caractérisé et présente une reproductibilité de 1,5%, ce qui permet donc de dire que la variabilité liée au protocole de mesure est négligeable par rapport aux variations de résistivités observées sur différentes gâchées d'une même formulation de béton.

7. ANALYSE DE LA POROSITÉ (ESSAIS RÉALISÉS AU LML)

Une étude de la variabilité de la mesure de la porosité à l'eau est conduite sur des éprouvettes cylindriques (diamètre 36 mm, hauteur 74 mm) issues de carottages provenant des différents échantillons fournis. La détermination de la porosité s'effectue selon le protocole de mesure type AFGC-AFREM légèrement adapté (les éprouvettes conservées dans l'eau sont supposées saturées et il n'y a pas besoin de les saturer sous vide). Elle requiert la connaissance du volume des vides (mesuré par un séchage en étuve - températures retenues : 60, 90 et 105°C) ainsi que celle du volume de l'échantillon (mesuré par pesée hydrostatique). Les premiers résultats obtenus sont présentés au paragraphe suivant. Enfin, une détermination de la perméabilité au gaz par pulse-test est réalisée. Les protocoles détaillés sont consultables dans (Zhang, 2008).

L'analyse des premiers résultats issus des éprouvettes moulées du chantier de l'A86 met en évidence une porosité moyenne de 10,1% (moyenne de 39 échantillons issus par carottage de 8 éprouvettes moulées, étuvage à 60°C jusqu'à poids constant), et d'un écart-type de 0,65% incluant

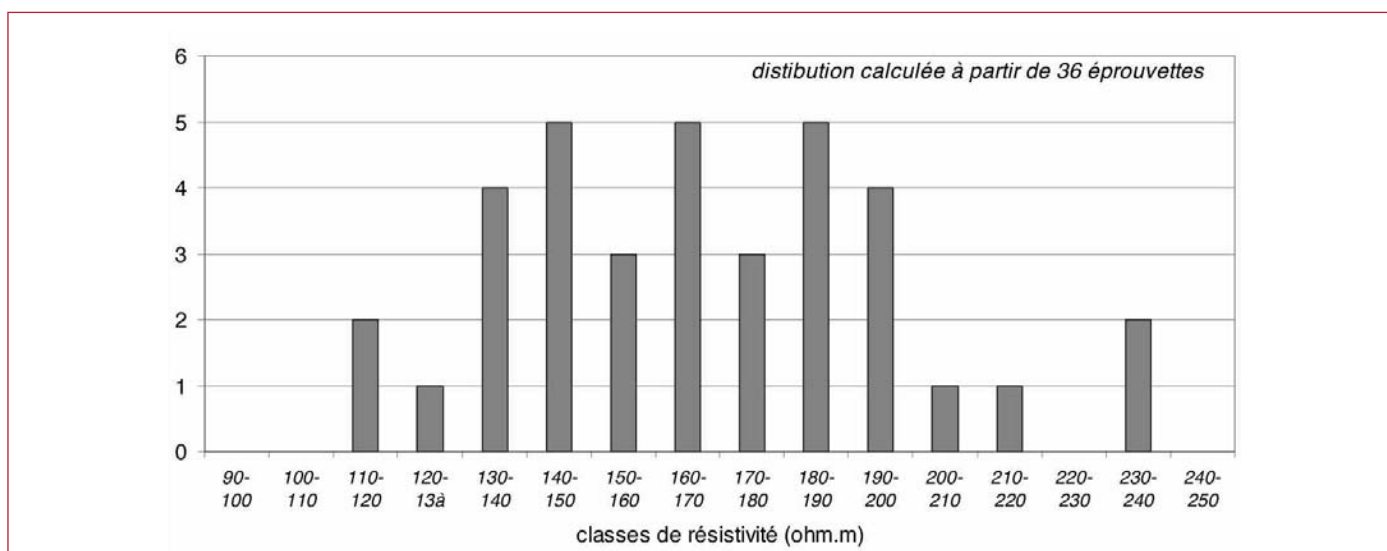


Figure 10. Distribution de la résistivité électrique pour le chantier de l'A86.

la variabilité liée à la méthode expérimentale et au matériau lui-même. En étudiant plus attentivement les porosités mesurées sur chacun des échantillons issus d'une même éprouvette moulée, une dispersion des résultats peut être remarquée. Celle-ci pourrait être liée en particulier à l'inhomogénéité du matériau au sein même de l'éprouvette moulée (vibration différente, effets de bords, ...). Ainsi, si l'on retient la valeur moyenne de la porosité des échantillons issus d'une même éprouvette comme valeur représentative de la porosité de l'éprouvette moulée, l'écart-type entre ces différentes éprouvettes chute à 0,32%. La détermination de la porosité du matériau requiert donc non seulement un nombre suffisant d'éprouvettes pour être représentatif, mais aussi un échantillonnage adéquat de cette dernière. Des travaux complémentaires sont actuellement en cours pour confirmer ces premiers résultats.

Enfin, l'influence du séchage réalisé en étuve est analysée, en soumettant les éprouvettes saturées à un séchage accéléré à des températures successives de 60°C, puis 90°C et 105°C (stabilisation en poids pour chaque palier), ou en les plaçant directement à 105°C tel que préconisé par le protocole AFGC-AFREM. La porosité mesurée augmente avec la température de séchage, comme cela pouvait logiquement être attendu, sans que l'écart type ni le coefficient de variation ne varient (Tableau 1). La température de séchage ne joue pas de rôle clair sur la dispersion des résultats. En revanche, le séchage direct à 105°C aboutit à une porosité moyenne de 12,2%, à comparer à celle de 11,5% pour les éprouvettes portées par étapes à 105°C. L'existence de gradients hydriques plus importants dans le cas du séchage direct à 105°C conduit à une fissuration plus importante du matériau. Ainsi, la porosité est mieux connectée, et

engendre probablement une vidange de certains pores restés occlus lors d'un séchage par paliers.

8. LIXIVIATION (ESSAIS RÉALISÉS AU LMT ET AU CEA)

Des essais de lixiviation accélérée dans une solution de nitrate d'ammonium 6 M sont également réalisés dans le projet APPLET en conditions extérieures (température variable). Ces essais sont en cours et seront présentés ultérieurement. En laboratoire, nous essayons en parallèle de quantifier la variabilité induite par les conditions expérimentales, à savoir les variations (saisonnnières) de température et les différences de protocoles expérimentaux. Concernant l'influence de la température, quatre températures sont testées : 5, 15, 25, 35°C. Les résultats des essais montrent que la dégradation peut être vue macroscopiquement comme un phénomène thermoactivé (thermoactivation d'Arrhénius, Figure 11a). La connaissance de l'évolution de la température réelle lors de la dégradation permet alors de calculer l'évolution de l'épaisseur dégradée et d'estimer l'erreur induite par les variations de température pour la première échéance (28 jours) lors de l'essai de dégradation accélérée en conditions extérieures (Figure 11b).

9. CONCLUSIONS

Le projet APPLET va permettre une estimation de la variabilité de plusieurs propriétés de bétons fabriqués en conditions de chantier. Nous avons présenté ici les premiers résultats concernant différents paramètres dont certains sont bien connus comme la résistance et d'autres beaucoup plus novateurs et correspondent à des indicateurs de durabilité comme la porosité et la résistivité ou à des sollicitations comme le séchage, la carbonatation et la lixiviation. L'analyse de ces résultats visera ensuite à mettre en évidence les corrélations éventuelles entre les différents paramètres et permettra d'alimenter une méthodologie de dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de la durabilité.

Température de séchage	60°C	90°C	105°C
Moyenne	10,1%	10,9%	11,5%
Ecart-type	0,65%	0,69%	0,75%
Coefficient de variation	6,44%	6,35%	6,49%
Minimum	8,5%	9,2%	9,7%
Maximum	11,8%	12,8%	13,6%

Tableau 1. Porosités et données statistiques issues des 39 éprouvettes cylindriques 36X74mm du chantier de l'A86 portées successivement à 60°C, 90°C et 105°C.

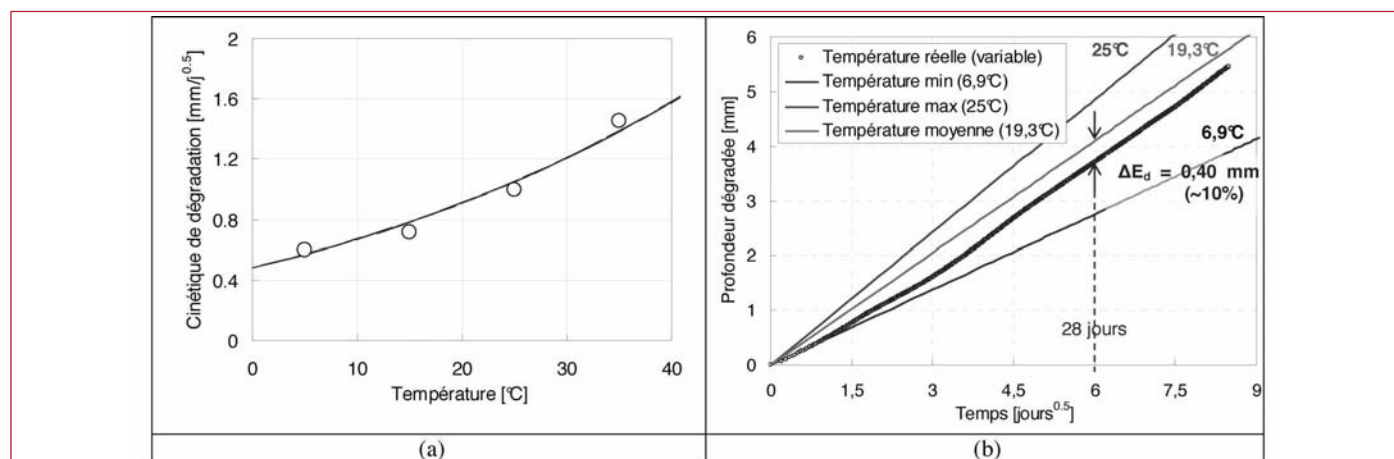


Figure 11. Thermoactivation de la dégradation (a) et estimation de la variabilité induite par la température (b).

10. REMERCIEMENTS

Les recherches et les résultats rapportés dans cet article bénéficient de l'aide apportée par l'Agence Nationale de la Recherche (France) dans le cadre du projet APPLET (contrat ANR-06-RGCU-001-01).

11. RÉFÉRENCES

- Andrade C, Alonso C, Arteaga A, Tanner P., 2000. Methodology based on the electrical resistivity for calculation of reinforcement service life. *5th CAN-MET/ACI International Conference*, 899–915.
- Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatere T., Coussy O., 1999. Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, (29), 1225-1238.
- Baroghel-Bouny V., 2004. *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali réaction*. Documents scientifiques et techniques de l'AFGC, 252p.
- Belarbi R., Aït-Mokhtar A., Qin M., Omikrine O., 2006. Development of simplified approach to model the moisture transfer in building materials. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, (10)9, 1033-1048.
- NTBuild 492, 1999. *Concrete, mortar and cement based repair materials: chloride migration coefficient from non steady state migration experiments*, Nordtest.
- Cremona C., 2009, Durée de vie des ouvrages : Approche prédictive, performantielle et probabiliste – Le projet APPLET, GC'2009, Cachan, 18-19 mars 2009.
- Tang L., Nilsson L.O., 1992. Rapid determination of chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field, *ACI Materials Journals*, 49-53.
- Zhang F., 2008. *Analyse expérimentale de la variabilité de mesure dans les bétons*. Rapport de Master Recherche, Université des Sciences et Technologies de Lille.

ANALYSE HYDRODYNAMIQUE D'UN RÉSERVOIR CIRCULAIRE EN BÉTON ARMÉ, POSÉ AU SOL

Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA, Nacer Eddine HANNACHI
Département de génie civil, université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, 15 000, Algérie

NOTATIONS

Caractères latins

- a_m : accélération maximale du sol [m/s^2],
 d_{max} : hauteur maximale des vagues, après oscillation [m],
 g : accélération de la pesanteur [m/s^2],
 h_i^* : niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de renversement [m],
 h_i : niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de flexion dans la paroi [m],
 h_o : niveau d'application des pressions d'oscillation engendrant un moment de flexion dans la paroi [m],
 h_o^* : niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base [m],
 q_i : pression au niveau de la base de la bande d'ordre (i) [t/m^2],
 z_i : profondeur de la bande (i) à la base, jusqu'au trop plein [m],
 A : coefficient d'accélération de zone sismique,
 E : module d'élasticité du béton [MN/m^2],
 H_e : hauteur d'eau utile dans le réservoir [m],
 H_t : hauteur totale du réservoir [m],
 I_x : moment d'inertie de la section transversale du réservoir [m^4],
 M : moment de flexion dû à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation) [kNm],
 M_e : masse de l'eau dans le réservoir [t],
 M_{fi} : moment de flexion d'impulsion [kNm],
 M_{fo} : moment de flexion d'oscillation [kNm],
 M_i : masse d'impulsion [t],
 M_o : masse d'oscillation [t],
 M_{ri} : moment de renversement d'impulsion [kNm],
 M_{ro} : moment de renversement d'oscillation [kNm],
 P : poids du réservoir par unité de longueur [kN/m],
 P_i : résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion [kN],
 P_o : résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'oscillation [kN],
 Q : facteur de qualité de la structure [-],
 R : coefficient de comportement global de la structure [-],
 R_i : rayon intérieur du réservoir [m],
 R_e : rayon extérieur du réservoir [m],
 T : période fondamentale du réservoir [s],
 T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site [s],

Caractères grecs

η : facteur de correction d'amortissement [-],
 ξ : pourcentage d'amortissement critique [%],
 ϖ : masse volumique de l'eau [t/m³],
 ϕ_o : angle maximal d'oscillation de la surface libre de l'eau
 Ω : section horizontale de la paroi circulaire du réservoir [m²],
 ω_o : pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement [1/s²],

1. INTRODUCTION

De graves séismes survenus en Algérie ces dernières années (El Asnam 1980, Oued Djer 1988, Tipaza 1989, Mascara 1994 et Boumerdes 2003) ont mis en évidence l'importance du génie parasismique dans la protection des populations et des biens matériels. Cela a conduit à la révision du Règlement Parasismique Algérien (RPA) à plusieurs reprises (RPA 81, RPA 88, RPA 99 et RPA 2003), tenant compte à chaque fois du retour d'expérience de près de trois décennies de pratique.

Malgré ces diverses actualisations, les ouvrages hydrauliques en général et les réservoirs de stockage en particulier ne sont pas abordés dans le RPA, si bien que pour leur conception et calcul, l'ingénieur civil est conduit, dans la majorité des cas, à recourir à une approche basée sur des règlements étrangers.

Un inventaire exhaustif de différents amendements apportés dans le temps au niveau des règlements parasismiques algériens montre de nombreuses insuffisances, relativement à une démarche de calcul fiable des réservoirs (au sol et surélevés).

Le RPA 81 fixe à 1000 m³ la capacité à partir de laquelle il faut tenir compte de l'effet hydrodynamique, en zone II (moyenne sismicité) et zone III (forte sismicité).

Le RPA 88 [3] classe les châteaux d'eau comme des structures de catégorie 8 ; structures régulières pour lesquelles le premier mode est prédominant et dont la modélisation est simple. Par son commentaire 2.3.2, il énonce que pour les châteaux d'eau d'une capacité supérieure à 1500 m³, en zone II et III, une étude hydrodynamique est nécessaire.

Le RPA 2003 [4] classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande et moyenne importance comme étant des ouvrages de groupe 1B, c'est-à-dire des ouvrages publics d'intérêt national, ayant une importance socioculturelles et économique certaine.

Parmi les règlements étrangers les plus récents, le DTU « règles PS69 révisées 82 » [5], puis le DTU « règles PS92 » [6], n'abordent pas la question des réservoirs.

Le fascicule 74 du ministère Français de l'équipement, des transports et du logement [7], traitant de la construction des réservoirs en béton, énonce que la justification de la tenue au séisme devra prendre en compte les actions dynamiques réciproques qui se développent entre le fluide et la cuve qui le contient ; c'est au fait l'effet hydrodynamique. Pour les méthodes de calcul, le fascicule 74 nous renvoie à des articles que le projeteur est invité à consulter. Nous

citons à titre d'exemple Davidovici et Haddadi [2] et Housner [11].

En effet, Davidovici et Haddadi [2] proposent des méthodes de calcul au séisme des réservoirs au sol et surélevés de différentes formes (circulaires et rectangulaires), tenant compte de l'effet hydrodynamique. Ils abordent même la méthode de Housner, que nous utilisons dans cet article.

L'eurocode 8 [1] consacre sa partie 4 au calcul au séisme des réservoirs. Il suggère de modéliser le liquide du réservoir par le moyen d'un système mécanique équivalent où la masse du liquide est divisée en une masse d'impulsion et une autre masse d'oscillation.

Une étude intéressante menée par Jaiswal et al [12], a présenté et comparé une dizaine de codes (Eurocode 8, IBS 2006/ASCE7, NZSEE et les standards américains de l'industrie) de calcul des réservoirs au séisme. Elle met en évidence la grande différence entre ces codes, et permet de conclure sur la nécessité d'une approche unifiée (à travers les différents codes de calcul) dans l'étude au séisme des réservoirs.

2. POSITION DU PROBLEME [2]

Lorsqu'un réservoir est couvert et entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du liquide par rapport au réservoir, à la suite d'une excitation sismique. D'un point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble liquide - réservoir constituait une masse unique. Par ailleurs, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement ; ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance de contraintes sur les parois.

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, on utilise l'approche développée par Housner [11], dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Les efforts d'**impulsion** proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente (Figure 1).

Quant aux efforts d'**oscillations**, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par des ressorts de raideurs K_o à un niveau h_o , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide (figure 2).

Pour le calcul du moment de flexion des parois, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_o (figure 3).

Pour le calcul du moment de renversement d'ensemble, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_o^* (Figure 4).

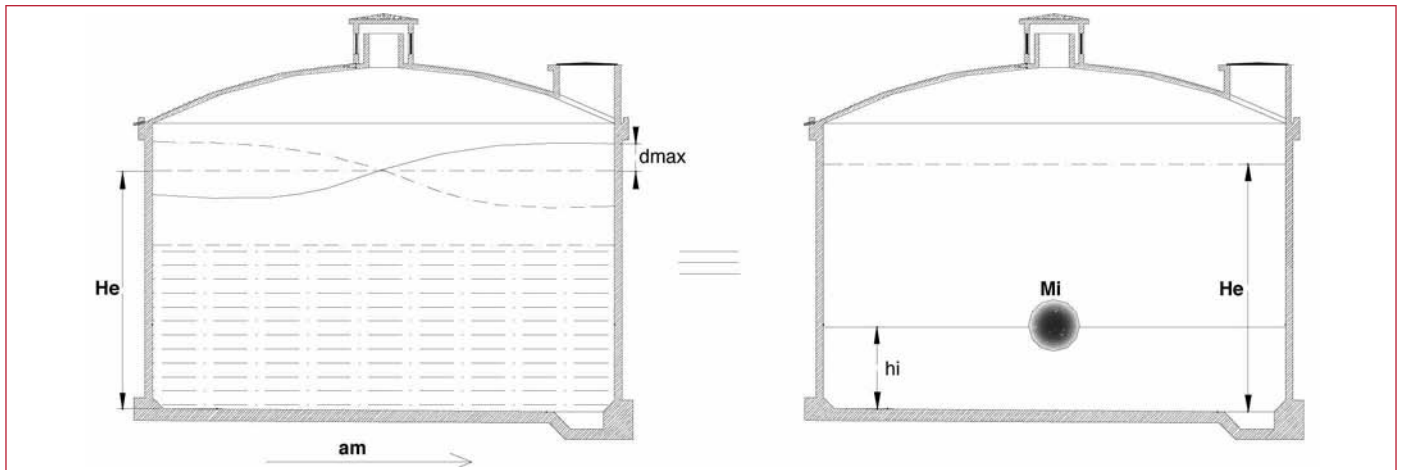


Figure 1. Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.

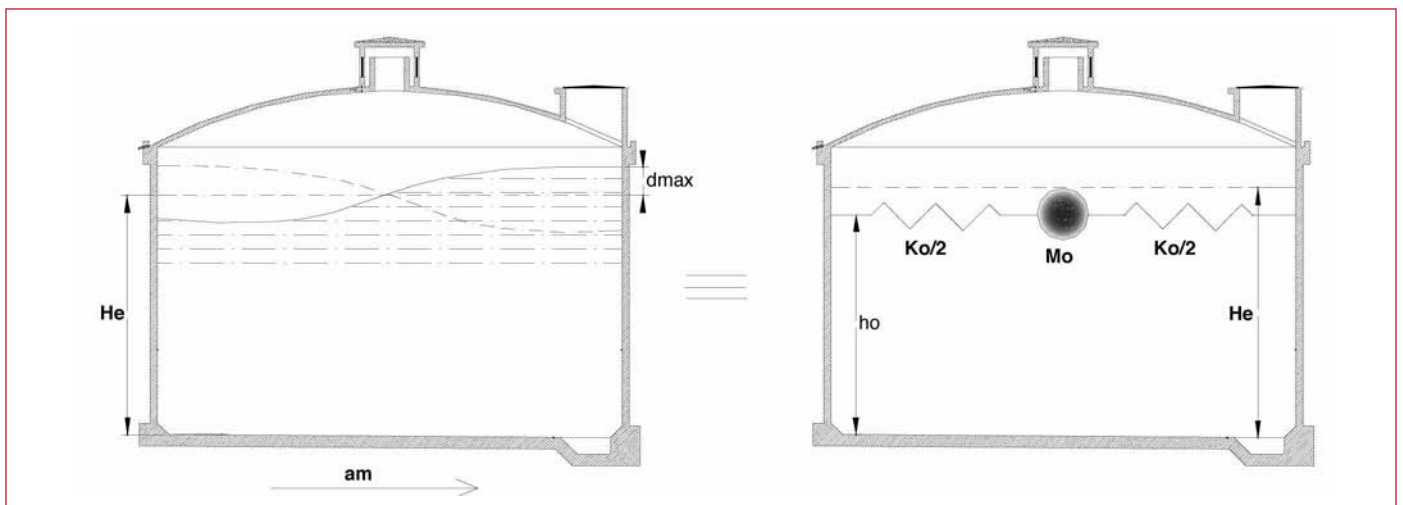


Figure 2. Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation sur les parois.

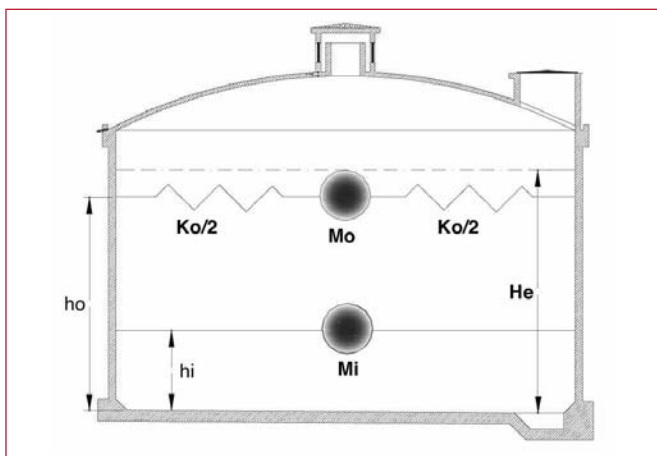


Figure 3. Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (oscillation).

considérant un liquide incompressible et en exprimant le principe de conservation de masse et le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion P_i :

$$P_i = M_i a_m \quad (1)$$

avec :

$$M_i = M_e \frac{\text{th} \left(\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e} \right)}{\left(\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e} \right)} \quad (2)$$

3. MÉTHODE DE CALCUL

3.1. Calcul des actions d'impulsion

Soit un réservoir cylindrique à base horizontale et parois verticales soumis à une accélération maximale a_m . En

3.1.1. Calcul de l'accélération a_m

L'accélération a_m imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée du code de calcul en fonction de la zone sismique et d'autres paramètres. Elle représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le RPA 2003 [4] propose, pour sa détermination, la relation suivante :

$$\frac{a_m}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (3)$$

• **A** est le coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage. Le RPA 2003 [4] classe les réservoirs de stockage comme étant des ouvrages de groupe 1B.

Groupe	Zone sismique			
	I sismicité faible	IIa sismicité moyenne	IIb sismicité moyenne	III sismicité élevée
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 1. Coefficient d'accélération de zone A.

• **η** est un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,70 \quad (4)$$

où **ξ** désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	B.A. / maçonnerie
Léger	6	4	10

Tableau 2. Pourcentage d'amortissement critique ξ.

Le réservoir peut être à défaut assimilé à une structure en voile en béton armé. Aussi, nous considérons comme pourcentage d'amortissement critique **ξ=10 %**, conformément au tableau 2.

• **R** représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage peut être considéré comme étant une structure en voiles porteurs, classée par le RPA 2003, de catégorie 3, dans ce cas **R = 3,50**.

• **Q** est le facteur de qualité de la structure, donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (5)$$

où **P_q** désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au tableau 3. Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité **Q** est pris égal à 1, car les six pénalités sont observées.

N°	Critère q	P _q	
		Observé	non observé
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2	Redondance en plan	0	0.05
3	Régularité en plan	0	0.05
4	Régularité en élévation	0	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05
6	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau 3. Pénalités observées P_q.

• **T₁, T₂** sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **S_i**.

• Calcul de la période fondamentale T du réservoir

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir de formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Les relations empi-

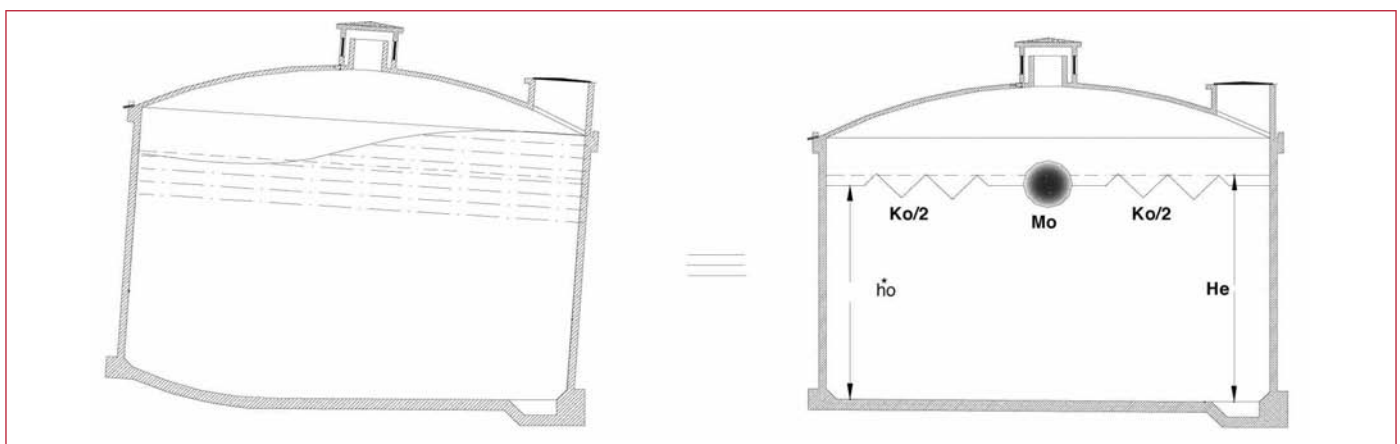


Figure 4. Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation, actions sur les parois et sur la base.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
	site rocheux	site ferme	site meuble	site très meuble
T ₁ (s)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (s)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4. Périodes caractéristiques T₁, T₂.

riques proposées par le RPA sont applicables uniquement aux bâtiments. Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante, nous proposons la relation suivante [5] :

$$T = 1.79 H_t^2 \sqrt{\frac{P}{g EI}} \quad (6)$$

Cette relation suppose implicitement, qu'il s'agit d'oscillations planes non couplées avec d'autres modes d'oscillations ; c'est-à-dire qu'il s'agit d'oscillations dans lesquelles les diverses masses composant la structure se déplacent parallèlement à un même plan, sans exciter de ce fait les oscillations perpendiculaires à ce plan. Cette condition est satisfaite par les structures présentant un plan de symétrie vertical, comme c'est le cas des réservoirs circulaires.

En plus des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (dimensions du réservoir), cette dernière relation fait appel à la rigidité flexionnelle (EI), et à la répartition uniforme du poids de l'ouvrage (P). Ce sont là deux paramètres absents dans les relations empiriques proposées dans le RPA 2003.

3.2. Calcul des actions d'oscillation

En partant des mêmes hypothèses que précédemment, en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface, et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques. La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation sera donnée par la formule suivante :

$$P_o = 1.20 M_o g \phi_o \quad (7)$$

La fraction de l'eau dans le réservoir qui se met en vibration est la masse M_o, donnée par la relation :

$$M_o = M_e 0.318 \frac{R_i}{H_e} \operatorname{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right) \quad (8)$$

L'angle maximal d'oscillation ϕ_o de la surface libre est exprimé en fonction du spectre d'accélération a_m :

$$\phi_o = 0.83 \frac{a_m}{g} \quad (9)$$

3.3. Calcul des moments de flexion

3.3.1. Action d'impulsion

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion, est donnée par :

$$M_{fi} = P_i h_i \quad (10)$$

Le niveau d'application h_i des pressions d'impulsion par rapport au radier est exprimée par :

$$h_i = \frac{3}{8} H_e \quad (11)$$

3.3.2. Action d'oscillation

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'oscillation s'écrit :

$$M_{fo} = P_o h_o \quad (12)$$

Le niveau d'application h_o des pressions d'oscillation par rapport au radier est donné par :

$$h_o = H_e \left[1 - \frac{1}{1.84 \operatorname{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} + \frac{1}{1.84 \frac{H_e}{R_i} \operatorname{sh} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right] \quad (13)$$

3.4. Calcul des moments de renversement

3.4.1. Action d'impulsion

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donnée par :

$$M_{ri} = P_i h_i^* \quad (14)$$

Le niveau d'application h_i^* des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la base s'écrit :

$$h_i^* = \frac{3}{8} H_e + \frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e}}{\operatorname{th} \left(\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e} \right)} - 1 \right) \quad (15)$$

3.4.2. Action d'oscillation

Le moment de renversement d'ensemble sous l'action d'oscillation, est exprimée par :

$$M_{ro} = P_o h_o^* \quad (16)$$

Le niveau d'application h_o^* , des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base est tel que :

$$h_o^* = H_e \left[1 - \frac{\operatorname{ch} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right) - 2}{1.84 \frac{H_e}{R_i} \operatorname{sh} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right] \quad (17)$$

3.5. Etat limite ultime de stabilité

Sous l'effet de l'action sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfaite. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. A cet effet, il y'a lieu de satisfaire les deux inégalités suivantes :

$$\text{Moment stabilisant} \geq \text{Moment renversant} \quad (18)$$

$$\text{Résultante verticale} \geq \text{Résultante horizontale} \quad (19)$$

Pour le moment renversement, nous considérons, la somme des deux moments de renversement, précédemment calculés (d'impulsion et d'oscillation). Quant à la résultante des forces horizontales, nous considérons la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillation.

3.6. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

Il y'a lieu de s'assurer que sous l'effet de l'action sismique de dimensionnement appropriée, le réservoir peut subir un endommagement de certains de ses composants, dans la mesure où toutefois, après les opérations de contrôle des dommages, la capacité du système peut être restaurée jusqu'à un niveau de fonctionnement prédéfini. Le réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu. Un franc bord doit être prévu afin de prévenir les dommages au toit dus à l'effet de vague, ou pour prévenir le débordement du liquide lorsque le réservoir n'a pas de toit rigide.

La hauteur maximale des vagues, après oscillation, est donnée par la relation suivante [2]:

$$d_{\max} = \frac{0.408 R_i}{\left(\frac{g}{\omega_o^2 \phi_o R_i} - 1 \right) \text{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \quad (20)$$

La pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement ω_o est exprimée par l'équation :

$$\omega_o^2 = \frac{g}{R_i} 1.84 \text{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_i} \right) \quad (21)$$

Selon l'Eurocode 8 [1], la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballonnement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord est la suivante :

$$d_{\max} = 0.84 \frac{a_m}{g} R_i \quad (22)$$

3.7. Calcul des contraintes verticales dans la paroi

La section de la paroi a une forme d'un anneau, soumise à un effort normal vertical N qui n'est autre que le poids de l'ouvrage sur la base de la paroi et à un moment de flexion

du aux forces horizontales, à savoir la force d'impulsion et la force d'oscillation. Ainsi, la paroi sous l'action sismique sera sollicitée en flexion composée.

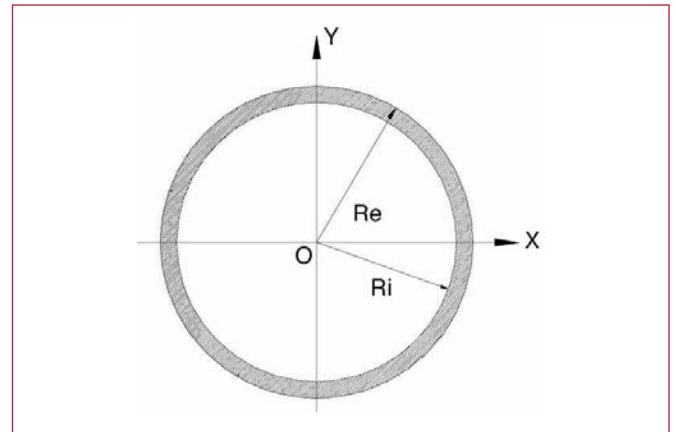


Figure 5. Coupe horizontale de la paroi circulaire du réservoir.

Sur les fibres extrêmes (fibre supérieure et fibre inférieure) de la paroi se développent des contraintes normales verticales (de compression ou de traction), estimées par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I_x} R_e \quad (23)$$

La section horizontale de la paroi circulaire du réservoir s'écrit :

$$\Omega = \pi (R_e^2 - R_i^2) \quad (24)$$

Le moment d'inertie I_x de la paroi par rapport à l'axe Ox s'écrit :

$$I_x = \frac{\pi}{2} (R_e^4 - R_i^4) \quad (25)$$

M est le moment de flexion du à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation), et s'écrit :

$$M = M_{fi} + M_{fo} \quad (26)$$

N est le poids des différents éléments du réservoir sur la base de la paroi (coupole, paroi et enduits).

4. APPLICATION PRATIQUE

Considérons un réservoir en béton armé de capacité 200 m³ (figure 6), implanté sur un site meuble de la commune de Boumerdes (commune côtière à l'est de la ville d'Alger), classée zone III de forte sismicité.

Les caractéristiques géométriques du réservoir sont données comme suit :

- hauteur d'eau utile du réservoir $H_e = 3,70$ m,
- hauteur au dessus du trop plein = 0,30 m,
- hauteur totale de la paroi = 4,00 m,
- rayon intérieur du réservoir $R_i = 4,15$ m.

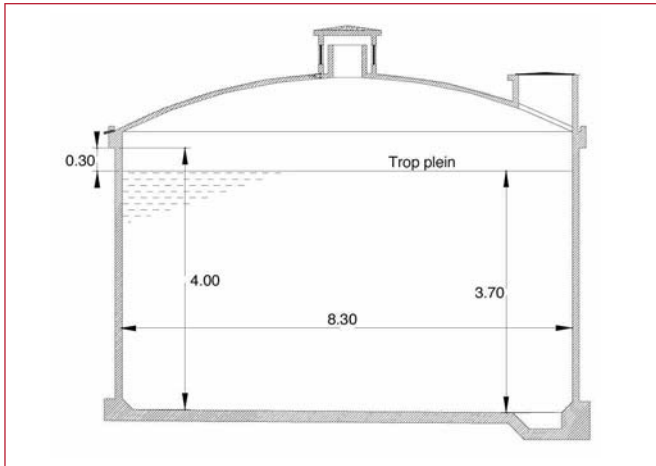


Figure 6. Coupe transversale du réservoir posé au sol.

4.1. Calcul de la période fondamentale T

Hauteur de la structure $H_t = 6,15$ m.
 Poids par mètre linéaire du réservoir $P = 190,88$ kN/m.
 Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontal
 $I_x = 30,59$ m⁴.
 Module d'élasticité du béton $E = 32164,20$ MN/m².
 La période fondamentale $T = 0,01$ s.

4.2. Calcul de l'accélération a_m

Coefficient d'accélération de zone A = 0,30.
 Période caractéristique $T_1 = 0,15$ s.
 Période caractéristique $T_2 = 0,50$ s.
 Facteur de qualité $Q = 1,00$.
 Facteur de correction d'amortissement $\eta = 0,76$.
 Coefficient comportement structure $R = 3,50$.
 L'accélération du sol $a_m = 3,68$ m/s².

4.3. Calcul de la résultante des pressions d'impulsion P_i

La masse d'inertie $M_i = 98,80$ t
 La résultante des pressions d'impulsion $P_i = 363,48$ kN

4.4. Calcul de la résultante des pressions d'oscillation P_o

Masse d'eau en oscillation $M_o = 66,16$ t.
 Angle maximal d'oscillation $\phi_o = 0,31$.
 Résultante des pressions d'oscillation $P_o = 242,43$ kN.

4.5. Calcul du moment de flexion d'impulsion M_{fi}

Niveau d'application des pressions d'impulsion $h_i = 1,39$ m.
 Moment de flexion d'impulsion $M_{fi} = 504,32$ kNm.

4.6. Calcul du moment de flexion d'oscillation M_{fo}

Niveau d'application des pressions d'oscillation $h_o = 2,44$ m.
 Le moment de flexion d'oscillation $M_{fo} = 591,73$ kNm.

4.7. Calcul du moment de renversement d'impulsion M_{ri}

Niveau d'application des pressions d'impulsion incluant la pression sur la base $h_i^* = 1,90$ m.
 Le moment de renversement d'impulsion $M_{ri} = 690,46$ kNm.

4.8. Calcul du moment de renversement d'oscillation M_{ro}

Niveau d'application des pressions d'oscillation incluant la pression sur la base $h_o^* = 3,09$ m.
 Le moment de renversement d'oscillation $M_{ro} = 748,42$ kNm.

4.9. Etat limite ultime de stabilité

Masse du réservoir plein = 321,60 t.
 Rayon extérieur du réservoir = 4,28 m.
 Moment stabilisant $M_s = 13\,764,78$ kNm.
 Moment de renversement $M_r = 1\,438,59$ kNm.
 Rapport :

$$\frac{M_s}{M_r} = 9,57$$

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait. C'est la particularité des réservoirs posés au sol.

4.10. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

La pulsation $\omega_o^2 = 4,03$ s⁻².
 La hauteur des vagues $d_{max} = 2,07$ m.
 Le calcul, met en évidence la formation de vagues en surface qui atteignent une hauteur importante, dues à l'excitation de l'eau en mouvement. Cette hauteur est supérieure à la hauteur au dessus du niveau libre de l'eau ($d_{max} = 2,07$ m > 0,30 m). On déduit alors que la vague d'eau passe au dessus la ceinture supérieure et va s'abattre sur la coupole de couverture, risquant de l'endommager.

4.11. Contraintes horizontales dans la paroi du réservoir

Partant du constat du paragraphe précédent, nous avons mené deux calculs parallèles. Le premier est un calcul hydrostatique classique où le niveau de l'eau est pris égal à $H_e = 3,70$ m. Le second est un calcul hydrodynamique où la hauteur de l'eau est prise égale à ($H_e + d_{max} = 5,77$ m).

Considérant que la cuve se calcule par bandes de 1,00 m de hauteur, sous l'effet de la pression de l'eau agissant de l'intérieur du réservoir sur toute la hauteur. Chaque bande est soumise à une pression hydraulique de forme trapézoïdale que nous admettons rectangulaire.

La pression hydraulique de l'eau sur chaque bande de la paroi est donnée par : $q_i = \varpi \cdot z_i$

La pression moyenne de la bande i est :

$$Q_i = \frac{(q_i + q_{i+1})}{2}$$

Sous l'action des pressions de l'eau sur chaque bande, celle-ci sera tendue avec un effort de traction correspondant à : $T_i = R_i \cdot Q_i$

Nous constatons que l'effet hydrodynamique peut majorer la pression de l'eau contre les bandes de la paroi et par voie de conséquence les contraintes de traction horizontales dans celles-ci de façon importante (valeurs pouvant aller de 65 à 295 %) en fonction de la profondeur de la bande par rapport au niveau du trop plein.

4.12. Les contraintes verticales dans la paroi du réservoir

Le poids du réservoir à la base de la paroi (coupole, paroi et enduits) $N = 497,70$ N.

Moment total de flexion (impulsion + oscillation) $M = 1096,06$ kNm.

Surface horizontale totale de la paroi $\Omega = 3,44$ m²

Contrainte normale de **compression** sur la fibre supérieure : $\sigma_{\max} = 2,98$ Mpa.

Contrainte normale de **traction** sur la fibre inférieure : $\sigma_{\min} = -0,09$ Mpa.

Ces calculs mettent en évidence, sous l'effet hydrodynamique, l'apparition des contraintes de traction verticales dans la paroi du réservoir ($\sigma_{\min} = -0,09$ Mpa).

Ces contraintes de traction, auraient été occultées, négligées, si le calcul avait été mené juste sous l'action hydrostatique. Car on aurait obtenu uniquement des contraintes de compression tout autour de la paroi, d'une valeur de l'ordre de $\sigma = 1,45$ Mpa.

5. CONSÉQUENCES DE L'EFFET HYDRODYNAMIQUE

Les calculs menés au §4, ont mis en évidence deux phénomènes lors d'une excitation sismique :

- Une surtension (contraintes de traction horizontales) des bandes de la paroi circulaire, laquelle provoquerait une fissuration verticale dans la bande, si elle n'est pas absorbée par des armatures horizontales (cerces) suffisantes.
- L'apparition de contraintes de traction verticales dans la paroi, qui provoqueraient des fissurations horizontales (photos 1, 2), si elles ne sont pas absorbées par des armatures verticales (de construction ou de répartition) suffisantes.



Photo 1. Fissure horizontale à la base de la paroi [10].

Bande i	Calcul hydrostatique		Calcul hydrodynamique	
	Profondeur z_i (m)	Pression q_i (t/m ²)	Profondeur z_i (m)	Pression q_i (t/m ²)
Bande I	3,70	3,70	5,77	5,77
Bande II	2,70	2,70	4,77	4,77
Bande III	1,70	1,70	3,77	3,77
Bande IV	0,70	0,70	2,77	2,77

Tableau 5. Pression hydrostatique et hydrodynamique sur chaque bande de la paroi.

Bande i	Calcul hydrostatique	Calcul hydrodynamique	Différence (%)
	Pression moyenne Q_i (t/m ²)	Pression moyenne Q_i (t/m ²)	
Bande I	3,20	5,26	64,64
Bande II	2,20	4,26	94,02
Bande III	1,20	3,26	172,37
Bande IV	0,35	1,38	295,50

Tableau 6. Pression moyenne hydrostatique et hydrodynamique sur chaque bande.



Photo 2. Fissure horizontale au niveau de la bande du fond de la paroi [10].



Photo 3. Fissures inclinées à la base de la paroi [10].

Ces deux phénomènes agissant simultanément, provoquent des fissures inclinées, laissant paraître des suintements qui se manifestent par la présence d'humidité parfois chargée en sels après percolation à travers le béton.

Cette pathologie a été observée sur un large parc de réservoirs expertisés en Algérie. La photo 3, prise sur un réservoir de stockage actuellement en service, de forme circulaire en béton armé, à Jijel (ville côtière d'Algérie) classée IIa de moyenne sismicité, illustre bien ce défaut [10].

6. ORGANIGRAMME DE CALCUL

L'étude hydrodynamique approchée par la méthode analytique de Housner, souvent méconnue par les ingénieurs civils de bureaux d'études, se prête bien à la programmation. Aussi un programme de calcul informatique a été développé sur un classeur Excel. Nous présentons ci-après son organigramme.

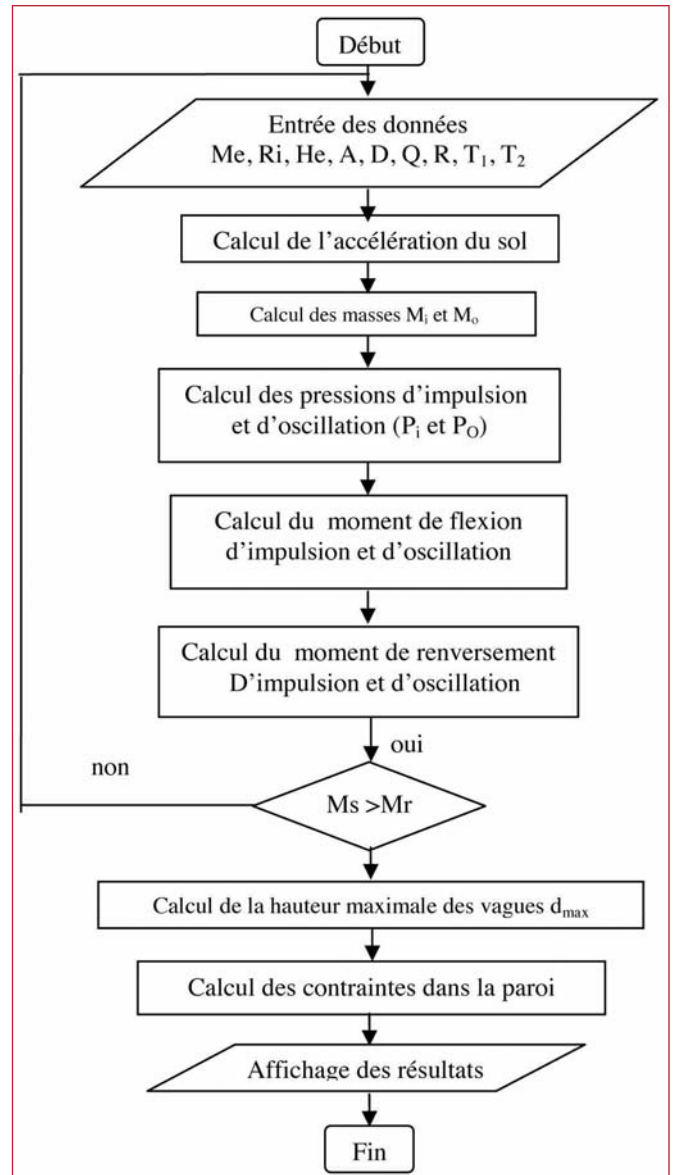


Figure 7. Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housner.

7. CONCLUSION

Les règles et normes constructives propres à chaque pays dépendent de nombreux facteurs. Il serait illusoire de vouloir établir un parallèle rigoureux entre les différentes règles, ou de souhaiter obtenir une uniformisation parfaite entre tous les règlements. Néanmoins, la quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'accélération du sol est basée sur la théorie dynamique du génie sismique.

Tous les codes et standards suggèrent de modéliser le système liquide-réservoir par un système mécanique équivalent, où la masse du liquide est divisée en une masse d'impulsion et une deuxième masse d'oscillation, tel que c'est développé par la méthode de Housner.

Dans cet article, nous avons montré que la négligence ou l'omission du phénomène hydrodynamique sous estimait

considérablement les contraintes de traction (horizontales et verticales) agissant dans la paroi. Cette négligence est la cause principale de l'apparition des fissures obliques sur la paroi du réservoir, localisées à la liaison paroi-radier ; compromettant ainsi l'étanchéité de l'ouvrage. Ces fissurations constituent une pathologie très largement observée sur des réservoirs actuellement en service en Algérie, particulièrement en zone II_b (moyenne sismicité) et zone III (forte sismicité).

Contrairement à ce qui est énoncé dans le RPA, la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs des réservoirs, quelque soit leur capacité de stockage n'est pas un non sens.

Les relations empiriques proposées par celui ci pour le calcul de la période fondamentale, ne sont pas applicables aux réservoirs. Pour cela, nous proposons une relation qui tient compte des oscillations planes non couplées avec d'autres modes d'oscillations. Cette relation fait appel à la rigidité flexionnelle (EI) et à la répartition uniforme du poids de l'ouvrage (P).

En considérant les nouveaux défis qui attendent notre société en termes de respect de l'environnement et les nouvelles contraintes induites par le développement durable, les ingénieurs de génie civil doivent intégrer des facteurs environnementaux dans leurs calculs. Pour ce faire, le RPA peut s'inspirer de l'expérience de l'Eurocode 8, qui affecte un coefficient d'importance à l'accélération du sol (ce coefficient dépend de l'usage du réservoir et du risque majeur pour les vies humaines et des conséquences économiques, sociales et pour l'environnement).

Enfin, cette étude souhaite poser les jalons sur une réflexion, en vue de la mise au point urgente d'un règlement parasismique algérien des ouvrages hydrauliques.

8. RÉFÉRENCES

- [1] CEN, Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Eurocode 8, Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisation, Bruxelles, 1998.
- [2] V. Davidovici & A. Haddadi, calcul pratique de réservoirs en zone sismique, Annales de l'ITBTP N° 409, novembre 1982.
- [3] DTR B-C 2-48, Règles parasismiques algériennes (RPA 88), CGS, Alger, mai 1989.
- [4] DTR B-C 2-48, Règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
- [5] D.T.U., Règles parasismiques 1969 révisées 1982 et annexes, Eyrolles, Paris, 1984.
- [6] D.T.U., Règles de construction parasismiques PS 92, applicables aux bâtiments, Eyrolles, Paris, 1998.
- [7] Fascicule 74, texte officiel, Construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- [8] G. Mathieu et *al*, pathologie et réparation des ouvrages en béton de stockage et de transport des liquides, annales BTP, juillet 1996 (numéro spécial).
- [9] H. Hammoum, diagnostic, expertise et réhabilitation du parc de réservoir de stockage de Jijel, Algérie, groupement Horizon Bleu - SCE, décembre 2008, rapport confidentiel.
- [10] Housner, G. W., Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration, in Nuclear Reactors and Earthquakes, Report No. TID 7024, U. S. Atomic Energy Commission, Washington DC, 1963.
- [11] O.R. Jaiswal et *al*, Review of seismic codes on liquid-containing tanks, Earthquake spectra, volume 23, N° 1, February 2007.

COUVERTURE DE LA TRANCHÉE FERROVIAIRE D'HENDAYE

Celso IGLESIAS (ciglesias@cfcsl.com)

M.S.O.A., Maître Spécialisé en Ouvrages d'Art, École Nationale des Ponts et Chaussées.
Dr. Ing. de Caminos, E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y Puertos (UPM, Univ. Politécnica de Madrid).
Prof. de Calcul de Structures E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y Puertos (UPM).

1. RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX SUR L'OUVRAGE

Les chemins de fer français (SNCF) et le Promoteur pour le projet de construction d'un ensemble immobilier situé sur la ligne Dax – Hendaye sont parvenus à un accord où il

est prévu de couvrir la tranchée d'accès à la gare d'Hendaye sur une surface de 5857 m², entre le km 231+920 et le km 232+168. Le déroulement de cette opération immobilière exige tout d'abord la couverture des voies SNCF, déjà réalisée, et ensuite le programme immobilier qui viendra se développer sur la dalle de transfert, étant celui-là en cours d'exécution actuellement.



Figure 1. Vue de la tranchée ferroviaire d'Hendaye depuis le Pont Neuf et depuis le Pont Vieux avant travaux.

Désignation de l'opération

Appellation : Construction d'un ensemble immobilier sur dalle+parking.

Ville : 64700 HENDAYE

Rue (ou lieu dit) : Entre le Pont neuf et le Pont Vieux et au delà sur une longueur de 254 mètres.

Destination : Habitations, commerces, bureaux, résidence de tourisme.

Début des travaux : Décembre 2005

Délai : 4 ans jusqu'aux deux premiers bâtiments

Valeur prévisionnelle des travaux (TTC, Décembre 2005) : 50 000 000 Euros.

Maître de l'Ouvrage : ENTREPUENTES, S.L.

Architecte pour les bâtiments: Juan EIZMENDI

Bureau d'Études Sol: IKERLUR. www.ikerlur.com

Bureau d'Études Structures: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L. www.cfcs.com

Leonardo Fernández Troyano, Celso Iglesias Pérez, Lucía Fernández Muñoz

Entrepreneur gros-œuvre: ALTUNA y URIA

Directeur technique de l'Entrepreneur du Gros-Œuvre: Pedro Uribe

Chefs de Chantier : Manu Nartallo, Eider Berridi

Poutres préfabriquées : David Martínez, PRECON. www.cemolins.com

Démolition du Pont-Vieux : RMD-KWIKFORM IBERICA

Ingénieur en chef de la S.N.C.F. (Direction Poitou-Charentes Aquitaine, Bordeaux) : Jean Claude Berger

Ingénieur S.N.C.F. pour le déplacement de la caténaire : Gilles Renoux

Bureau de contrôle technique :

- Bureau Veritas, Agence Aquitaine Bigorre Service Pays Basque-Landes
- Bruno SOMET (Chef de service) et Julien HARYMBAT (Généraliste BTP)

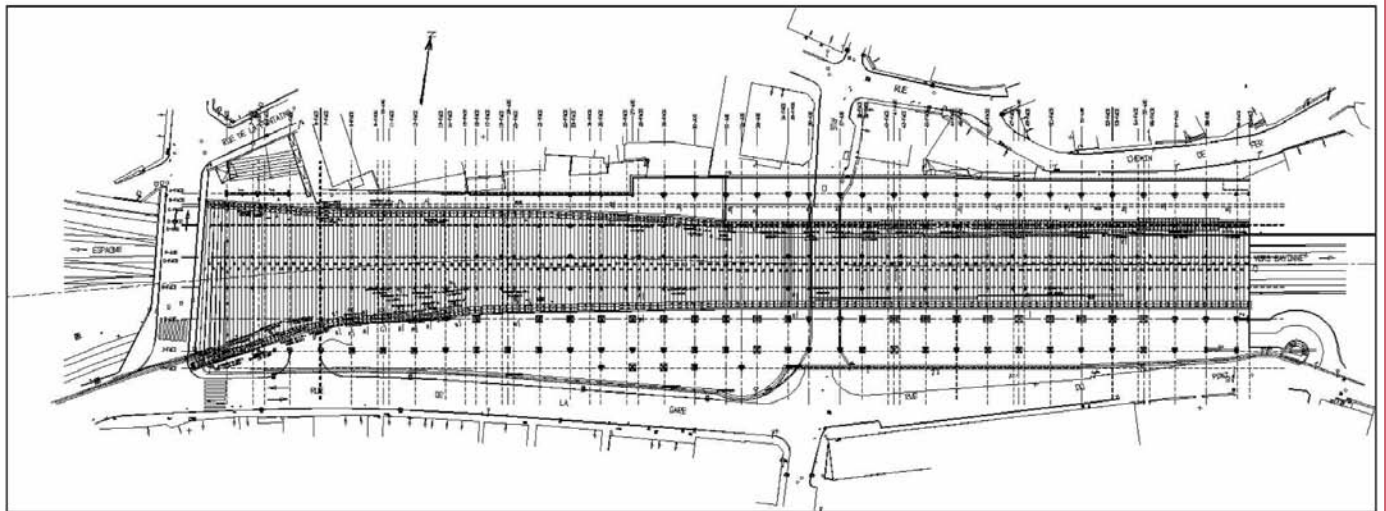


Figure 2. Vue en plan de la dalle de couverture avec le Pont Neuf à gauche et le Pont Vieux au centre.

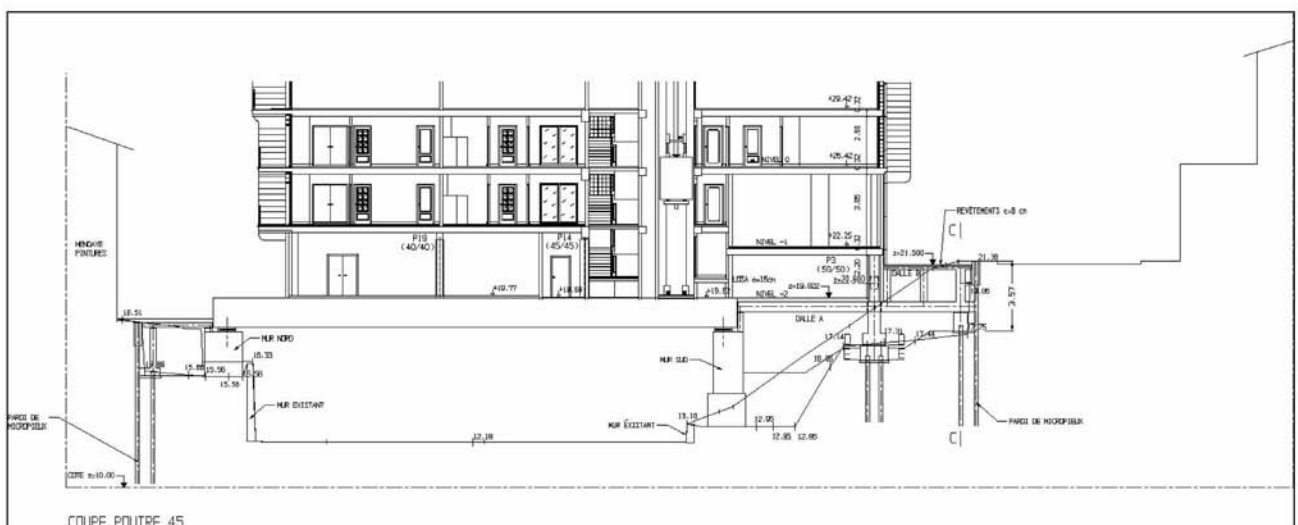


Figure 3. Coupe de la dalle de couverture par la poutre 45 (Promotion 2).

2. LES ASPECTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION

2.1. Présentation de l'ouvrage

La dalle de couverture de la tranchée d'accès à la gare d'Hendaye permet de franchir une brèche dont la largeur est variable en fonction de la topographie du site et du profil en long de l'ouvrage. Le profil en travers qui résulte de ces contraintes conduit à une portée variable, se décomposant en deux zones:

- Depuis le Pont Neuf à l'ouest vers le Pont Vieux à l'est, la dalle à une portée qui varie de 40 à 20 m.
- Depuis le Pont - Vieux vers la fin de l'ouvrage, encore plus à l'est, la portée est constante de 20 m.

Cette dalle permet :

- de supporter le poids de 7 édifices, six immeubles d'habitation et une résidence de tourisme, en cours de construction actuellement sur la dalle.
- de faciliter la desserte de l'ensemble des activités économiques liées à l'exploitation des édifices.
- d'améliorer l'environnement et de favoriser le développement urbain de ce quartier d'Hendaye.

La dalle est constituée dans le sens longitudinal de huit dalles mécaniquement indépendantes. La continuité de l'ouvrage dans ce même sens longitudinal est assurée par des joints, prévus au même emplacement que les joints entre les différents édifices qui seront supportés par la dalle.

2.2. Le site et les contraintes

L'ensemble du site est constitué de formations calcaires, connues dans la région sous le nom de *flysch*, composées de calcaires, de marno-calcaires qui sont recouvertes par des éboulis sur des épaisseurs de météorisation variables jusqu'à 15 m.

Du point de vue géologique les fondations ont été prévues sur des roches calcaires. Sur le plan géotechnique, les principales difficultés ont été rencontrées dans les calcaires qui peuvent présenter des remplissages d'argiles et fracturation

locale. Les sondages ont montré qu'en dehors de la partie superficielle altérée, les roches calcaires se sont révélées très peu fissurées, homogènes et compactes.

La conception de l'ouvrage ainsi que l'exécution des travaux ont été liés aux contraintes imposées par la spécificité du site :

- L'ouvrage devait être le plus léger possible afin de minimiser la hauteur de la dalle, qui est limitée par le gabarit à respecter pour la voie ferrée électrifiée Dax - Hendaye, et faire en sorte que la construction de la dalle n'affecte point la circulation ferroviaire.
- Le gabarit de dégagement des pistes de circulation le long des voies et d'implantation des obstacles hauts, fixés par la S.N.C.F.
- Les installations à déplacer ou à modifier compte tenu du gabarit, principalement le déplacement du plan de la caténaire, mais aussi le détournement des conduites d'eau, des installations de télécommunications, d'éclairage et d'énergie électrique.
- L'interaction entre l'ouvrage à réaliser et l'ouvrage existant de la S.N.C.F., étant donné qu'on devait conserver le mur de soutènement S.N.C.F. et que les fondations de l'ouvrage à réaliser ne devaient pas l'affecter mécaniquement.
- L'interaction entre l'ouvrage à réaliser et les bâtiments existants des deux côtés de la tranchée, qui sont dans la plus part des cas des immeubles habités.
- Le déplacement de charges suspendues, étant donné que tous les déplacements de charges et toutes les manutentions de pièces à l'intérieur de la zone délimitée par un plan vertical situé à la distance $D_r = 4,30$ m du rail le plus proche (ou $D_a = 5$ m de l'axe de la voie) sont interdits si les voies concernées sont maintenues en exploitation. Les dalles ne peuvent donc être exécutées dans cette zone qu'en période d'interdiction des circulations ferroviaires et avec mise hors tension des caténaires.
- Les intervalles possibles de travail pour la manutention de charges sur la voie dans les périodes d'interdictions du trafic ferroviaire avec mise hors tension des caténaires.
- Les conditions d'utilisation aux abords des voies ferrées pour les engins et matériels de chantier, qui ne doivent en aucun cas pénétrer à l'intérieur d'une zone délimitée par un



Figure 4. Déplacement du plan de la caténaire et exécution des talus d'accès au fond de la tranchée.



Figure 5. Ancrages provisoires en tête de talus et exécution du voile d'appui des poutres coté nord.

plan vertical situé à la distance $D_r = 2,3$ m du rail du bord extérieur du rail le plus proche (ou $D_a = 3,00$ m de l'axe de la voie).

- L'interdiction d'engins et matériels susceptibles d'induire des vibrations et/ou des déformations de voies.
- La résistance au feu de la dalle de couverture du tunnel traitée en respectant les exigences suivantes : selon la courbe ISO 834, résistance au feu prévue de 3 heures, et selon la courbe hydrocarbure de l'Eurocode, résistance au feu 2 heures.
- Possibilité d'évacuation par de points intermédiaires de l'ouvrage.
- Une durée de vie de l'ouvrage d'au moins 120 ans.

2.3. Conception générale de l'ouvrage

La conception générale de la dalle résulte de la recherche d'une adéquation entre les différentes contraintes imposées par le site et les considérations techniques.

La forte complexité de ce site, qui rend difficile l'accès aux zones de forte pente et aux zones comprises entre les voies, a conduit à limiter le nombre d'appuis aux abords du Pont-neuf où la construction d'une palée intermédiaire s'avérerait possible en principe, et à les implanter en pied du versant, tout en respectant les gabarits exigés par la S.N.C.F. Ceci à

son tour a conduit à une portée mécanique maximale de 40 m dans la zone de la plus grande largeur.

Le système constructif général de la couverture retenu est le suivant :

1. Soutènements des talus et des constructions avoisinantes par micropieux sécants de 200 mm de diamètre, poutres de couronnement en tête des micropieux et tirants actifs.
2. Réalisation des murs verticaux de transfert fondés sur des micropieux,
3. Réalisation à l'arrière des voiles des supports (semelles sur micropieux) de la voie de roulement d'un portique lanceur des poutres BP (en phase courante).
4. Préfabrication en usine des poutres BP. Pour ce qui est des dalles 1 et 2 les poutres, variant de 40 à 30 m de portée, elles sont en forme de té renversé et à 1,5 m de hauteur. Pour ce qui est des dalles 3 et suivantes la portée des poutres varie de 30 à 20 m et leur hauteur est de 1,0 m. Les poutres sont précontraintes par fils adhérents et préfabriquées en Navarre (Espagne). Puis transportées au site, situé à 300 km de l'usine
5. Pose des poutres BP sur les murs, en fait sur des blocs néoprènes anti vibration de 25 cm d'épaisseur. Les poutres sont posées jointives (1cm de joint) par longueurs de 30 à 40 m entre joints de dilatation (3 cm). La pose est faite par

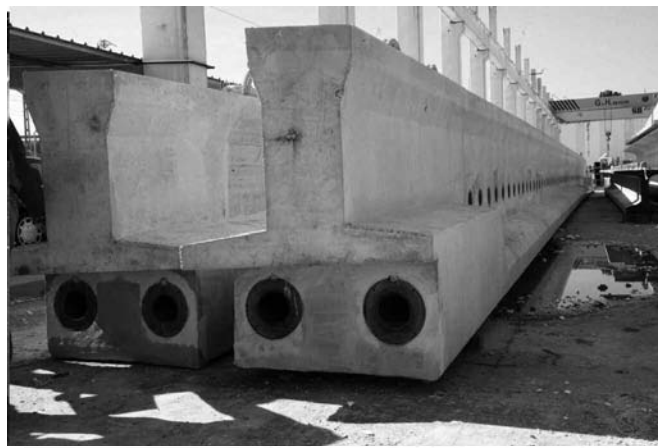


Figure 6. Poutre en cours de fabrication et une fois fabriquée (à remarquer les réservations de passage pour la précontrainte transversale en deuxième phase.



Figure 7. Dalle 1 en cours d'exécution : pose des premières poutres de 38 m de portée.



Figure 8. Ferrailage passif entre les poutres et gaines de la précontrainte transversale.

le portique lanceur, l'activité ferroviaire étant suspendue. Néanmoins, pour la première travée, les poutres ont été posées avec des grues mobiles (le lanceur n'étant pas encore en place).

6. Ferrailage passif et bétonnage complémentaire entre nervures des poutres, la dalle étant ainsi réalisée. Précontrainte transversale à la portée mécanique (dans le sens des voies) par post-tension réalisée à 100 %. Précontrainte dans le sens de la portée mécanique par post-tension réalisée à 50 % des câbles totaux prévus (une précontrainte complémentaire est faite après construction des bâtiments). Cette précontrainte dans le sens des poutres ainsi que la précontrainte transversale a été réalisée par VSL (filiale de BOUYGUES Construction).

7. La poursuite du chantier vers le Nord, à partir du Pont Vieux, a demandé la démolition de ce pont intermédiaire. La particularité structurelle de l'ouvrage est principalement liée à son mode d'exécution, qui consiste à construire la dalle à l'avancement en commençant du pont neuf, dans le sens ouest – est. La dalle de couverture est constituée au total par 254 poutres, dont 28+30 à 1,50 m de hauteur pour ce qui concerne les deux premières dalles en partant de l'ouest, alors que le reste des dalles jusqu'à la fin de l'ouvrage du côté est (vers Bordeaux) ont une hauteur de 1,00 m.

Toutes les poutres ont une précontrainte longitudinale initiale qui est appliquée en usine au moyen de torons précontraints par pré-tension. Une fois posées les poutres qui correspondent à la phase courante, on introduit la cage d'armatures entre les poutres et on procède au bétonnage en se servant de la table inférieure de la poutre comme coffrage. Après durcissement du béton, on applique une précontrainte par post-tension dans le sens transversal aux poutres et une deuxième phase de précontrainte longitudinale aussi par post-tension. Pour ce qui est de cette deuxième phase de précontrainte il y a une particularité qui concerne toutes les dalles, qui consiste à mettre en tension les câbles en deux phases. Avant de commencer la construction des bâtiments qui seront supportés par ces dalles, seulement une moitié des câbles sont tendus. Une fois achevée leur construction on tend l'autre moitié des câbles.

Le processus de construction particulière des dalles peut se résumer comme suit :

- **Phase 1 :** Mise en tension des torons de précontrainte par pré-tension en usine : 100% de la force prévue dans les torons.
- **Phase 2 :** Mise en tension du câblage transversal aux poutres préfabriquées : 100% de la force prévue dans les câbles.

- **Phase 3** : Mise en tension des câbles de précontrainte par post-tension, après coulage du béton entre les poutres : mise en tension du 50% des câbles prévus.

- **Phase 4** : Construction du Bâtiment avec toutes les charges permanentes (y compris les revêtements des planchers.

- **Phase 5** : Mise en tension des câbles de précontrainte par post-tension : mise en tension du 50% restant des câbles prévus.

La dalle 1 (28 poutres) est exécutée en une seule phase en posant les poutres depuis les deux bouts du Pont-Neuf. La pose du reste des poutres se fait au moyen d'un portique lanceur qui consiste en une poutre métallique glissant sur les deux bords de l'ouvrage. Afin de garantir le bon fonctionnement de la structure vis-à-vis des déformations verticales on a exigé au béton des poutres (B-60) un module d'élasticité minimum de 41000000 kN/m² et au béton coulé sur place (B-50) de 39000000 kN/m². Les flèches relatives entre deux poteaux contigus sont de l'ordre de grandeur du cm à temps infini, alors que la flèche absolue maximale est de l'ordre de 5 cm dirigée vers le haut. Il ne s'est pas avéré nécessaire de prévoir de contreflèche pour venir à bout des déformations sous la charge permanente.

2.4. Les murs, les semelles et les micro pieux

Toutes les poutres s'appuient sur un mur qui repose sur un système de fondation profonde constitué par une semelle rectangulaire continue surmontant des micro pieux ancrés dans le substratum rocheux.

Dans le sens longitudinal de l'ouvrage le mur est continu. Dans le sens transversal, la largeur du mur est variable en fonction des obstacles rencontrés. La hauteur maximale du mur est de 5,60 m. Il y a des épaisissements locaux du mur pour reprendre les charges concentrés de certains poteaux qui tombent très près de l'axe du mur, et aussi pour contourner certains obstacles. Ces murs ont été prévus pour reprendre des charges exclusivement verticales et ne sont donc pas des murs que l'on puisse terrasser. Les micro pieux sont verticales et ne peuvent, en principe, reprendre de charges horizontales dues à la poussée des sols.

Toutefois une certaine résistance aux efforts horizontaux exercés sur le mur est possible en fonction de la réaction verticale de transfert aux appuis de néoprène, qui crée une force de rappel horizontale qui dépend du coefficient de frottement entre néoprène et béton sous les charges verticales de compression agissant sur l'appareil d'appui.

Les micro pieux ont un diamètre de 20 cm, une longueur de fiche variable et une capacité portante de 820 kN en ELS. Leur exécution a commencé vers le pont neuf, et suit dans le sens ouest-est, jusqu'à l'arrivée au pont vieux, et ensuite au delà. Leur cote de fiche varie de 10 mètres à 25 mètres, et en tout cas ils ont été ancrés deux mètres au-dessous de la voie. Ceci ne pose aucun problème, puisque la cote de la plate-forme accompagne cette variation.

2.5. Le choix des matériaux

Les poutres ont été réalisées en béton B-60 pour ce qui est des dalles 1-2-3-4-6-7-8 et B-50 pour la dalle 5 (Pont-Vieux). Certaines poutres de la dalle 1 (poutres 3 à 10 ont été réalisées en béton B-75). Le béton coulé entre les poutres des dalles 1-2-3-4-5-6-7-8 est dans tous les cas de qualité B-50.

Une résistance minimale a été exigée à la mise en tension :

- Dalle 1, 2 : Résistance minimale du béton B-60/B-75 pour autoriser la mise en tension en usine des torons précontraints par pré-tension $f_c = 50/60$ MPa respectivement.

- Dalle 3, 4, 5 (Pont-Vieux), 6, 7, 8 : Résistance minimale du béton B-60 pour autoriser la mise en tension en usine des torons précontraints par pré-tension $f_c = 50$ MPa.

Pour la mise en tension du câblage transversal on exige dans tous les cas une résistance minimale du béton B-50 coulé en place de $f_c = 30$ MPa.

Il a été donc exigé au béton une haute performance mécanique, ainsi qu'une haute performance en matière de durabilité. En ce qui concerne la durabilité du béton certains points ont été retenus :

La protection contre l'alcali-réaction

Cette protection doit être recherchée au niveau de la non réactivité des composants granulaires (granulats NR) d'une part, et d'autre part dans un bilan faible des alcalins en pro-



Figure 9. Portique lanceur des poutres en dalle courante.

venance des différents composants du béton (bilan des alcalins inférieur à 1,4 kg/m³). Ces précautions amont donnent toutes garanties de protection vis-à-vis de ce type d'agression en milieu d'humidité basse à moyenne (étant donné que la dalle sera imperméabilisée), au sens des règles édictées par le LCPC pour les niveaux de prévention les plus élevés et en ouvrage de classe exceptionnelle (niveau C).

- La protection contre les réactions sulfatiques internes différées.
- La durabilité vis-à-vis des armatures.

La protection contre les réactions sulfatiques différées

D'après les résultats plus récents en la matière, thèse de L. Divet (2001), il apparaît qu'il faut la conjonction de plusieurs facteurs pour conduire à la formation d'ettringite différée :

1. La température : On peut limiter l'exothermie grâce au choix d'un ciment à faible dégagement de température initiale (CP2, à faible chaleur d'hydratation initiale : 197 J/g à 12 heures) et à la réduction du dosage de ce ciment (440-420 kg/m³). La limite sera 80 °C avec une plage de variation autorisant un dépassement exceptionnel jusqu'à +5 °C.
2. Les alcalins : Ils sont déjà limités pour éviter l'alcali réaction.
3. La teneur en SO₃ et en C3A: Ciments PM et ES, présentant des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C3A), ce qui permet de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfates en présence d'ions chlorures, au cours de la prise et ultérieurement.
4. La nature des granulats : Les granulats doivent être principalement des granulats calcaires, ce qui constitue la meilleure protection vis-à-vis de la réaction sulfatique différée.
5. Des conditions d'humidité élevées : Par la nature même de l'ouvrage concerné il n'y a rien à craindre puisqu'il sera à l'abri de l'humidité du sol et en plus une couche d'étanchéité sera posée au dessus.

Risque de corrosion des armatures

Un facteur important de durabilité réside dans l'aptitude à se protéger de la corrosion. La catégorie de l'ouvrage peut être définie comme exceptionnel (dalle portant des bâtiments d'habitation). L'environnement a priori non agressif vis-à-vis des ions chlorures et aucun risque d'alternance d'humidité et de séchage à des projections d'eau contenant des chlorures grâce à la présence de la couche d'imperméabilisation.

Pour éviter que les armatures soient atteintes par l'épaisseur carbonatée à 120 ans, ce qui revient à dépasser l'enrobage prévu au bout de ces 120 ans, on a prévu une épaisseur minimale d'enrobage de 50 mm dans les fondations et 30 mm dans les poutres ainsi que dans la partie coulée en place. Pour ce qui concerne la précontrainte, l'enrobage minimal imposé par la tenue au feu dépasse largement les possibilités de carbonatation à 120 ans. Il n'y a donc pas de risques de dépassement des aciers liés à la carbonatation du béton d'enrobage, dans la période de référence.

3. CHARGES ET ACTIONS PRISES EN COMPTE

3.1. Poids propre des poutres préfabriquées

On a considéré un poids spécifique du béton de 25,00 kN/m³. L'aire et le poids propre (pp) de la poutre préfabriquée à 1,5 m de hauteur est de :

Abouts : $A=0,911 \text{ m}^2$, donc $pp= A \cdot 25,00$
 $\text{kN/m}^3=0,911 \cdot 25=22,77 \text{ kN/m}$.

Partie courante : $A=0,680 \text{ m}^2$, donc $pp= A \cdot 25,00$
 $\text{kN/m}^3=0,680 \cdot 25=17,00 \text{ kN/m}$.

3.2. Reste de poids propre de la dalle

Il s'agit du béton coulé sur place entre les poutres préfabriquées :

Abouts : $A=0,589 \text{ m}^2$, donc $pp= A \cdot 25,00$
 $\text{kN/m}^3=0,589 \cdot 25,00=14,73 \text{ kN/m}$.

Partie courante : $A=0,820 \text{ m}^2$, donc $pp= A \cdot 25,00$
 $\text{kN/m}^3=0,820 \cdot 25,00=20,50 \text{ kN/m}$.

3.3. Revêtements du plancher et dalle d'accès à l'immeuble

On a considéré une charge permanente de 2,1 kN/m² distribuée uniformément sur la surface de la dalle située à l'intérieur du bâtiment, ainsi qu'une charge permanente de 5,50 kN/m² dans la zone concernée par la construction d'une dalle de nivellement qui permet aux usagers l'accès au bâtiment.

3.4. Charges transmises par les poteaux

On a considéré la descente de charges obtenues par M. l'Architecte de l'immeuble. Ces charges sont appliquées au niveau supérieur de la dalle.

La réaction totale transmise par les poteaux se décompose comme suit :

1. Réaction correspondante au poids propre « structure résistante » de l'immeuble.
2. Reste de poids propre « structure non résistante » de l'immeuble.
3. Réactions correspondantes aux surcharges variables (valeur maximale).
4. Réactions correspondantes aux surcharges variables (valeur minimale).

Les quatre valeurs précédentes permettent de définir les trois hypothèses de calcul à considérer comme appliquées au niveau supérieur de la dalle :

1. Charge Permanente : [1]+[2].
2. Charge Totale Maximale sur chaque poteau : [1]+[2]+[3].
3. Charge Totale Minimale sur chaque poteau : [1]+[2]+[4].

On a considéré que les charges ci-contre s'appliquent simultanément sur tous les poteaux, lors du calcul des efforts agissant sur la dalle.

3.5. Charges d'exploitation à l'intérieur du bâtiment

Charges d'exploitation proprement dites (5,00 kN/m²) et cloisons légères fixes non porteuses de poids inférieur à 25,00 kN/m y compris façades (1,00 kN/m²). Donc, au total 6,00 kN/m², charge toujours considérée à l'intérieur du bâtiment.

3.6. Zone de jardin à l'extérieur du bâtiment

On considère la possibilité de mettre en place 50 cm de terres au-dessus de la dalle sur n'importe quelle position à l'extérieur du bâtiment (à exception des 6 premières poutres de la dalle 01), ce qui donne : $0,50 \text{ m} \times 18,00 \text{ kN/m}^2 = 9,00 \text{ kN/m}^2$, étant $18,00 \text{ kN/m}^2$ le poids volumique des terres.

3.7. Surcharge à l'extérieur du bâtiment (Poutres 1 à 6, dalle 01)

On a considéré une surcharge de 5,0 kN/m².

3.8. Surcharge à l'extérieur du bâtiment sur la zone de jardin

On a considéré la possibilité d'une surcharge de 5,50 kN/m² simultanément à la mise en place de 50 cm de terres, c'est-à-dire, il s'agit d'une surcharge à considérer au-dessus du jardin sur n'importe quelle zone de la dalle située à l'extérieur du bâtiment (à exception des 6 premières poutres de la dalle 01). Ceci représenterait le poids de la foule se déplaçant sur le jardin.

3.9. Surcharge due aux pompiers

En zone de jardin, à l'extérieur du bâtiment ; il est donc prévu une surcharge totale:

50 cm de terres ($0,50 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 9,00 \text{ kN/m}^2$) + 5,50 kN/m² de surcharge = 14,50 kN/m²

La surcharge de pompiers est de 12,40 kN/m². Si l'on compte avec un poids de revêtement de la dalle dans les zones réservées à l'accès des camions des pompiers (qui se substituerait aux 50 cm de terres) égal à 2,10 kN/m² :

$14,50 \text{ kN/m}^2 - 2,10 \text{ kN/m}^2 = 12,40 \text{ kN/m}^2$ est la charge maximale possible desdits camions.

On considère donc que lorsqu'il se produit l'arrivée des camions des pompiers sur un passage convenablement aménagé, aucune autre charge n'est prévue sur ce passage que celle du revêtement de la dalle (2,10 kN/m²). On élimine donc du passage aménagé pour les pompiers le poids des terres. Il est aussi évident que lorsque les camions des pompiers se situent sur la dalle, on ne doit pas considérer simultanément la surcharge de 5,50 kN/m² sur la surface de la dalle occupée par lesdits camions, qui correspondrait au poids de la foule. Il est à noter aussi que le cumul de

plusieurs camions de pompiers est donc prévu sur le passage aménagé à cet effet.

La voie utilisable par les engins de secours exige une force portante de 160,00 kN avec un maximum de 90 kN par essieu, ceux-ci étant distants de 3,60 mètres au minimum. Pour un camion type de $3,00 \text{ m} \times 10,00 \text{ m} = 30 \text{ m}^2$, la force portante prévue sur la dalle est donc de $30,00 \text{ m}^2 \times 12,40 \text{ kN/m}^2 = 372,00 \text{ kN}$, et donc plus grande que la force de 160,00 kN exigée.

Il n'est donc pas prévu d'accès aux pompiers sur la dalle du côté du Pont Neuf. On rappelle ici que la seule surcharge prévue sur les six premières poutres est de 5,0 kN/m². Il a été conseillé d'aménager le site, du point de vue architectural, pour éviter l'éventuelle entrée des pompiers par ce côté-là de la structure. D'autre part, il est à noter l'existence d'une marche de 50 cm entre le pont neuf et la dalle, ce qui empêcherait a priori l'accès dudit camion des pompiers, et en outre la possibilité d'attaquer le feu depuis le pont neuf, se situant ceci à une distance raisonnable de l'ordre de 6 m par rapport à la façade ouest du premier bâtiment.

4. ÉTAT LIMITES CONSIDÉRÉS DANS LES CALCULS

En ce qui concerne la combinaison d'actions il faut distinguer les vérifications qui ont été menées à l'État Limite de Service de celles qui l'ont été à l'État Limite de Ultime.

Les vérifications à l'ÉLS concernent principalement les valeurs des contraintes atteintes dans la dalle pendant toute la vie de l'ouvrage, c'est-à-dire, à court terme et à long terme.

Les vérifications à l'ELU concernent principalement l'effort tranchant, le poinçonnement de la dalle, la transmission des efforts par cisaillement entre les poutres préfabriquées et le béton coulé en place, la transmission des efforts concentrés en about des poutres et la diffusion de la précontrainte.

5. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES A E.L.S.

5.1. Sections transversales considérées

Pour la vérification des contraintes il faut tenir compte du fait que l'on a une section transversale variable en cours d'exécution, ce qui oblige à considérer à chaque instant de l'exécution quelles sont les actions et quelle est la section sur la quelle ces actions agissent.

Dans un premier temps on a la **poutre préfabriquée seule (S1)** qui supporte son poids propre, la précontrainte prétendue en usine, ainsi que le reste de poids propre qui correspond au béton coulé en place entre les poutres. Après avoir appliqué la précontrainte transversale, on considère le **travail conjoint de la poutre et du béton coulé en**

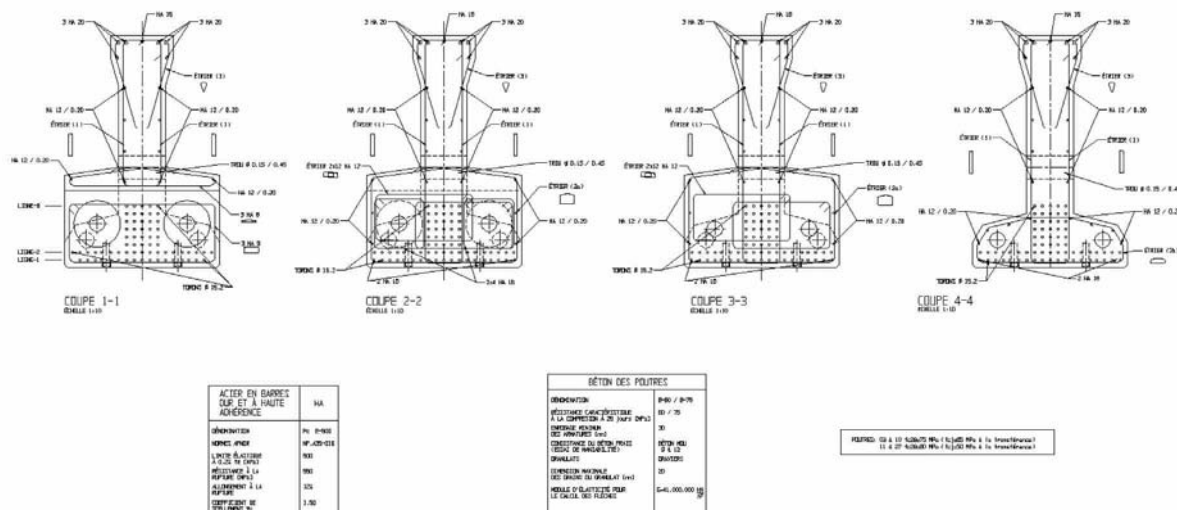


Figure 10. Armatures des poutres.

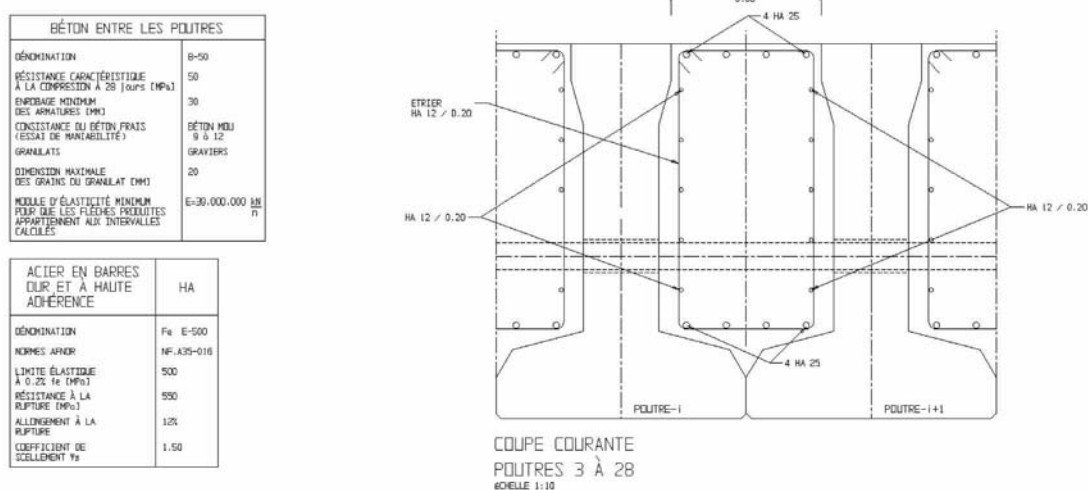


Figure 11. Armatures entre les poutres.

place sur section (S2). Pour faire le suivi de l'évolution des contraintes on considère les actions qui suivent.

5.2. Actions considérées

G ACTIONS PERMANENTES

- CAS DE CHARGE 01 Poids propre des poutres préfabriquées (25 kN/m³), sur (S1).
- CAS DE CHARGE 03 Reste de poids propre (béton coulé en place), sur (S1).
- CAS DE CHARGE 13 Reste de charge permanente (Revêtements, 2,1 kN/m²), sur (S2).
- CAS DE CHARGE 14 Zone jardin (50 cm de terres, 9 kN/m²).
- CAS DE CHARGE 300 Charges permanentes transmises par les poteaux, sur (S2).

Pd PRÉCONTRAINTÉ

- CAS DE CHARGE 02 Première phase de Précontrainte 1 en usine, sur section (S1).

- CAS DE CHARGE 20 Précontrainte transversale, sur section (S2).
- CAS DE CHARGE 04 Deuxième phase de Précontrainte 2, sur section (S2).

On a considérée les enveloppes des efforts de précontrainte suivantes :

ENVELOPPE DE PRECONTRAINTÉ 1 A t=0
Coefficients 0,9/1,1

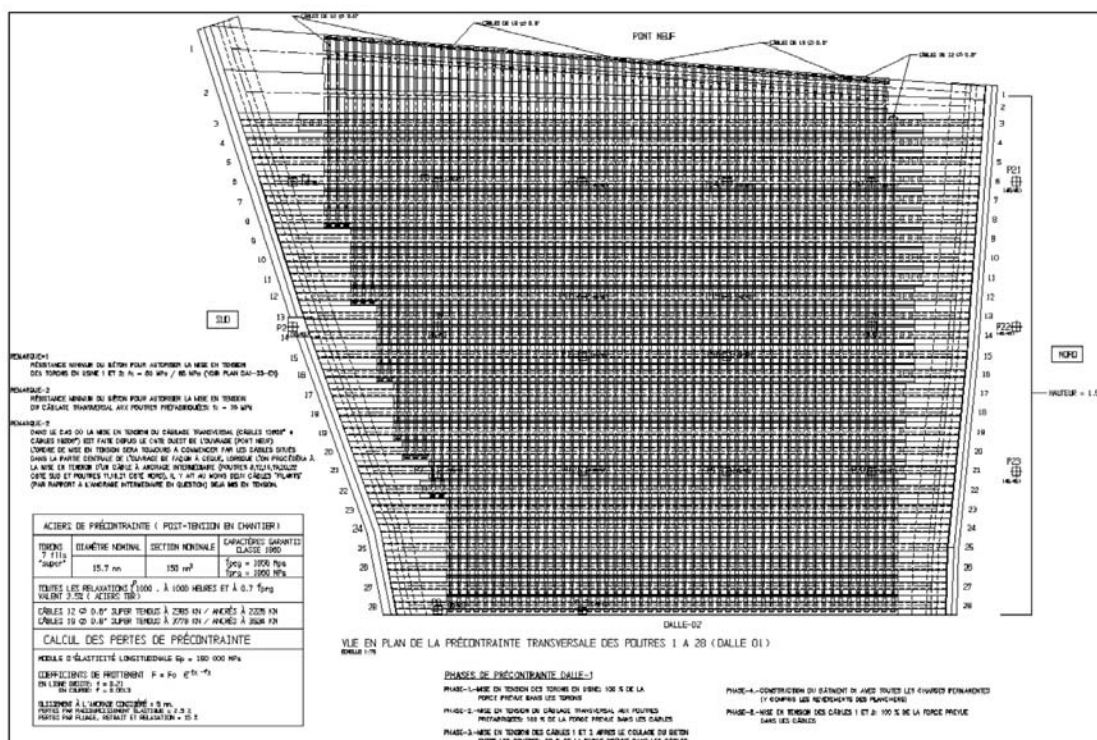
ENVELOPPE DE PRECONTRAINTÉ 2 A t=0
Coefficients 0,9/1,1

ENVELOPPE DE PRECONTRAINTÉ 1 A t=0
Coefficients 0,9/1,1 (appliquée sur la dalle terminée, et utilisée pour le calcul des pertes différées de la précontrainte en usine, qui se produit sur la dalle déjà complétée par le coulage du béton entre les poutres)

ENVELOPPE DE PRECONTRAINTÉ TRANSVERSALE A t=0 Coefficients 0,9/1,1

Q1k ACTIONS VARIABLES

Action de base **Q1k** : Charges d'exploitation transmises par les poteaux.



5.3. Combinaisons d'actions considérées

Si on désigne par G les actions permanentes, P_d l'action de la précontrainte et Q_{ik} les actions variables, on a considéré les combinaisons d'actions suivantes :

COMBINAISON QUASIPERMANENTE (ELS) :

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i>0} \psi_{2i} Q_{ik}$$

COMBINAISON FRÉQUENTE (ELS) :

$$\psi_{21} = 0,77 \quad \psi_{22} = 0,65 \quad \psi_{23} = 0,65$$

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik}$$

$$\psi_{11} = 0,77 \quad \psi_{22} = 0,65 \quad \psi_{23} = 0,65$$

COMBINAISON RARE (ELS) :

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ik}$$

$$\psi_{11} = 1,00 \quad \psi_{22} = 0,77 \quad \psi_{23} = 0,77$$

Comme action de base on a toujours considéré les charges d'exploitation transmises par les poteaux au niveau de la dalle de couverture.

5.4. Études pour la vérification des contraintes

La vérification des contraintes a été menée en tenant compte des différents sections transversales à considérer (S1) où (S2) selon les charges appliquées pendant chaque phase d'exécution. On a mené six études différentes concernant toute la vie de l'ouvrage : en construction, à temps « zéro » et à « temps infini », l'ouvrage ayant subi tous les phénomènes dit différés, c'est-à-dire, pertes de précontrainte et redistribution de contraintes entre béton préfabriqué et béton.

Il est à noter que toutes les combinaisons à temps « zéro » ne représentent qu'un état de sollicitations purement théorique, du fait que la fin de la construction du premier bâtiment n'est prévue que deux ans après celle de la dalle. L'état de contraintes sera plus proche donc de celui qui a été calculé comme correspondant à temps « infini ».

En annexe on examine les différentes phases considérées dans la vie de l'ouvrage.

5.5. Contraintes normales de compression admissibles

On a retenu les valeurs suivantes pour les contraintes de compression :

- Combinaison quasi permanente : $0,50 f_{cj}$.

- Combinaison fréquente/ rare : $0,60 f_{cj}$.
- En cours de construction : $0,60 f_{cj}$.

Pour les poutres préfabriquées, étant donné qu'elles sont préfabriquées en usine et font l'objet d'une procédure de justification de qualité, cette limite est portée à $2/3 f_{cj}$.

5.6. Contraintes normales de traction admissibles

Le calcul a été mené en Classe II, ce qui oblige dans la section d'enrobage aux deux conditions suivantes :

- Combinaison fréquente : On ne doit pas dépasser l'état limite de décompression.
- Combinaison rare : On ne doit pas dépasser l'état limite de formation des fissures.

Le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il a été vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

- Combinaison fréquente : En situation d'exploitation la contrainte limite de traction en section d'enrobage est zéro.
- Combinaison rare : En situation de construction et d'exploitation la contrainte limite de traction en section d'enrobage est f_{tj} et $1,5 f_{tj}$ ailleurs.

Pour le calcul de f_{tj} on a considéré les valeurs limites suivantes :

Pour $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0,06 f_{cj} + 0,6$.

Pour $f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$

Dans le reste des cas on calcule en Classe III, avec vérification à l'E.L.U.

5.7. Pertes de précontrainte

Les pertes de précontrainte dépendent d'un grand nombre de paramètres. Les méthodes de calcul des pertes peuvent ne pas représenter exactement ce qui se passe dans la réalité, ce qui nous a amené à la prise en compte dans les calculs de deux valeurs de la précontrainte P_1 et P_2 , avec les relations : $P_1 = P_0 (1 + \lambda)$ $P_2 = P_0 (1 - \lambda)$.

en utilisant un paramètre $\lambda = 0,10$. Pour chaque combinaison de calcul on considère P_1 ou P_2 , et ce en choisissant l'une où l'autre pour produire l'effet le plus défavorable par rapport à l'effort recherché.

La précontrainte 1 est une précontrainte par pré tension dans toutes les poutres, sauf dans les poutres 1 et 2 de la dalle 01 où elle est du type post-tension. La précontrainte par pré tension n'a pas pratiquement de pertes instantanées (sauf la perte par glissement à l'ancrage et par raccourcissement élastique du béton) alors que dans le cas des câbles des poutres 1 et 2 ces pertes sont tenues en compte dans le calcul :

- Perte par frottement en courbe et en ligne droite.
- Perte par glissement à l'ancrage.
- Perte par non simultanéité de mise en tension (Raccourcissement élastique).

Compte tenu du fait que cette précontrainte par pré tension est appliquée à des poutres fabriquées industriellement et faisant l'objet d'une procédure d'homologation avec

contrôle, dans ce cas les pertes instantanées ont été considérées comprises dans la valeur forfaitaire de 10% de pertes, c'est-à-dire $P_2 = P_0 (1 - \lambda)$, ce coefficient $\lambda = 0,10$ visant à se prémunir contre les frottements excessifs inattendus dans le cas de la précontrainte par post-tension (ce qui n'est pas le cas de la pré tension).

Quant aux pertes différées on a mené une étude pour déterminer une valeur forfaitaire du coefficient de pertes différées à appliquer à la précontrainte à temps infini. On a considéré comme pertes différées :

- Perte due au retrait.
- Pertes due au fluage du béton.
- Perte par relaxation de l'acier de précontrainte.

On a abouti à une valeur forfaitaire de 15% pour les pertes de précontrainte, que ce soit la précontrainte longitudinale (Précontrainte 1 et Précontrainte 2) ou la précontrainte transversale.

À temps infini, on calcule les contraintes de traction en fibre inférieure avec une précontrainte diminuée à peu près de 25 % (toutes pertes instantanées et différées confondues), ainsi qu'un 10 % additionnel, compte tenu de la valeur $P_2 = P_0 (1 - \lambda)$ considérée, dans le cas de la précontrainte par post tension.

5.8. Redistribution des contraintes en section transversale évolutive en raison des effets différés du retrait et du fluage

Compte tenu du caractère évolutif de la section transversale il faut tenir compte de la redistribution de contraintes qui s'opère par retrait et fluage dans la dalle.

On calcule d'abord la redistribution de contraintes par retrait et fluage dite « isostatique » dans chaque section de la dalle et on calcule ensuite les efforts hyperstatiques de compatibilité créés par les déformations isostatiques de chaque section.

Le principe de calcul consiste à laisser déformer la poutre préfabriquée sous l'effet du retrait et du fluage comme si elle était seule isolée dans la nature. Par la suite on impose les conditions de compatibilité avec la déformation du béton coulé en place dans le creux entre les poutres. Cette compatibilité étant assurée par l'existence d'une précontrainte transversale. La redistribution de contraintes tient lieu à cause du retrait et du fluage du béton. Dans ce cas il s'agit d'un retrait et d'un fluage différentiel, c'est-à-dire, dus aux différentes propriétés rhéologiques du béton des poutres et du béton du creux, et aux différents états de charge.

Le respect des conditions de compatibilité à long terme provoquent une migration des contraintes de compression vers le béton coulé en place par effet de fluage, ceci se produisant dans toute structure avec changement de section transversale en cours d'exécution.

L'algorithme de calcul utilisé a été l'objet d'un article publié dans le Journal of Bridge Engineering (Mai/Juin 2006) et peut être consulté en C. Iglesias (2006).

Il n'y a lieu de traiter le problème de redistribution des contraintes de la poutre préfabriquée vers le béton du creux

qu'avec les contraintes créées sur la poutre seule, par application des cas de charge suivants :

- CAS DE CHARGE 001 : Poids propre des poutres préfabriquées.
- CAS DE CHARGE 002 : Précontrainte 1 des poutres préfabriquées en usine.
- CAS DE CHARGE 003 : Poids propre du béton coulé entre les poutres.

5.9. Vérification de l'effort tranchant à l'E.L.S.

On considère que tout l'effort tranchant, que ce soit du aux charges permanentes ou aux charges d'exploitation, est repris par les poutres préfabriquées (hypothèse très défavorable d'ailleurs).

Néanmoins, pour la vérification de la condition de cisaillement admissible dans les combinaisons enveloppes à l'E.L.S. on considère la collaboration du béton coulé en place dans certaines poutres (poutres reprenant les poteaux), ce qui revient à considérer une épaisseur d'âme légèrement supérieure à celle de la poutre toute seule et ceci seulement dans les cas où une précontrainte transversale est présente pour assurer le non glissement relatif de poutre et béton coulé sur place.

Le cisaillement est calculé avec les formules habituelles du BPEL :

$$\tau = \frac{V_{red}}{b_n z}$$

On considère comme cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}^2 = f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \text{ Min} \left[0,4; \frac{2(0,6 f_{tj} - \sigma_x)}{f_{cj}} \right]$$

6. ARMATURES À E.L.U.

6.1. Armatures passives à la flexion

Le calcul est effectué sur la section non fissurée et en classe II. Comme contrainte de traction limite on a considérée celle qui correspond au béton des poutres de la première dalle :

- Poutres 01 à 02 $f_{ck} = 75 \text{ MPa}$ ($f_{cj} = 65 \text{ MPa}$ au relâchement)
- Poutres 03 à 10 $f_{ck} = 75 \text{ MPa}$ ($f_{cj} = 65 \text{ MPa}$ au relâchement)
- Poutres 11 à 27 $f_{ck} = 75 \text{ MPa}$ ($f_{cj} = 50 \text{ MPa}$ au relâchement)

Le ferrailage de la section se fait d'après le BPEL :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}$$

Le calcul de B_t , N_{Bt} se fait en section non fissurée, ce qui revient à calculer le volume des tractions sur section non fissurée et obtenir ensuite l'armature nécessaire à

reprenne cet effort majoré d'un coefficient de sécurité de 1,5 comme si le calcul était mené à l'E.L.U. On dispose une armature de peau avec des valeurs de l'ordre de 5 cm²/m de parement.

6.2. Armatures d'effort tranchant

On considère que tout l'effort tranchant, que ce soit du aux charges permanentes ou aux charges d'exploitation, est repris par les poutres préfabriquées (hypothèse très défavorable d'ailleurs).

On calcule l'inclinaison des bielles, limitée à 30°, et les armatures verticales.

Le cisaillement à l'E.L.U. on le calcule suivant le B.P.E.L., c'est-à-dire :

$$\tau_u = \frac{V_{red,u}}{b_n z}$$

On considère comme cisaillement admissible, avec $\alpha = \alpha' = 90^\circ$:

$$\tau_u = \frac{\cot g \beta_u \left(\frac{A_t}{s_t} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}{b_n}$$

or :

$$\sigma_b = \frac{1}{b_n \sin^2 \beta_u} \left(\frac{A_t}{s_t} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

d'où :

$$\sigma_b = \frac{\tau_u}{\cos \beta_u \sin \beta_u} \leq \frac{2 \cdot 0,85 f_{ck}}{3 \gamma_b} \Rightarrow \tau_u < \frac{2 \cdot 0,85 f_{ck} \sin 2 \beta_u}{3 \gamma_b \cdot 2}$$

Avec la valeur minimum limite de $\beta_u = 30^\circ$ et $\gamma_b = 1,5$, on obtient :

$$\tau_u < \frac{2 \cdot 0,85 f_{ck}}{3 \cdot 1,5} \frac{\sqrt{3}/2}{2} = \frac{f_{cj}}{6} \text{ (bielle de compression)}$$

Pour ce qui est de la première dalle, cette dernière valeur peut être, donc, estimée à :

- Poutres 01 à 10 $f_{ck} = 75 \text{ MPa}$, $\bar{\tau} = 12,5 \text{ MPa}$
- Poutres 11 à 28 $f_{ck} = 60 \text{ MPa}$, $\bar{\tau} = 10 \text{ MPa}$

6.3. Étude de poinçonnement de la dalle : poteaux précontraints transversalement

La transmission du cisaillement entre béton préfabriqué et béton coulé en place par l'intermédiaire de surface coffrée se fait grâce à la compression apportée par les câbles de précontrainte transversale.

Il y a lieu d'appliquer ici la formulation de l'Eurocode EC-2 ENV 1992-1-3 : 1994, du chapitre consacré aux « Joints de cisaillement » où l'on fixe la valeur de la contrainte de cisaillement de calcul.

6.4. Poinçonnement en bord de dalle : appui des poteaux

Il y a certains appuis de la dalle où l'on ne peut pas considérer qu'ils soient précontraints transversalement. Il s'agit des poteaux qui prennent appui tout juste au bord de la dalle.

Dans ces cas on transmet la réaction verticale du poteau à l'aide de barres à forte épaisseur (HA32) en nombre suffisante pour garantir leur tenue à la rupture par cisaillement.

Dans le cas du poteau P01 de la dalle 1, la transmission de la réaction se fait directement à l'appui de néoprène, car il est situé à une distance plus petite (1,00 m) que la hauteur de la dalle (1,5 m). Il faut toutefois assurer une capacité suffisante à la traction du tirant situé en table inférieure de la poutre pour transmettre cette réaction à l'appui. Ceci revient à la vérification habituelle du BPEL pour ce qui est de la transmission d'une réaction directement à l'appui d'une poutre précontrainte.

6.5. Étude de la transmission de l'effort tranchant en tenant compte des trous de passage de la précontrainte transversale

Compte tenue de l'existence des trous circulaires transversaux à l'âme aménagés pour le passage de la précontrainte transversale de la dalle on a vérifié le bon fonctionnement de l'âme de la poutre pour reprendre l'effort tranchant transmise à la poutre.

Il a été mené un calcul par la Méthode des Eléments Finis par le biais d'un système de charges auto équilibré et statiquement équivalent à la situation qui se produirait à l'about d'une poutre quelconque, avec une valeur forfaitaire de l'effort tranchant.

Le calcul montre une concentration de contraintes autour des trous de passage, en haut et en bas du trou, sans que des contraintes de traction excessives soient à craindre.

Dans ces conditions et sans tenir compte de l'existence des étriers d'effort tranchant, on obtient des valeurs des contraintes de traction de l'ordre de grandeur de la résistance à traction du béton considérée.

6.6. Stabilité au déversement latérale de la poutre en cours de levage

On a vérifié deux situations possibles de la poutre :

- En cours de levage, la poutre soumise à son poids propre.
- En phase provisoire lorsque la poutre reçoit le reste de poids propre de la dalle.

6.7. Flexion à l'E.L.U.

On vérifie la flexion à l'E.L.U. des poutres 1 et 2, les seules où l'on admet classe III.

6.8. Vérification de l'équilibre de la bielle d'about

On se place dans le cas le plus défavorable rencontré dans la dalle 1, qui est celui de la poutre 6 côté sud, avec une réaction de 257 tonnes à l'E.L.S. On vérifie avec une valeur à l'E.L.U. de $1,50 \times 257 = 386$ tonnes et selon la méthode du B.P.E.L.

7. MICRO PIEUX : DESCENTE DE CHARGES

Le dimensionnement du nombre de micro pieux nécessaires à reprendre la réaction verticale obtenue à l'E.L.S. pour chaque appui des poutres, c'est-à-dire, côté nord et côté sud, se fait avec une valeur forfaitaire de capacité portante pour chaque micro pieu. La capacité portante retenue à l'E.L.S. pour chaque micro pieu est de 820 kN.

8. VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMÈRE FRETTE

Il a été prévu des appuis en néoprène fretté de $900 \times 900 \times 240$ (185) n=10. Le critère de dimensionnement des appuis a été, non pas une condition de tenue aux réactions verticales transmises par la dalle aux abouts, mais une condition de vibration admissible, en tant que dispositifs de réduction de l'impact vibratoire concernant la dalle.



Figure 14. Appareils d'appui en néoprène fretté.

Compte tenu des études menées, la décision a été prise d'isoler la dalle d'appui des bâtiments par l'intermédiaire d'une forte épaisseur des appareils d'appui. Il s'agit donc d'un dispositif visant à assurer l'isolation de l'infrastructure et le confort des riverains.

Il est clair aussi que cette forte épaisseur permet d'assurer a priori l'absence de problèmes de raideur de la part des appareils d'appuis, en tant que s'opposant à la mise en précontrainte de la dalle. Néanmoins oblige à la vérification de la condition de non-cheminement dû à la faible valeur de la contrainte verticale totale exercée sur l'appareil d'appui.

9. ÉTUDE DES VIBRATIONS

9.1. Introduction

Les oscillations mécaniques comprennent entre autres les secousses et les vibrations. Bien que généralement le premier terme soit utilisé principalement pour les bâtiments et la deuxième pour les machines et appareils, il sera question dans ce qui suit ci-après des vibrations dites stochastiques. On parle de vibrations stochastiques lorsque les impulsions sont irrégulières, comme c'est le cas ici, car elles sont produites par le passage des trains au dessous de la dalle de couverture.

Une oscillation mécanique peut être décrite par le nombre de mouvements par unité de temps (fréquence) qui se mesure en Hertz. On peut aussi décrire une vibration par le chemin parcouru par le corps à partir de sa position initiale (amplitude d'oscillation), par la vitesse de l'oscillation et ses variations dans le temps. C'est cette dernière valeur (l'accélération) qui a été retenue dans ce cas et qui nous a permis d'apprécier les effets sur les bâtiments situés au dessus de la dalle de couverture. On peut l'estimer de la manière suivante :

$$a = (2\pi f)^2 d = \omega^2 d$$

a = accélération f = fréquence d = déplacement

Les vibrations dont on est concerné dans ce cas-ci sont du type vibrations du corps entier, transmises par une surface d'appui. La bande de fréquence se situe entre 1 et 80 Hz. L'importance des oscillations mécaniques, caractérisées par leur fréquence, leur amplitude et leur durée, détermine si leur action est préjudiciable ou non pour le bien-être des futurs riverains des bâtiments concernés. Les oscillations globales du corps sont transmises à ce dernier par la surface de contact (dessous des pieds ou surface sur laquelle la personne est couchée).

9.2. Cadre légal

Les critères d'états limites de service à respecter sous l'effet des vibrations sont définis dans des normes spécifiques. A titre indicatif, des critères d'états limites de service peuvent être trouvés dans les normes suivantes :

- Effets sur le confort des personnes et le bon fonctionnement des équipements en général : ISO 2631-2.
- Norme DIN 4150-2.

9.3. Valeurs limites et indicatives

En ce qui concerne les valeurs limites des vibrations, il n'existe pas encore des valeurs reconnues internationalement pour les atteintes provoquées par les vibrations. En revanche, il existe des valeurs indicatives. Si l'on s'en tient à ces valeurs indicatives on pourra, en règle générale, éviter les atteintes au bien-être des riverains.

Dans notre cas de figure les vibrations d'axe vertical ont été complètement supprimées du fait que les voiles d'appui de la dalle sont fondés sur micro pieux, lesquels à son tour vont

s'ancrer avec une fiche de deux mètres dans le rocher calcaire et, en tout cas, toujours au dessous des voies ferrées.

Dans le cas présent, dalle portant dans deux directions, la fréquence propre f (Hz) la plus basse obtenue dans le calcul a été de 0,50 Hz, ce qui est loin de la valeur critique de fréquence propre pour une structure ordinaire supportant des personnes (3,5 Hz).

La norme ISO 26312-2 : 1989 donne des valeurs de référence pour le confort dans les bâtiments, qui eux par contre ont été éliminés dans la Norme ISO 2631 actuelle, concernant les vibrations induites dans les bâtiments, compte tenu de la subjectivité et de la difficulté de définir les vibrations qui garantissent le confort des riverains.

Compte tenu de toutes ces difficultés, on a considéré que ce confort est garanti lorsque l'on respectera la valeur d'accélération suivante : Habitation/pendant la nuit/ $a \leq 0,004 \text{ m/s}^2$.

La masse totale de la structure est mobilisée à 90% par les 10 premiers modes en ce qui concerne les vibrations horizontales. Ceci revient à des modes propres allant de 0,5 Hz jusqu'à 2,5 Hz. La valeur de $0,040 \text{ m/s}^2$ est comprise entre les courbes 8 et 16 des recommandations ISO 2631-2 : 1989, pour la plage de fréquences allant de 0,5 Hz à 2,5 Hz. La plage des courbes recommandées est comprise entre les courbes 1,4 et 20.

La valeur cible à ne pas dépasser a été donc de $0,040 \text{ m/s}^2$, pour des vibrations dites du type stochastique transitoire. On a abouti à cette valeur limite en se basant sur les trois points suivants :

D'abord un nombre d'enregistrements sismiques que l'on a considéré suffisant : 3 enregistrements sur chaque côté de la voie, situés à trois distances différentes et faisant au total 6 enregistrements par section considérée. On a établi ces 6 mesures dans un total de trois sections, couvrant ainsi la totalité de la longueur de l'ouvrage.

Ensuite on a réalisé l'analyse complète de ces données, aboutissant à des sismogrammes synthétiques dont on a calculé leur spectre de réponse, ainsi que l'enveloppe maximale des ces spectres de réponse.

Finalement et au vu de ces enveloppes on a interprété les résultats obtenus, tout en considérant les conditions de fonctionnement de la source et les emplacements des points de mesure, ainsi que la présence d'écrans d'atténuation du signal de la source (murs poids existants de la SNCF) et la position du futur récepteur des vibrations (voiles d'appui de la dalle de couverture). La forme de construction et le nombre d'étages, le type de fondation et le type de terrain ont été pris en considération pour établir la limite ci-dessus.

9.4. Les dispositifs de réduction des impacts vibratoires concernant la voie

La réduction des impacts vibratoires causés par le trafic ferroviaire sur les constructions riveraines peut se faire essentiellement soit par réduction des efforts au contact de la roue-rail, soit par atténuation de la propagation des vibrations à l'aide d'une voie adaptée.

Si on choisit de réduire les efforts au contact roue-rail, les dispositifs à mettre en œuvre consistent soit à :

- Des systèmes anti-patinage sur le nouveau matériel pour éviter l'apparition des irrégularités.
 - Un meulage des rails présentant une usure marquée.
 - L'utilisation de longs rails soudés pour réduire les discontinuités.
 - Une vérification régulière de la géométrie de la voie.
- Si par contre on choisit d'atténuer la propagation des vibrations, les dispositifs à mettre en œuvre portent sur :
- Des supports de rail élastique, semelle souple entre le rail et la traverse.
 - Une épaisseur majorée de ballast sous la traverse pour augmenter sa capacité d'amortissement.
 - L'utilisation d'un matelas élastique sous le ballast dans les zones les plus critiques.
 - Dans certains cas particuliers de tunnels à proximité d'habitations, il peut être également envisagé une pose de voie sur dalle flottante.
- Étant donné que les habitations seront construites après coup, il n'est pas envisageable d'exiger de tels dispositifs de réduction des impacts à la SNCF pour réduire ainsi les vitesses vibratoires. En tout cas il s'agit d'un mécanisme possible de réduction des vibrations à long terme, le cas échéant, lors d'un changement ou de renouvellement de voie.

9.5. Les dispositifs de réduction des impacts vibratoires concernant la dalle

S'agissant de nouveaux bâtiments appuyés sur une dalle qui est construite sur une ligne déjà existante, il est à noter que toutes les emprises ferroviaires sont « clôturées » dans la plus part de la longueur de l'ouvrage par des murs poids, de façon à ce que l'on puisse considérer une certaine isolation des deux voiles d'appui de la dalle par rapport à la source émettrice des vibrations.

Compte tenu des études qu'ont été menées, la décision a été prise d'isoler la dalle d'appui des bâtiments par l'intermédiaire d'une forte épaisseur des appareils d'appui en néoprène fretté. Les résultats du calcul ont conseillé des appuis de 900x900x240 (185). Il s'agit donc d'un dispositif visant à assurer l'isolation de l'infrastructure et le confort des riverains, ainsi qu'à transmettre les réactions verticales aux voiles d'appuis.

En ce qui concerne les autres poteaux des bâtiments, s'appuyant hors de la dalle de couverture, on a prévu leur isolation du terrain à l'aide de néoprènes à une épaisseur convenable.

9.6. Méthodologie de mesure

L'objet de ce paragraphe et la définition de la méthode de mesure qui a été mise en œuvre pour l'évaluation des effets sur l'environnement des vibrations mécaniques émises par les trains à leur passage sous la dalle de couverture de la tranchée d'Hendaye.

Dans ce cas de figure l'évaluation des effets des vibrations mécaniques transmises dans l'environnement concerne exclusivement les effets sur les occupants des constructions prenant appui sur la dalle de couverture. Leurs effets sur la sécurité des constructions est tout-à-fait négligeable.

Les données expérimentales se présentent dans ce cas-ci sous forme d'enregistrement continu, en fonction du temps, de l'accélération. Les fréquences propres des constructions étant comprises dans une bande de basses fréquences, les appareils de mesure qui s'avèrent les mieux adaptés à cet enregistrement sont ceux qui comportent des capteurs de vitesse de fréquence propre de 1 Hz, ce qui permet l'enregistrement en fonction du temps dans la bande de fréquence allant de 1 à 150 Hz avec des amplitudes de vitesses comprises entre 0,1 mm/s et 50 mm/s.

Le mouvement en chaque point de mesure a été enregistré dans les trois directions rectangulaires, dont une verticale, les deux autres étant définies par rapport à la source et par rapport à l'axe de l'ouvrage étudié.

9.7. Étude des vibrations

L'étude des vibrations a été faite par une méthode dite « d'analyse fine » dans les conditions suivantes :

- Des mesures systématiques en 3 points ont été réalisées sur chaque côté des voies pendant la durée des essais afin de contrôler le fonctionnement de la source, pouvant ainsi tenir compte de la variation du fonctionnement de la source (trains) dans le temps et de la distance entre la construction (voies d'appuis) et la source. Ces enregistrements ont été répétés sur trois différentes sections de l'ouvrage, couvrant ainsi toute sa longueur.
- On a réalisé ensuite l'analyse complète des ces enregistrements dans le domaine du temps, aboutissant à des sismogrammes dont on a obtenu leurs spectres de réponses. On a obtenu après l'enveloppe de ces spectres de réponse pour les différents points de mesure.
- On a réalisé une étude sismique de la structure complète (dalle et bâtiments) avec le spectre de réponse enveloppe. Le résultat de ce calcul est la valeur maximale des déplacements en chaque point de la structure, en multipliant les valeurs obtenues dans chaque cas de charge sismique par ω^2 on traduit déplacements à accélérations pour chaque point de la structure. Tout le calcul étant été réalisé avec la règle de combinaison quadratique des modes propres de la structure, préalablement calculés.

9.8. Processus de calcul

Le processus de calcul qui a été réalisé comprend les phases suivantes :

1. Modélisation de la structure et en particulier du bâtiment 1 (portée maximale d'environ 40 m et sans garages) ainsi que du bâtiment 5 (portée de 20 m avec deux étages de garages).
2. Calcul des masses à appliquer sur les nœuds de chacun des deux modèles.
3. Obtention des modes de vibrations de la structure.
4. Calcul sismique avec l'accélérogramme enveloppe obtenu à partir des enregistrements réalisés sur les deux côtés de la voie.
5. Obtention des accélérations horizontales a_x , a_z . L'accélération verticale a_y a été négligée du fait que l'ouvrage s'appuie sur des micro pieux dont la longueur de

fiche situe leur pointe ancrée au moins 2 mètres dans le rocher calcaire de base et toujours au dessous des voies.

6. On compare les résultats obtenus au critère d'accélération maximale retenu.

Ce processus de calcul a été répété plusieurs fois pour les deux bâtiments type en variant l'épaisseur de néoprène qui a une influence, pourrait-on dire inversement proportionnelle sur les valeurs maximales des accélérations horizontales a_x , a_z . L'épaisseur retenue garanti ainsi des valeurs maximales des accélérations qui ne dépassent pas le seuil de $0,040 \text{ m} / \text{s}^2$.

9.9. Résultats obtenus et conclusions

L'évaluation prévisionnelle de l'accélération maximale dans les différents points de la structure des bâtiments concernés nous a mené à prévoir des épaisseurs de néoprène convenables pour éviter tout risque de dépassement de la valeur limite de $0,040 \text{ m} / \text{s}^2$. L'isolation de la structure de la source se fait donc au moyen de néoprènes de dimensions $900 \times 900 \times 250 (180)$.

La masse totale de la structure est mobilisée à 90% par les 10 premiers modes en ce qui concerne les vibrations horizontales. Ceci revient à des modes allant de 0,5 Hz jusqu'à 2,5 Hz.

La valeur limite $0,040 \text{ m} / \text{s}^2$ est comprise entre les courbes 8 et 16 des recommandations ISO 23612 : 1989, pour la plage de fréquences allant de 0,5 Hz à 2,5 Hz. La plage des courbes recommandées est comprise entre les courbes 1,4 et 20. On a considéré que la spécificité du site permet d'admettre cette valeur, située au milieu de l'intervalle recommandé par la norme ISO 2631-2 :

- L'espacement des voiles d'appuis de la dalle de couverture par rapport à la source émettrice (trains).
- L'existence des murs SNCF, servant comme d'isolation du signal.
- La nature de la fondation prévue : semelles sur micro pieux ancrés deux mètres dans le rocher calcaire et toujours au-dessous des voies.
- La nature du sol de fondation, dans la plus part de l'ouvrage de nature à amortir les vibrations induites.
- La masse du bâtiment retenu dans le projet définitif, qui est supérieure d'environ 30 % à celle considérée lors du calcul des vibrations.
- La masse des voiles longitudinaux d'appui, qui a nettement augmenté.
- La nature du signal (seuil de $0,040 \text{ m/s}^2$ atteint deux ou trois fois par jour).
- Ce seuil de $0,040 \text{ m} / \text{s}^2$ est atteint en générale dans les lignes de nœuds du modèle de calcul situées aux limites extérieures du hourdis du bâtiment, alors qu'à l'intérieur desdits hourdis cette valeur est nettement plus petite.
- La nature très défavorable du calcul qui a été réalisé, et qui consiste à obtenir l'enveloppe de tous les sismogrammes qui ont été déduits des enregistrements réalisés lors de la relevée des données.

10. CONTRÔLE DES FLÈCHES

On a fait une étude de l'évolution de la flèche des poutres portant la ligne de poteaux. Aucune mesure spéciale n'est apparue comme nécessaire d'après cette étude.

11. DÉMOLITION DU PONT-VIEUX

La pose de poutres a été interrompue lors de l'arrivée au Pont-Vieux, un des deux ponts existants avant travaux pour franchir la voie ferrée. La structure prévue pour la démolition du Pont Vieux a été une plateforme de profilés HEB 450 qui s'est appuyée sur deux poutres préfabriquées en béton. Ces poutres, faisant partie de la couverture, ont été mises en place de chaque côté, dans le sens transversal à la voie ferrée. Cette plateforme avait pour mission soutenir toute la structure du cintre et transmettre les charges aux poutres préfabriquées. D'autre part, la structure a été aussi conçue comme élément de sécurité visant à éviter des chutes éventuelles d'objets sur la voie.

Le matériel fourni par l'entreprise RMD-KWIKFORM IBERICA a consisté en poutres de type Megashor et profilés RMD 300 s'adaptant à l'intrados de l'arc du pont, et créant les cintres, reliés entre eux à l'aide de poutres de type SuperSlim.

Les poutres SuperSlim s'appuient sur des cintres en arc façonnés à l'aide de profilés et de façon à ce qu'un coffrage

y soit adapté pour suivre la courbure de l'intrados de l'arc. La distance entre axes des cintres est de 1,01 mètres.

Le matériel utilisé a été le suivant : cinq cintres supportant les charges du pont à démolir et ensuite deux autres cintres qui se situent de chaque côté du Pont-Vieux, supportant ces derniers éléments une plateforme de travail aménagée elle aussi comme protection contre la chute d'objets sur la voie. Pour que la structure puisse reprendre les charges correspondantes au pont, il a été prévu des vérins situés dans différents points sous les cintres. En particulier, quatre dans la zone centrale de l'arc et une au côté sud de chaque cintre.

Ces quatre vérins de la zone centrale s'appuient sur des profilés HEB 450 et le vérin situé du côté sud prend appui sur une semelle en béton. L'appui dans la zone nord se fait sur une poutre RMD 600 qui transmet la charge sur deux consoles profilées type Header Beam, ancrées du côté opposé à l'aide de micropieux, à fin de venir à bout du moment de reversement qui se crée.

Les cas de charge considérés ont été les suivants :

1. Poids propre de la partie métallique de la structure.
2. Charge permanente : poids propre des profilés Super Slim plus le coffrage en bois et la couverture de protection, au total 2 kN/m^2 .
3. Charge d'exploitation, 4 kN/m^2 .
4. Poids des voussoirs du pont et du remblais supporté. On considère une densité de 23 kN/m^3 .
5. Poids de deux pelleteuses chargeuses, 250 kN . chacune.

Les phases de démontage du pont ont respecté exactement les phases de montage, mais dans le sens du démontage, d'après des documents originaux trouvés aux archives de la ville d'Hendaye.

12. CONSTRUCTION DU « NOUVEAU PONT-VIEUX »

Une fois démolì l'ancien Pont-Vieux il fallait d'une part assurer le franchissement de la tranchée le plus vite possible et ensuite intégrer ce nouveau franchissement dans la promotion immobilière.

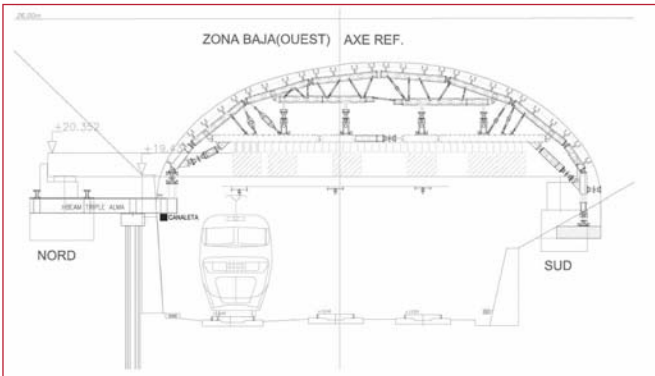


Figure 15. Schéma de principe du cintre utilisé pour démontage du Pont-Vieux.



Figure 16. Mise en place du cintre pour la démolition du Pont-Vieux.



Figure 17. Pont-Vieux en cours de démolition et état d'avancement des travaux lors du démontage du voussoir de clé.



Figure 18. Aspect du site à la fin de la démolition du Pont-Vieux avec une passerelle piétonne provisoire.

12.1. Structure choisie

Compte tenue des limitations qui découlent du respect d'un gabarit ferroviaire de 5,20 m, ainsi que du respect des cotes imposées par la rue, les hauteurs possibles des dalles du « nouveau Pont-Vieux » ainsi que de l'étage intermédiaire de parking étaient très limitées. Pour une portée maximale de 7,50 m entr'axe des poteaux on a choisie une dalle de 30 cm d'épaisseur pour la dalle supérieure qui remplace le pont. Pour l'étage intermédiaire de parking une dalle de 20 cm d'épaisseur et poutres de rigidité de 40 cm de hauteur dans le sens longitudinale des voies et encastées sur les poteaux, eux à son tour encastés sur la dalle de couverture précontrainte.

12.2. Charges et actions

Les charges et actions prises en compte pour ce qui est du Pont on été les suivantes :

- **Poids propre de la dalle de hauteur constante** : $h=0,30$ m
- **Enrobé** : 8 cm de couche de roulement sur la largeur roulable, donc $1,92$ kN/m².
- **Surcharge de jardin** : 0,5 m de hauteur de terres à un poids volumique de 18 kN/m³ pouvant agir sur les trottoirs de la dalle, ainsi qu'une surcharge d'exploitation de $5,5$ kN/m² sur le jardin.
- **Système de charges A** : Pont de Deuxième Classe à 2 voies à largeur chargeable de 6,5 m.

- **Freinage** : On a considéré le freinage du système B ($6,579$ kN/m) comme étant le plus défavorable.
- **Température** : Plage de températures de -40°C à 30°C , avec température initiale de 5°C .

- **Système de charges Bt** : Pour la vérification d'éléments locaux, en particulier du portique de rive à l'about de la dalle, du côté nord et sud.

Concernant la dalle intermédiaire de parking :

- **Poids propre de la dalle de hauteur constante** : $h=0,20$ m
- **Revêtements du plancher** : 5 cm de couche de roulement sur la zone de parking, donc $1,10$ kN/m².
- **Surcharge d'exploitation** : Il a été considéré un parking pour voitures légères à une surcharge d'exploitation de $2,5$ kN/m².

12.3. États Limites considérés dans les calculs

En ce qui concerne la combinaison d'actions on a réalisé les vérifications habituelles à l'État Limite de Service et à l'État Limite Ultime.

Les vérifications à l'ÉLS concernent principalement les valeurs des flèches dans la dalle pendant toute la vie de l'ouvrage, c'est-à-dire, à court terme et à long terme, ainsi que l'état de contraintes dans le béton et dans l'acier.

Les vérifications à l'ELU concernent principalement la résistance à la flexion des sections les plus défavorables, à l'effort tranchant, le poinçonnement de la dalle du pont sous charge concentrée de 10 t et la transmission des efforts concentrés au droit des poteaux.

On commence par établir une densité d'armature à l'ELU, ensuite on vérifie les contraintes du béton et de l'acier à l'ÉLS et finalement on établit les valeurs probables des flèches à $t=0$ et à $t=\infty$, tout en tenant compte de l'état de fissuration de la structure au moyen d'un procédé itératif de calcul des inerties fissurées des sections et en fonction des efforts appliqués sur chaque section.

La vérification à l'ÉLS a été menée en fissuration préjudiciable, avec un enrobage minimum des armatures de 30 mm. Les contraintes ci-après et pour le béton et pour l'acier sont respectées à l'ÉLS sous surcharges rares.

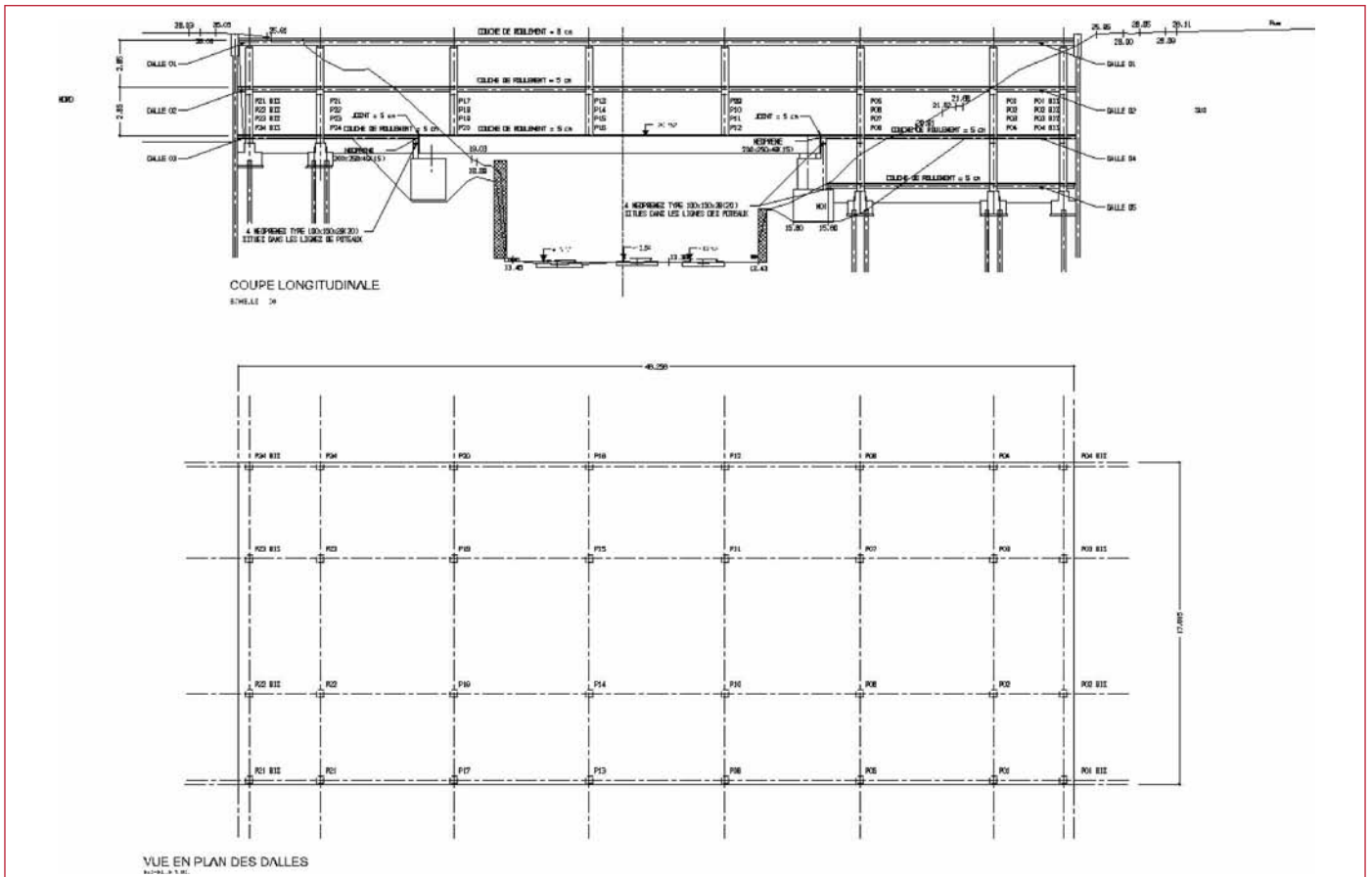


Figure 19. Coupe transversale par le « nouveau Pont-Vieux ».

CONTRAINTES DANS LE BÉTON: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj}$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa (Dalle intermédiaire)} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa (Dalle du pont)} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

CONTRAINTES DANS L'ACIER

$$\text{Si } f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{MIN} \begin{cases} 2/3(f_e) = 2/3(500) = 333 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta f_{ij}} = 110\sqrt{1,6 \times 2,7} = 229 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Si } f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{MIN} \begin{cases} 2/3(f_e) = 2/3(500) = 333 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta f_{ij}} = 110\sqrt{1,6 \times 3,0} = 241 \text{ MPa} \end{cases}$$

12.4. Équilibre horizontale de l'ouvrage

Le pont est bloqué dans son déplacement horizontal par les deux poutres en tête du mur de micropieux nord et sud et il est de même pour la dalle intermédiaire de parking. Ce blocage sert à transmettre d'une part tous les efforts de freinage sur le pont et d'autre part assure l'équilibre des murs de micropieux à temps infini, c'est-à-dire, lorsque l'on ne pourra pas considérer l'action des tirants d'ancrage des murs de micropieux. Ces tirants d'ancrage sont considérés actifs seulement pendant la durée de l'exécution de l'ouvrage. Compte tenu de la possibilité de disparition des tirants à temps infini,

étant donné qu'ils sont ancrés sous la chaussée, on les considère inactifs après achèvement de l'ouvrage.

12.5. Poteaux

Les poteaux ont été vérifiés par la méthode de calcul dite de Faessel, qui tient compte des excentricités du deuxième ordre pour assurer la stabilité des poteaux au phénomène de flambement.

On a fait l'étude de l'évolution de la flèche de la structure tenant compte de son état de fissuration. Il a été prévu de contre flèches en exécution de l'ordre de 35 mm.



Figure 20. Dalle intermédiaire en cours d'exécution et épreuve de charge du « nouveau Pont-Vieux ».



Figure 21. Edifice 1 en cours de construction (Octobre 2009), à côté du Pont Neuf (Avenue Charles de Gaulle).

13. PARACHÈVEMENT DES DALLES LATÉRALES

Une fois terminé la dalle de couverture de la tranchée on a construit les dalles latérales de continuité à largeur variable qui s'adaptent à la géométrie en plan et en élévation de la tranchée, appuyées d'un côté sur un mur longitudinal qui s'adapte à la géométrie de la paroi berlinoise et de l'autre côté sur le mur-voile principal du côté tranchée ferroviaire. Du côté nord (Fig.22), étant donné l'absence de paroi berlinoise et en vue de garantir l'équilibre des forces horizon-

tales à temps infini, on a prévu une cellule triangulaire qui ramène les réactions horizontales de la paroi berlinoise coté sud, directement au sol de fondation. Cette cellule triangulaire est ancré au sol, avec des ancrages définitifs, du côté où l'on a des réactions verticales de soulèvement. Les figures 23 et suivantes montrent des sections de la structure jusqu'au nouveau « Pont-Vieux » où l'on peut observer les solutions retenues pour ce qui est des dalles latérales au niveau de la dalle principale de la couverture et pour résoudre le problème de l'équilibre des forces horizontales des parois berlinoises.

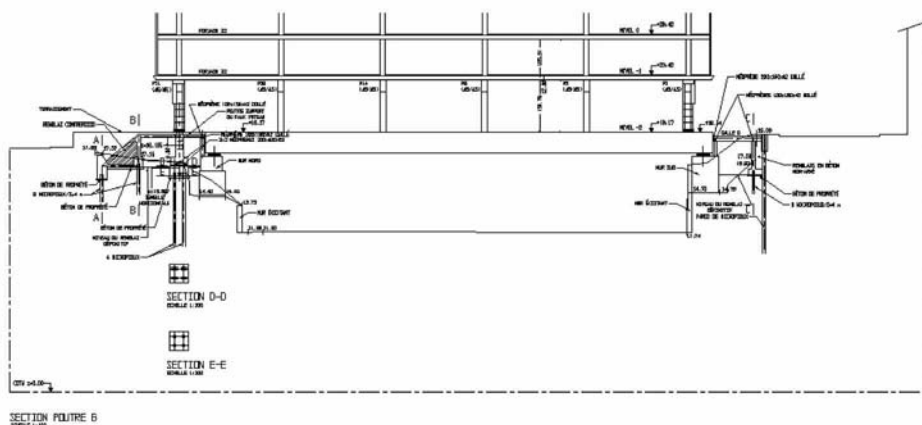


Figure 22. Section par la poutre 6, dalle 1 à côté du Pont Neuf (Avenue Charles de Gaulle).



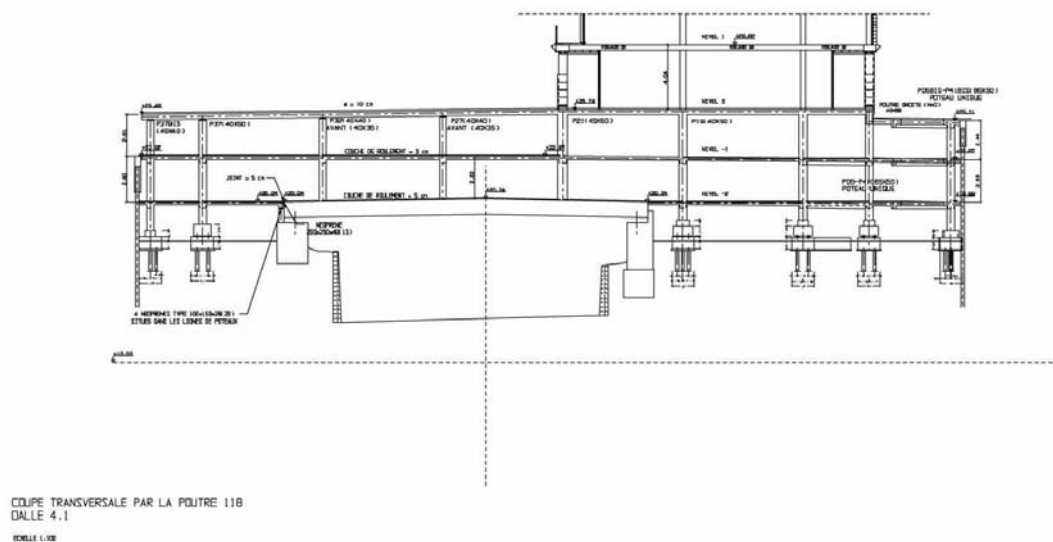


Figure 26. Section par la poutre 118, dalle 4.1.

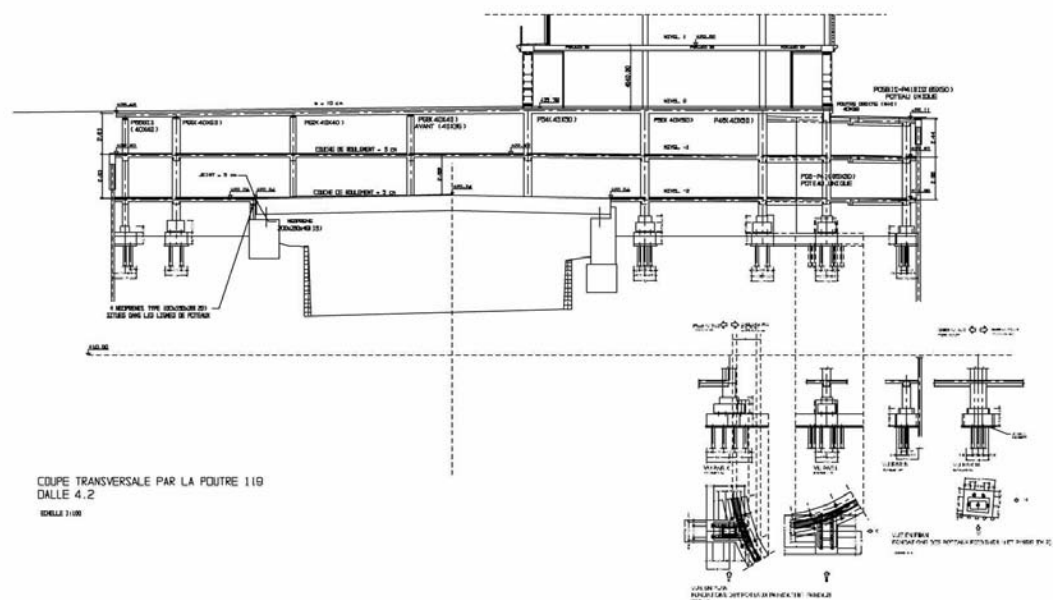
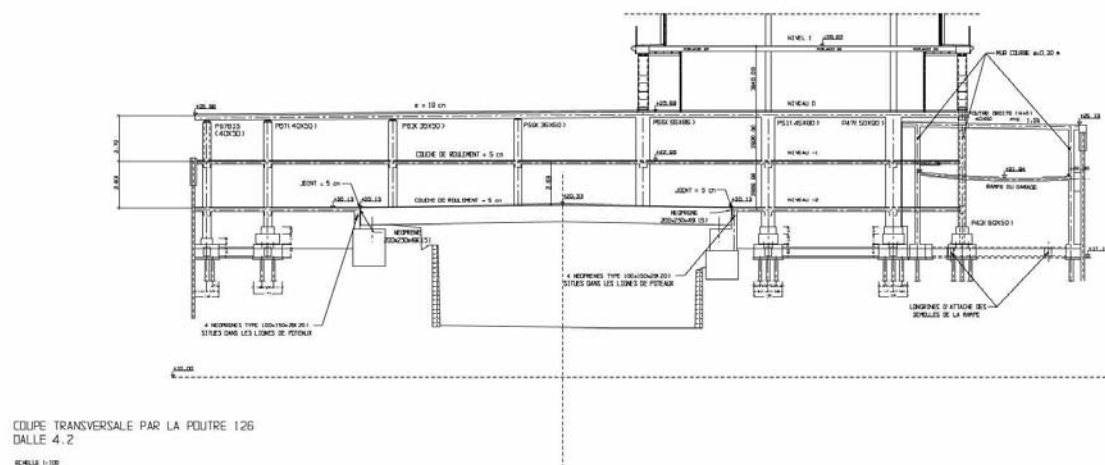


Figure 27. Section par la poutre 119, dalle 4.2.



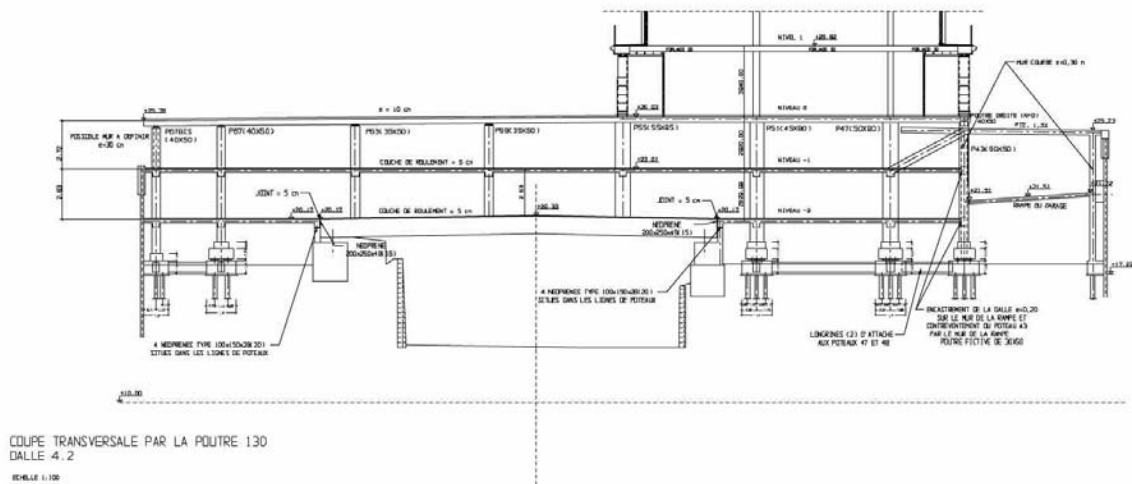


Figure 29. Section par la poutre 130, dalle 4.2.

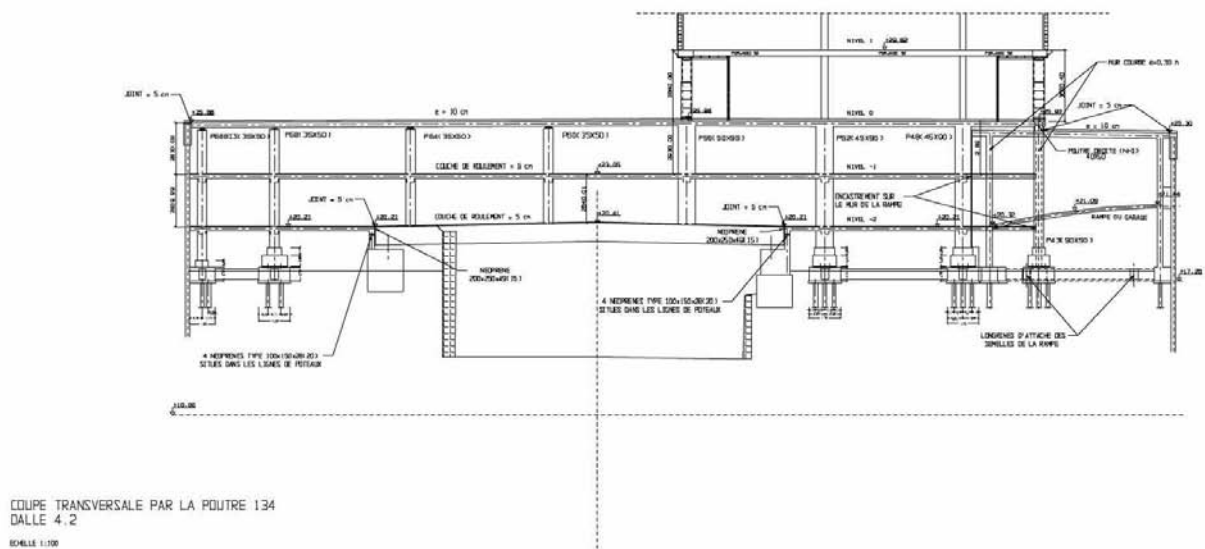
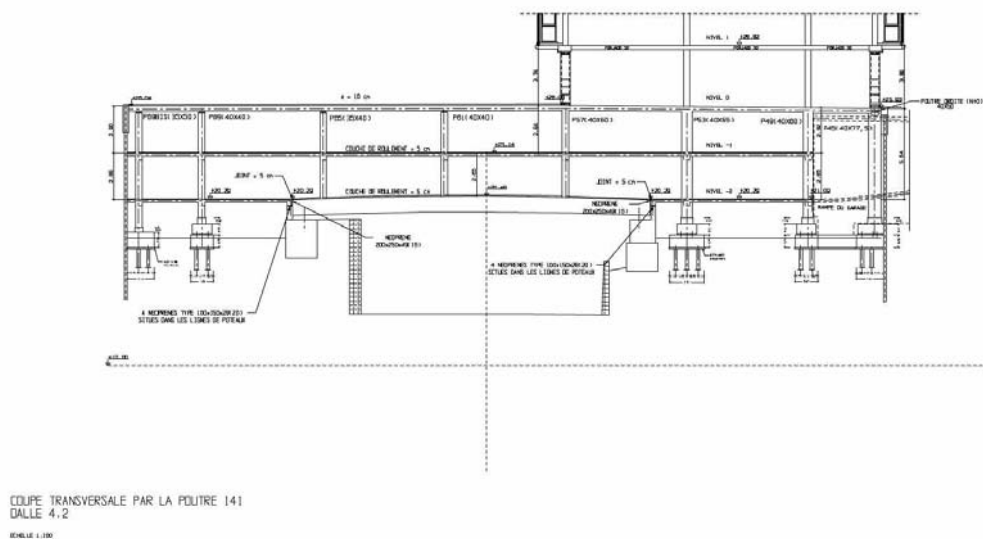


Figure 30. Section par la poutre 134, dalle 4.2.



14. ANNEXE : VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TOUT AU LONG DE LA VIE DE L'OUVRAGE

01. ÉTUDE EN COURS D'EXÉCUTION 01

CAS DE CHARGE : État de contraintes des poutres à vide, en usine de fabrication.

Sur (S1) :

001+002 PP des poutres préfabriquées + Précontrainte 1

CAS DE CHARGE : État de contraintes sous poids propre, sans précontrainte transversale.

Sur (S1) :

001+002 PP des poutres préfabriquées + Précontrainte 1

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

CAS DE CHARGE : État de contraintes sous poids propre, avec précontrainte transversale.

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

PP : Poids Prope

02. ÉTUDE EN COURS D'EXÉCUTION 02

CAS DE CHARGE : État de contraintes sous poids propre, avec précontrainte transversale et 50% de la Précontrainte 2.

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

+004 x 0,5 +Précontrainte 2 (50%)

CAS DE CHARGE : État de contraintes juste après l'achèvement des bâtiments (toute la charge permanente considérée) et avant la deuxième phase de précontrainte (50% Précontrainte 2)

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

+004 x 0,5 +Précontrainte 2 (50%)

+13 +Revêtements (2,1 kN/m²) sur la dalle

+300 +Charges permanentes transmises par les poteaux (charge totale - surcharges)

CAS DE CHARGE : État de contraintes juste après l'achèvement des bâtiments (toute la charge permanente considérée) et juste après la deuxième phase de précontrainte (100 % Précontrainte 2)

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

+004 x 0,5 +Précontrainte 2 (50%, première phase)

+13 +Revêtements (2,1 kN/m²) sur la dalle

+300 +Charges permanentes transmises par les poteaux (charge totale - surcharges)

+004 x 0,5 +Précontrainte 2 (50%, deuxième phase)

03. ÉTUDE-ELS quasi permanente - fréquente à t=0

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

001+368/369 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1 (368/369 : enveloppe Mz maxi /mini de Précontrainte 1 0,9/1,1)

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+404/405 +Précontrainte transversale

(404/405 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte transversale 0,9/1,1)

+380/381 +Précontrainte 2

(380/381 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 2 0,9/1,1)

+13 +Revêtements (2,1 kN/m²) sur la dalle

+14 +Zone jardin (9,0 kN/m² = 50 cm de terres à un poids volumique de 18 kN/m³)

+300 +Charges permanentes transmises par les poteaux (charge totale - surcharges)

+320/321 x 0,77 Q1k

(320/321 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation transmises par les poteaux)

+332/333 x 0,65 Q2k : 5 kN/m² ; 6kN/m²

(332/333 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation au niveau supérieur de la dalle)

+356/357 x 0,65 Q3k : 5,5 kN/m²

(356/357 : enveloppe Mz max de charges d'exploitation sur le jardin)

04. ÉTUDE-ELS rare à t=0

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

001+368/369 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1 (368/369 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 1 0,9/1,1)

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+404/405 +Précontrainte transversale

(404/405 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte transversale 0,9/1,1)

+380/381 +Précontrainte 2

(380/381 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 2 0,9/1,1)

+13 +Revêtements (2,1 kN/m²) sur la dalle

+14 +Zone jardin (9,0 kN/m² = 50 cm de terres à un poids volumique de 18 kN/m³)

+300 +Charges permanentes transmises par les poteaux (charge totale - surcharges)

+320/321 x 1,00 Q1k

(320/321 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation transmises par les poteaux)

+332/333 x 0,77 Q2k : 5 kN/m² ; 6 kN/m²

(332/333 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation au niveau supérieur de la dalle)

+356/357 x 0,77 Q3k : 5,5 kN/m²

(356/357 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation sur le jardin)

05. ÉTUDE-ELS quasi permanente - fréquente à t=infini

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

001+368/369 x 0,85 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1 (15% de pertes différées)

(368/369 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 1 0,9/1,1)

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+404/405 x 0,85 +Précontrainte transversale (15% de pertes différées)

(404/405 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte transversale 0,9/1,1)

+380/381 x 0,85 +Précontrainte 2 (15% de pertes différées)

(380/381 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 2 0,9/1,1)

+13 +Revêtements (2,1 kN/m²) sur la dalle

+14 +Zone jardin (9,0 kN/m² = 50 cm de terres à un poids volumique de 18 kN/m³)

+300 +Charges permanentes transmises par les poteaux (charge totale - surcharges)

+320/321 x 1,00 Q1k

(320/321 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation transmises par les poteaux)

+332/333 x 0,65 Q2k : 5 kN/m² ; 6 kN/m²

(332/333 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation au niveau supérieur de la dalle)

+356/357 x 0,65 Q3k : 5,5 kN/m²

(356/357 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation sur le jardin)

-392/393 x 0,15 +Précontrainte 1 x 0,15 appliquée sur (S2), 15% de pertes différées sur section (S2)

(392/393 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 1 sur S2 0,9/1,1)

+271+272 +Effet hyperstatique du fluage et du retrait

+Calcul à part +Effet isostatique du fluage et du retrait (contraintes auto équilibrées)

06. ÉTUDE-ELS rare à t=infini

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

001+368/369 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

(368/369 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 1 0,9/1,1)

+003 +Reste de PP dalle (béton entre les poutres)

Sur (S2) :

+404/405 x 0,85 +Précontrainte transversale (15% de pertes différées)

(404/405 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte transversale 0,9/1,1)

+380/381 x 0,85 +Précontrainte 2 (15% de pertes différées)

(380/381 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 2 0,9/1,1)

+13 +Revêtements (2,1 kN/m²) sur la dalle

+14 +Zone jardin (9,0 kN/m² = 50 cm de terres à un poids volumique de 18 kN/m³)

+300 +Charges permanentes transmises par les poteaux (charge totale - surcharges)

+320/321 x 1,00 Q1k

(320/321 : enveloppe Mz maxi de charges d'exploitation transmises par les poteaux)

+332/333 x 0,77 Q2k : 5 kN/m² ; 6 kN/m²

(332/333 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation au niveau supérieur de la dalle)

+356/357 x 0,77 Q3k : 5,5 kN/m²

(356/357 : enveloppe Mz maxi/mini de charges d'exploitation sur le jardin)

-392/393 x 0,15 +Précontrainte 1 x 0,15 appliquée sur (S2), 15% de pertes différées sur section (S2)

(392/393 : enveloppe Mz maxi/mini de Précontrainte 1 sur S2 0,9/1,1)

+271+272 +Effet hyperstatique du fluage et du retrait

+Calcul à part +Effet isostatique du fluage et du retrait (contraintes auto équilibrées)

15. RÉFÉRENCES

Divet, L. (2001) : « Les réactions sulfatiques internes au béton : contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'étringite ». Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport n° 40. LPC-ER-OA-01-40. Paris.

Iglesias, C. (2006) : "Long-Term Behavior of Precast Segmental Cantilever Bridges". Journal of Bridge Engineering, Vol. 11, No.3, May 1.

LES PONTS EN MAÇONNERIE DU 19^E SIÈCLE

LE CAS D'OUVRAGES FERROVIAIRES DU MIDI TOULOUSAIN

Nathalie DOMÈDE

Université de Toulouse; UPS, INSA; LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions);
135, avenue de Rangueil ; F-31 077 Toulouse Cedex 04, France.

1. INTRODUCTION

En France, les ponts en maçonnerie représentent 20% des ponts du réseau routier (SETRA, 2005), 43% des ponts du réseau ferré (SNCF, 2002). Les ponts en maçonnerie du réseau de chemin de fer français ont été construits sur une période d'une centaine d'année centrée vers 1870. On en compte aujourd'hui 18000 en service. La grande majorité, 82%, est en maçonnerie de pierre, 12% en maçonnerie de briques. Le reste représente quelques arcs en béton non armé, tel que le Pont de Villeneuve sur Lot construit entre 1914 et 1916 par Freyssinet, et annoncent l'âge du béton armé, et la fin de la maçonnerie.

Pendant une cinquantaine d'années, de 1920 à 1970, on s'intéressa peu aux ponts en maçonnerie. Mais, l'effondrement du pont Wilson franchissant la Loire à Tours, en avril 1978, fait prendre conscience, en France, de la nécessité d'apprendre à quantifier le niveau de sécurité de ces ouvrages (Delbecq et Michotey, 1981). Le SETRA entreprend alors la rédaction d'un dossier pilote et d'un programme informatique spécifique, VOUTE, commercialisé en 1982 (Delbecq, 1982). Des programmes similaires sont

développés à la même époque au Royaume Uni (Heymann, 1996 et Hugues, 1997). Par la suite, l'intérêt pour ces ponts-voûtes, faits de pierres et/ou de briques, s'est maintenu en Europe. Aujourd'hui, quelques programmes informatiques spécifiques existent (RING, ARCHIE, par exemple, et toujours VOUTE, bien qu'il ne soit plus commercialisé), mais, malgré les efforts de l'UIC (Orban, 2005), aucune méthode de calcul n'apporte totalement satisfaction. Les recherches sur la modélisation du comportement mécanique des ponts en maçonnerie se poursuivent. Mieux connaître la façon dont ils ont été conçus reste donc une problématique d'actualité.

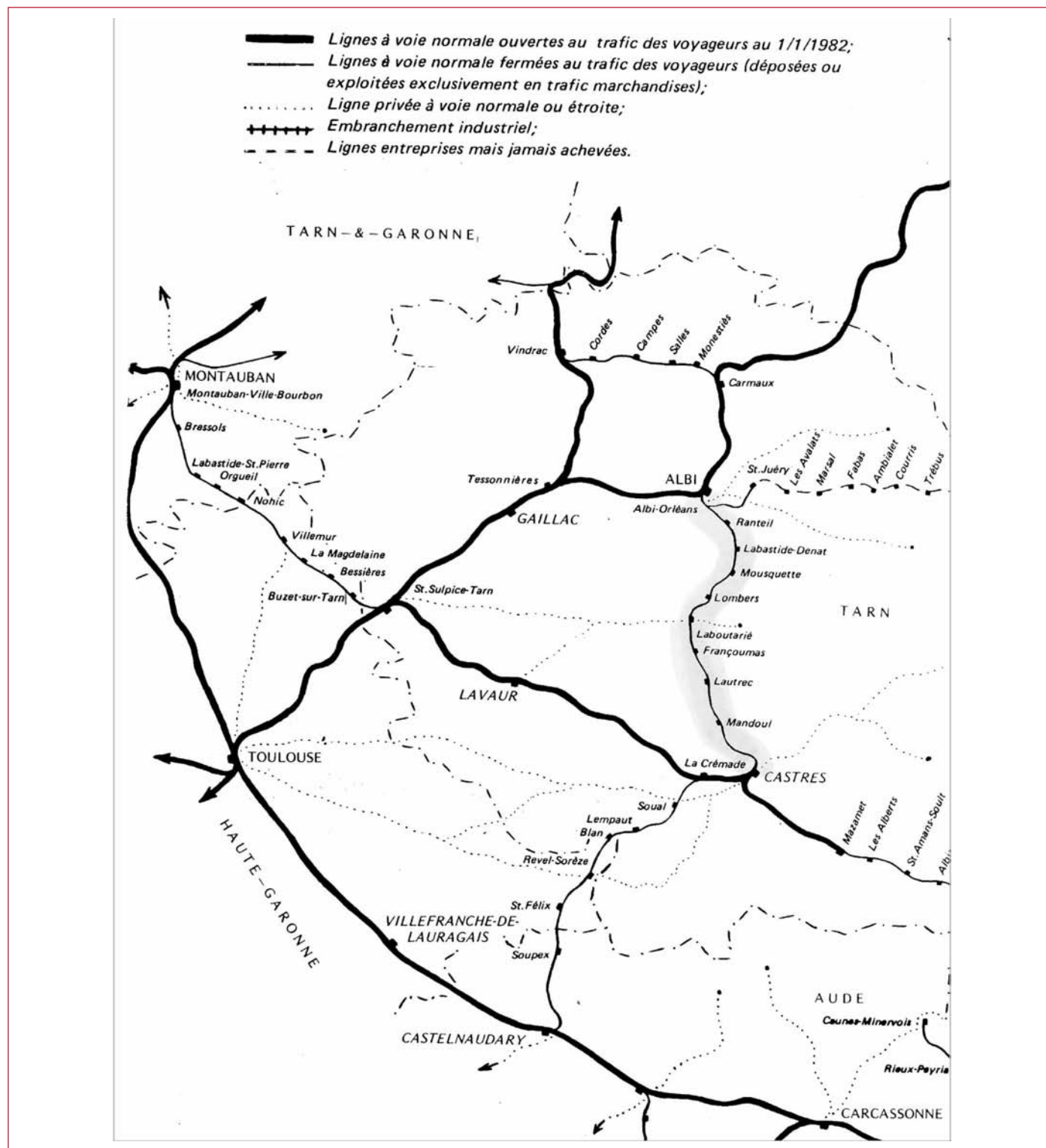
Autour de Toulouse, la Compagnie des chemins de fer du Midi développa le réseau à partir de 1859, en concurrence avec la Compagnie du Paris-Orléans (Caron, 1999). Aujourd'hui, la direction toulousaine de RFF continue à entretenir 1300 ponts en maçonnerie construits par ces Compagnies. Ils semblent parfois bien différents des standards des autres régions françaises, ne serait-ce que par la prédominance de la brique au lieu de la pierre. Qu'en est-il vraiment ? C'est l'une des questions que nous nous sommes posées au démarrage de l'étude présentée ici.

Dans la mesure où le savoir faire est perdu, la connaissance des ponts voûtes en maçonnerie passe par une démarche historique complétée éventuellement d'une reconnaissance sur site. Cet article présente une recherche de ce type menée sur l'ensemble des ouvrages d'art en maçonnerie d'une ligne de chemin de fer du Tarn. Le but de cette étude, basée non pas sur UN ouvrage mais sur l'ensemble des ouvrages d'une ligne, fut d'établir une typologie des ponts en maçonnerie construits dans une zone géographique donnée (le département du Tarn et sa région), sur une période

ciblée (fin 19^e siècle). Cette étude a été une base de travail pour une autre recherche, expérimentale et mécanique cette fois, visant à construire un outil de calcul des ponts en maçonnerie. Cette recherche là se poursuit au LMDC à Toulouse.

La ligne retenue pour l'étude joignait Castelnaudary à Rodez via Albi. Entre Castres et Albi-Ranteil (à la sortie Sud d'Albi), la ligne n'est plus en service (Fig. 1).

Une piste cyclable et un chemin de grande randonnée ont remplacé les voies. Parce que la ligne est désaffectée, les



dossiers de construction des ouvrages sont archivés et donc facilement disponibles pour consultation. C'est la raison pour laquelle nous l'avons choisie.

Cet article fournit tout d'abord les documents sources utilisés, puis, rapidement, les étapes de la construction de la ligne et de son exploitation. Les résultats des recherches historiques concernant les travaux de génie civil des ouvrages en maçonnerie sont ensuite présentés en détail. Une comparaison avec d'autres ouvrages en maçonnerie construits dans la région à la même époque sera engagée. Enfin, on évoquera quelques pistes de réflexion pour la requalification de ces ouvrages.

2. LES SOURCES

Les sources historiques relatives à la construction du génie civil de la ligne de chemin de fer reliant Castres à Albi sont concentrées dans les archives de la direction toulousaine de la SNCF. Les documents, qui datent de 1868, sont classés au numéro actuel de la ligne : 736. Les archives rassemblent des documents généraux (rapport de l'ingénieur de la Compagnie, Fig. 2, profil en long, et des textes administratifs et fonciers) ainsi qu'un dossier de construction pour chaque ouvrage d'art.

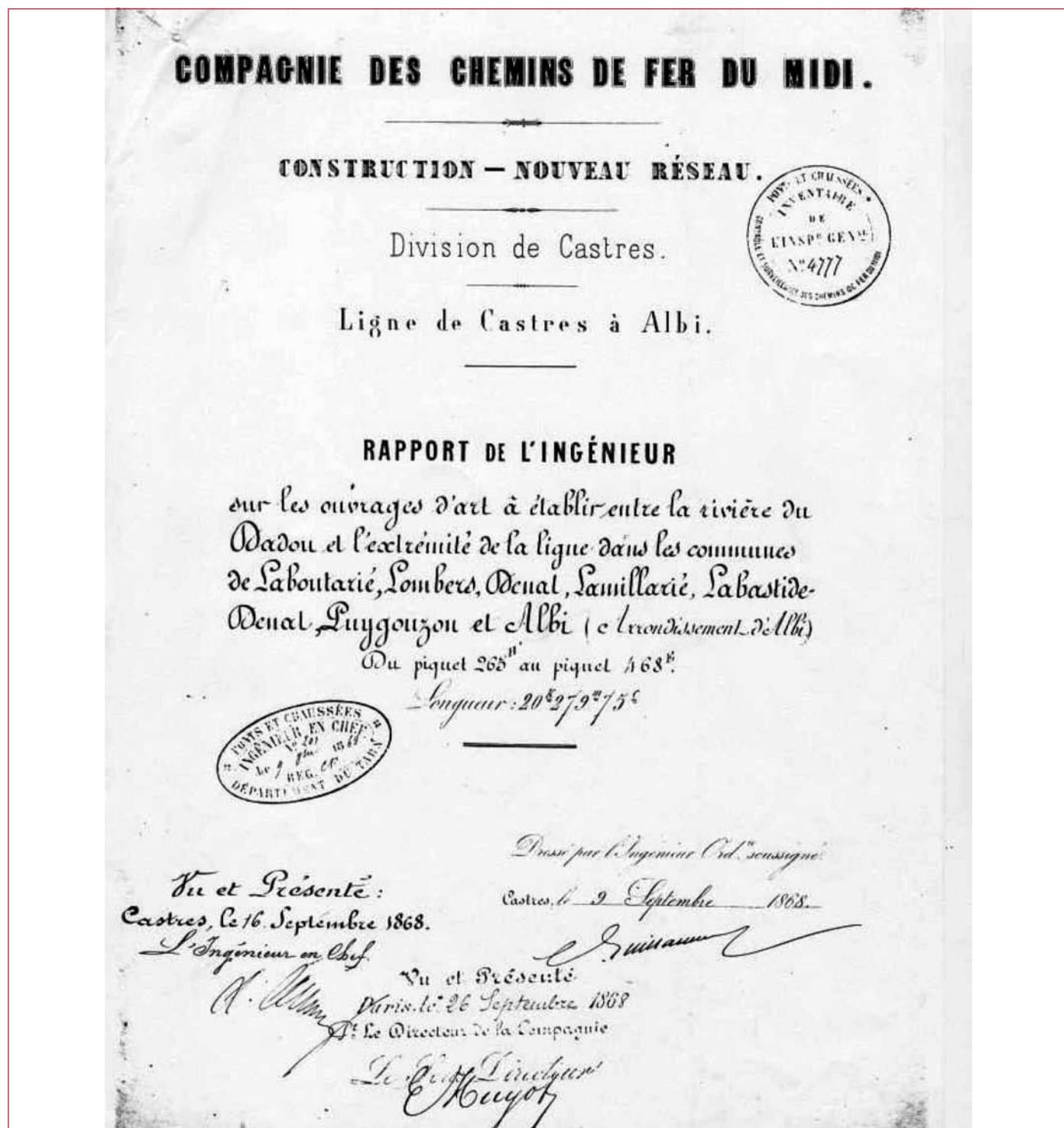


Figure 2. Rapport de l'ingénieur de la Compagnie des Chemins de Fer du Midi. 1868.

Il comporte aussi un dossier de réclamation de l'un des entrepreneurs (lot 3 d'un chantier qui en comportait 4) qui, pour diverses raisons (évoquées par courrier, Fig. 3), a réclamé une augmentation du montant des travaux (et, finalement, ne l'a pas obtenu). Ce dossier de réclamation, très complet, présente l'analyse, faite par l'entrepreneur (M. Dumas), des travaux réellement exécutés, comparés avec le devis des ouvrages et le cahier des charges, ainsi que la réponse de l'in-

génieur de la Compagnie. La requête est étayée par le rapport de l'agent de la Compagnie qui était présent constamment sur le chantier (la lecture de son rapport manuscrit de l'incident survenu au cintre du pont la Millette est saisissant de réalisme, Fig. 4). Ce dossier de réclamation est donc d'une importance majeure vis à vis de la connaissance exacte des ouvrages réalisés. En particulier, il apporte des éléments précis sur les matériaux mis en œuvre, dans leur nature, leur lieu

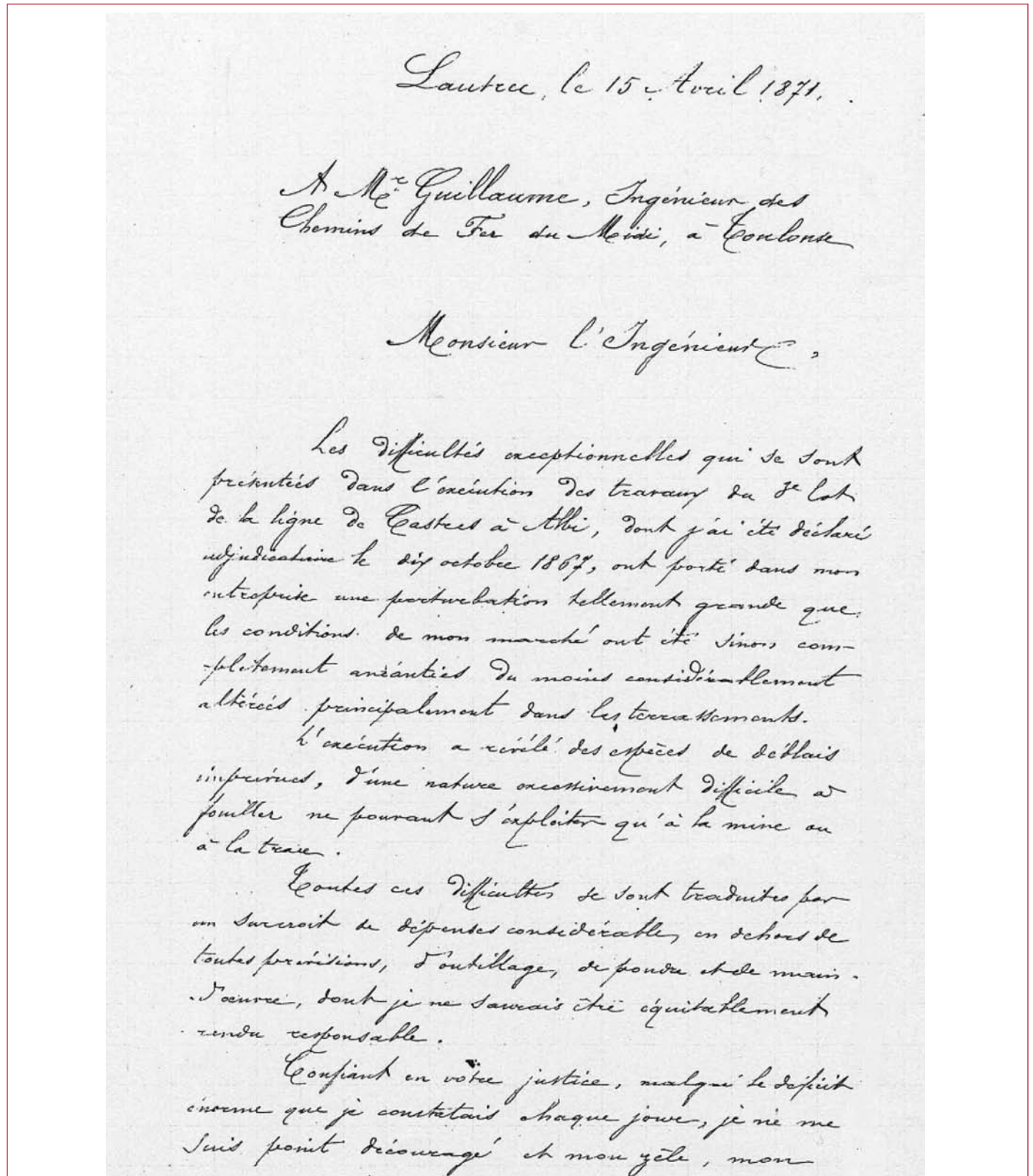


Figure 3. Réclamation de l'entrepreneur Dumas. 15 avril 1871.

*dévouement poussés à leurs dernières limites n'ont
 jamais fait défaut à la Compagnie.
 J'ai donc l'honneur de vous soumettre le
 présent mémoire de réclamation, résumé en 31 chefs,
 avec prière de vouloir bien l'examiner avec une
 sérieuse et bienveillante attention; ce n'est qu'avec
 espoir que j'attends l'appui de toute votre
 autorité auprès de la Compagnie.*

*Je suis avec le plus profond respect,
 Monsieur l'Ingénieur,
 votre très humble et très obéissant serviteur.*

Signé, Dumas.

Figure 3 (suite). Réclamation de l'entrepreneur Dumas. 15 avril 1871.

d'extraction ou de fabrication. Il informe des modifications apportées sur la provenance des matériaux, par rapport aux exigences préalables de la Compagnie, et des difficultés réelles d'exécution sur le chantier.

Tous les textes montrent que la Compagnie exerçait un suivi et un contrôle rigoureux des travaux. Un conducteur de travaux de la Compagnie était présent sur le chantier en permanence. Les archives contiennent les lettres et rapports manuscrits de ce contrôleur dont les propos se recoupent avec les informations données par les documents du marché.

3. HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION DE LA LIGNE

La ligne Castres / Albi fut construite en 1870. Elle totalisait un linéaire d'environ 47 km. Cette jonction permettait de relier Castelnaudary et Rodez, et de mettre en relation les zones industrielles de l'Aveyron, du Tarn, et de l'Ariège. Ce fut un grand succès dès sa mise en service. Suite à la rentabilité de son exploitation (5 voyages dans chaque sens par jour au tout début du 20^e siècle), la ligne fut doublée en 1912 entre Castres et Lautrec ce qui a conduit à un élargissement des ouvrages d'art de cette portion (les voies ont été doublées et un deuxième pont a été construit contre le premier, en parallèle).

La portion nord, entre Lautrec et Albi fut déclassée la première, en 1972 (soit une durée d'exploitation de 100 ans pour ce tronçon). Le trafic entre Castres et Lautrec justifia l'exploitation de la ligne encore 25 ans, jusqu'au 31 mai

1997, avec des opérations d'entretien et de réparation (soit une durée totale d'exploitation de 125 ans). Le tracé de la ligne est aujourd'hui occupé en majeure partie par une piste cyclable, gérée par le Conseil Général du Tarn. Les ouvrages d'art sont plutôt en bon état, sauf certains ouvrages métalliques, dont l'un vient récemment d'être détruit (pont métallique à rails Barlow, Fig. 4).

Certains ponts en maçonnerie présentent des désordres qui ne remettent pas en cause leur stabilité globale : altération des matériaux, défaut de jointoiement, fissuration longitudinale en intrados, décollement des bandeaux.

4. CLASSIFICATION DES OUVRAGES D'ART DE LA LIGNE

Dans le cahier des charges, les 237 ouvrages d'art de la ligne sont classés soit en ouvrages «types» (de faible portée), soit en ouvrages «spéciaux», c'est-à-dire faisant l'objet de plans de construction spécifiques.

Parmi les ouvrages types, on trouve des buses en ciment (66), des aqueducs (122), et des ponceaux de portée inférieure à 2m (21), ainsi que des ponts à tablier métallique de portée inférieure à 4m (14). Leur tablier est constitué de poutres métalliques ou de rails Barlow (Fig. 4), avec remplissage en maçonnerie non armée.

Les ouvrages dits spéciaux furent construits soit en acier soit en maçonnerie. On en dénombre 11, soit en moyenne un ouvrage spécial tout les 3km environ (les principaux sont illustrés Fig. 6). Il n'y a pas d'ouvrages en béton armé.

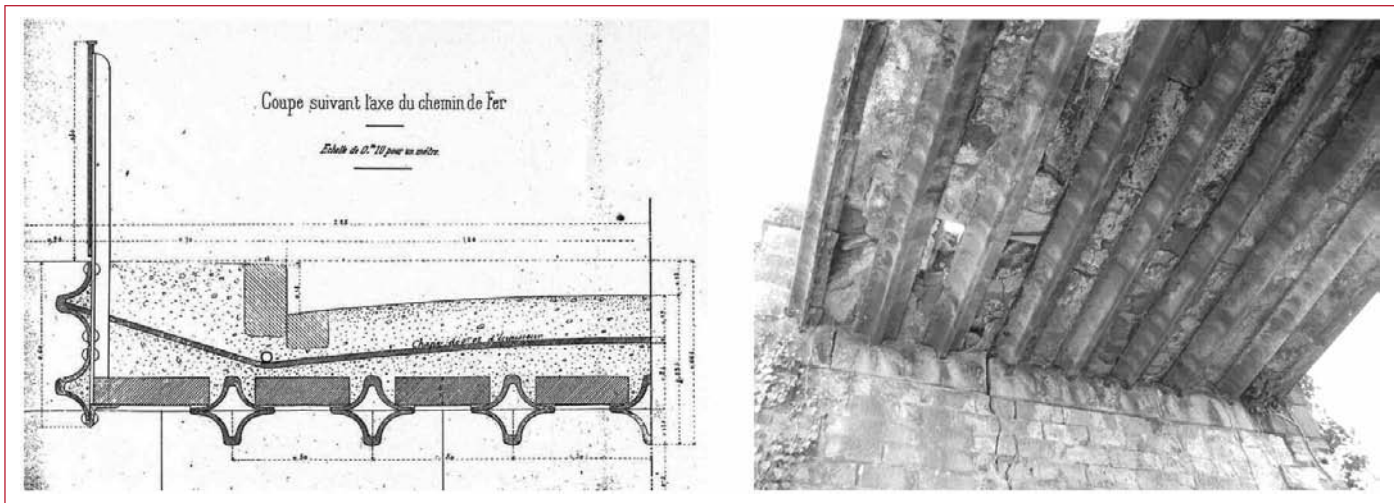


Figure 4. Tablier métallique à rail Barlow. A gauche : coupe suivant l'axe du chemin de fer. A droite : photo prise juste avant démolition du tablier.

En proportion de la longueur de la ligne (47 km environ), les ouvrages en maçonnerie sont relativement nombreux, et offrent une belle diversité par leur géométrie (Tab. 1) : 8 ponts à une seule arche plein cintre, un pont à une seule arche surbaissée, un pont à deux travées en anse de panier, enfin un pont d'envergure à quatre arches plein cintre. Voici toute la diversité offerte par cette ligne qui constitue donc un échantillon particulièrement intéressant du savoir faire des Compagnies de chemin de fer à la fin du 19^e siècle.

5. COMPOSITION DES MAÇONNERIES

Après une description des matériaux utilisés (briques, pierres, mortiers), ce paragraphe décrit successivement chacune des maçonneries présentes dans les ouvrages puis le mode d'exécution des maçonneries, sur la base des documents d'archives.

5.1. Les matériaux utilisés

Voici les différents types de maçonneries présents dans les ponts voûtes et leur utilisation (Fig.7 et 8) :

- les douelles, c'est-à-dire le corps des voûtes, sont en maçonneries de briques,
- les culées et murs latéraux sont en maçonneries de moellons à assise horizontale ou en opus incertum,
- les remplissages en maçonneries de moellons ordinaires,
- les bandeaux sont en maçonneries de pierre de taille.

Si les géométries des ouvrages sont diverses, les matériaux sont par contre d'une étonnante régularité. Il se dégage donc une typologie des ouvrages en maçonnerie de la ligne Castres – Albi, résumée sur les plans du pont du Bagas (Fig. 7 et 8).

5.2. Les maçonneries de briques

Les briques utilisées sur ces ouvrages d'art sont de grand format (35*25*4.5 mm³, à 37*28*5 mm³ selon les ouvrages), comme il était de coutume dans la région sud ouest à cette époque. Elles viennent d'Albi ou de briqueteries des alentours de Lautrec (Tarn). Le dossier de réclamation de l'entreprise montre la difficulté qu'ont eue les entrepreneurs à se procurer des briques en quantité suffisante du fait de la faible capacité de production des briquetiers de proximité. En effet, ceux-ci n'étaient habitués

Travées	Géométrie	Nom	Portée
1	Arc surbaissé	Passage Supérieur du chemin de la Millette	14,37m
1	Arc plein cintre	Pont du Bagas	13m
4	Arc plein cintre	Pont de Trotoco sur le Dadou	12m
2	Anse de panier	Passage Supérieur sur ruisseau d'Assou	9m
1	Arc plein cintre	Passage Inférieur (P.I.) de la RD 16 d'Alban à Lavaur	7m
		Pont du Poulobre	7m
		P.I. pour le chemin de St Benoît	6,40m
		Ponceau du Léziert	5m
		Passage Inférieur (PI) de Leingary	4m
		P.I. du chemin de Montsalvy à la rte impériale 118	4m
		Ponceau de Pudre	3m

Tableau 1. Récapitulatif des ponts spéciaux en maçonnerie de la ligne Castres-Albi.

Accident arrivé aux Centres du Viaduc Supérieur de la Millette
pour cause de force majeure.

La première question, à résoudre ici est celle-ci : A qui faut-il attribuer la cause des dégâts occasionnés aux Centres du Védant de la Millette, dans la nuit du 1 au 2 Mars 1869 ? Est-ce à la foule majeure d'un événement imprévu ou à l'Entrepreneur qui n'a pas pris les précautions suffisantes pendant le usage de la Chauxpote.

Mais l'événement a eu lieu pendant l'opération, pour ainsi dire - Toutes les pièces étaient en place excepté les grandes Croix de St-André devant relier les fermes entre elles - Or la nuit arrive, l'obscurité empêche de travailler et on est obligé de laisser pour le lendemain l'achèvement de la pose des pièces restantes qui n'étaient pas placées. Tout à coup un vent d'une extrême violence s'élève et met à bas toute la charpente qui dans la chute a eu plusieurs pièces brisées. L'ensemble de ces circonstances me fait penser que l'Entrepreneur n'est pas cause de l'accident et que quelques précautions qu'il aurait prises la violence du vent aurait fait écrouler ces pièces toujours plus ou moins vieilles, avant que l'ensemble fut complètement assemblé - Je crois donc que

qu'il est impossible d'attribuer à l'Entrepreneur la facture. Envisageant
~~personne~~ cause de son imprévoyance. Je conclus donc que toutes les
dépenses de réparations de ces Centras et fourniture des pièces nouvelles
doivent être supportées par la Compagnie, comme effet d'une cause
maîtrable que l'Entrepreneur ni personne n'a pu prévoir ni empêcher.
La seconde question, à savoir dans ce Chef, est celle du montant
de la dépense pour fourniture des pièces nouvelles et de la main
d'œuvre des Charpentiers.

de lendemain matin de l'événement, j'étais sur le lieu de catastrophe pour examiner les dégâts - Je trouve d'abord j'ai vu plusieurs pièces brisées, mais à la reprise du travail, le nombre de pièces à remplacer a été plus considérable qu'on ne l'a cru. ~~Deux~~ ^{Deux} premières inspections - poteaux, an. balaisiers, poteaux, ~~et~~ ^{et} ~~trous~~ ^{trous} baltrouvent fendus à partir des trous, ces derniers bris - quelques moias plus minces partagés en deux - Je pense donc qu'il faut admettre l'évaluation de cette dépense suivant la réclamation, de l'Entrepreneur -

de Conducteur du 3^e Tronçon Souffigné

Toulouse 26 février 1872 -

Figure 5. Accident arrivé aux cintres du Viaduc Supérieur de la Millette pour cause de force majeure. Rapport du conducteur de travaux, 26 février 1872.

qu'à fournir de faibles quantités de produits et la demande occasionnée par la construction de la ligne était très élevée. Rappelons ici que l'industrialisation de la fabrication des briques n'eut lieu, en Midi Toulousain, qu'au 20^e siècle (Domède, 2004), plus tardivement que dans le Nord de la France. A la fin du 19^e siècle, les briqueteries sont nombreuses en région toulousaine. Elles sont souvent familiales et les méthodes sont artisanales. Les briques sont moulées à la main, parfois mécaniquement, et cuite au

four-séchoir (Nègre, 2001). La qualité des briques est variable.

Les voûtes en briques étaient réalisées sur cintre. Les documents d'origine du Pont de Trotoco sur le Dadou contiennent le plan d'ensemble et des détails du cintre (cintre retroussé, Fig. 10). Les cintres étaient montés en bois de charpente, sur site, et déposés à l'aide de boîtes à sable après achèvement total du corps des voûtes.

P.S du chemin de la Millette



PI de la RD 16 d'Alban à Lavaur



PS sur le ruisseau d'Assou



Pont de Trotoco sur le Dadou



Figure 6. Les principaux ponts en maçonnerie de la ligne : Pont du chemin de la Millette (arc surbaissé), Pont de la RD 16 (plein cintre), Pont sur le ruisseau d'Assou (anse de panier), pont de Trotoco sur le Dadou (plein cintre).

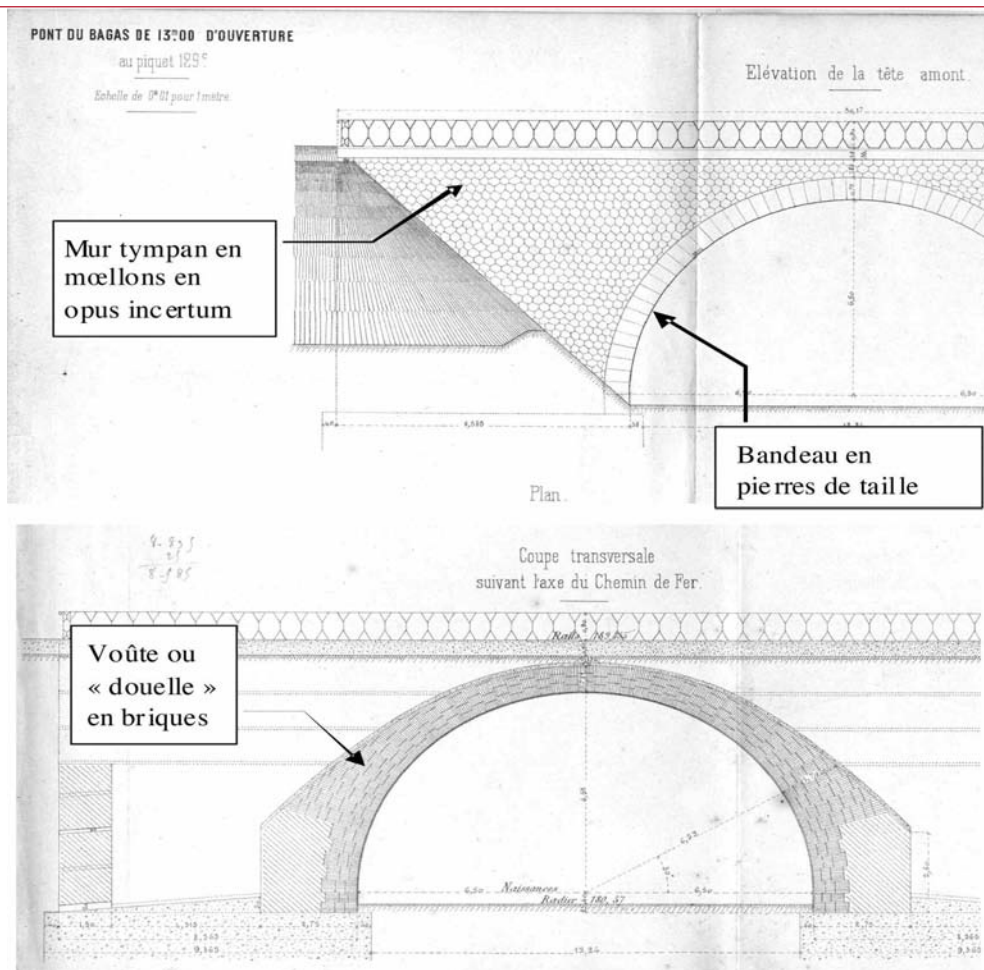


Figure 7. Répartition des matériaux. Exemple du pont du Bagas. Vues en élévation et coupe longitudinale. Le remplissage n'est pas représenté.

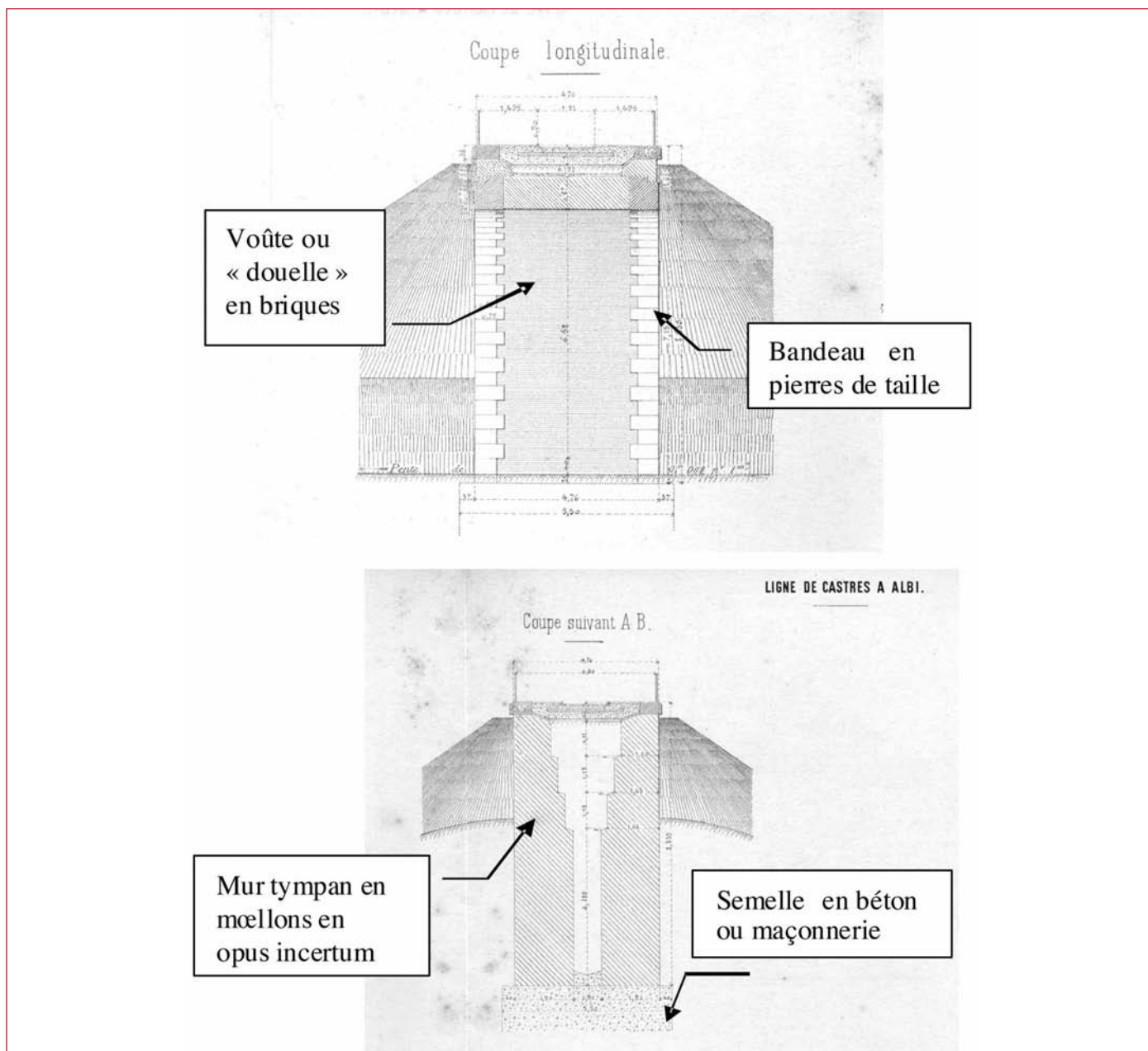


Figure 8. Répartition des matériaux. Exemple du pont du Bagas. Vues en coupes transversales. Noter l'épaisseur impressionnante des murs tympons, à la base.



Figure 9. Détail des voûtes en briques avec bandeaux en pierre de taille. Pont de la Millette.

5.3. Les bandeaux en pierre de taille

Bandeaux et sommier, dont la fonction était, pendant la construction, de former un appui au cintre, sont en pierres de taille. Le cahier des charges indiquait que ces pierres devaient être extraites « des meilleures carrières de la commune de Lautrec ». Le mémoire de réclamation de l'entrepreneur relate la difficulté rencontrée pour se procurer des pierres de taille de grès et l'augmentation de prix de ce matériau qui en a résulté. Ces faits ont été confirmés par le rapport du conducteur de travaux de la Compagnie, qui a écrit les réelles difficultés liées au transport à effectuer depuis la carrière (Lautrec) jusqu'au chantier (distance de quelques kilomètres), et celles liées à l'extraction des pierres : « J'accorderais plutôt une augmentation eu égard aux difficultés de transport qui étaient réellement grandes. Les chemins parcourus étaient généralement on ne peut

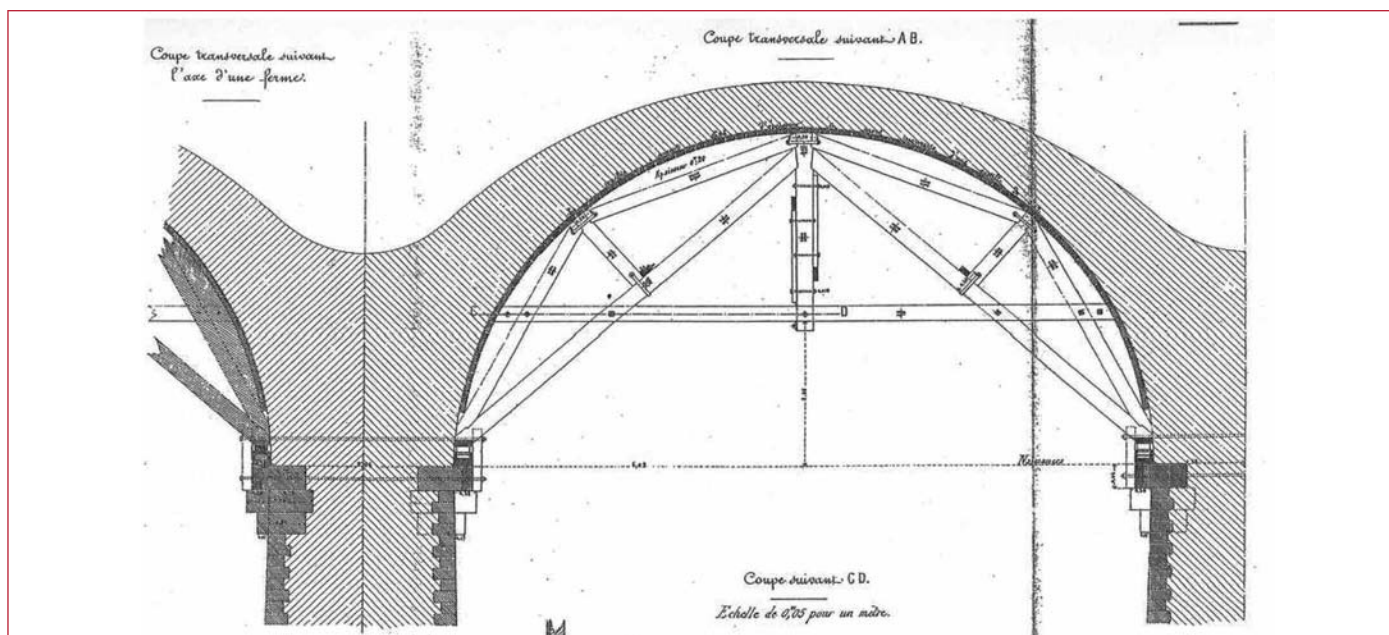


Figure 10 - Cintre du Pont de Trococo sur le Dadou.

plus très mauvais avec des pentes très rapides. Puis ajoutant à cela que ces approvisionnements se faisaient dans la mauvaise saison, souvent les charrettes ne pouvant sortir du bournier, on était obligé de déposer le chargement sur les bords des chemins et attendre la saison meilleure. La perte de temps, la main d'œuvre de déchargement et du chargement étaient des pertes réelles qui méritent d'être prises en considération".

Au sens du cahier des charges, les pierres devaient être sélectionnées de sorte à écarter les pierres qui « sous le choc du marteau, rendraient un son sourd et se casseraient en grains sablonneux au lieu de se briser en éclats à vives arêtes ». Le conducteur de la Compagnie reconnaît que le grès extrait était tendre, « même très tendre », ce qui l'a conduit à refuser des pierres sur le chantier (on constate aujourd'hui l'usure de ces pierres par la corrosion sur quelques ouvrages).

Les pierres sélectionnées étaient taillées puis dressées en parement « avec la fine boucharde » (les outils du tailleur

de pierre de l'époque sont décrits Fig.12). Pour vérifier leurs dimensions, elles étaient présentées à leur place définitive puis ajustées au besoin. La pose se faisait ensuite conformément aux dessins, « à bain de mortier fin et hydraulique ». Les surfaces de pose en contact avec le mortier étaient humectées. Puis on étendait « une couche de mortier de quinze millimètres d'épaisseur. La pierre [était] ensuite amenée et soigneusement placée sans employer de cales, puis [...] bien dressée en tous sens à coups de masse en bois, de manière que le mortier reflue et garnisse exactement le lit, et que l'épaisseur des joints horizontaux soit réduite à dix millimètres, et celle des joints verticaux à la même dimension. On fichera ensuite le joint vertical, en ayant soin de contenir le mortier par devant avec des règles ».

Le rejointoiement était effectué après achèvement de la pose. Il consistait « dans le raclage au crochet, sur une profondeur d'au moins quinze millimètres, du mortier des joints horizontaux et verticaux, dans le nettoyage et le

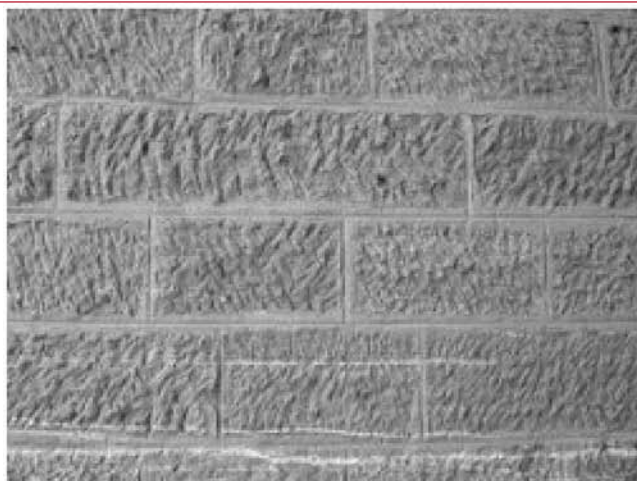


Figure 11. - (a) Pont de Montsalvy, détail de maçonnerie à moellons smillés à assise horizontale. (b) Pont du Leingary, murs en maçonnerie de moellons à joints incertains (opus incertum) et chainage en pierre de taille.

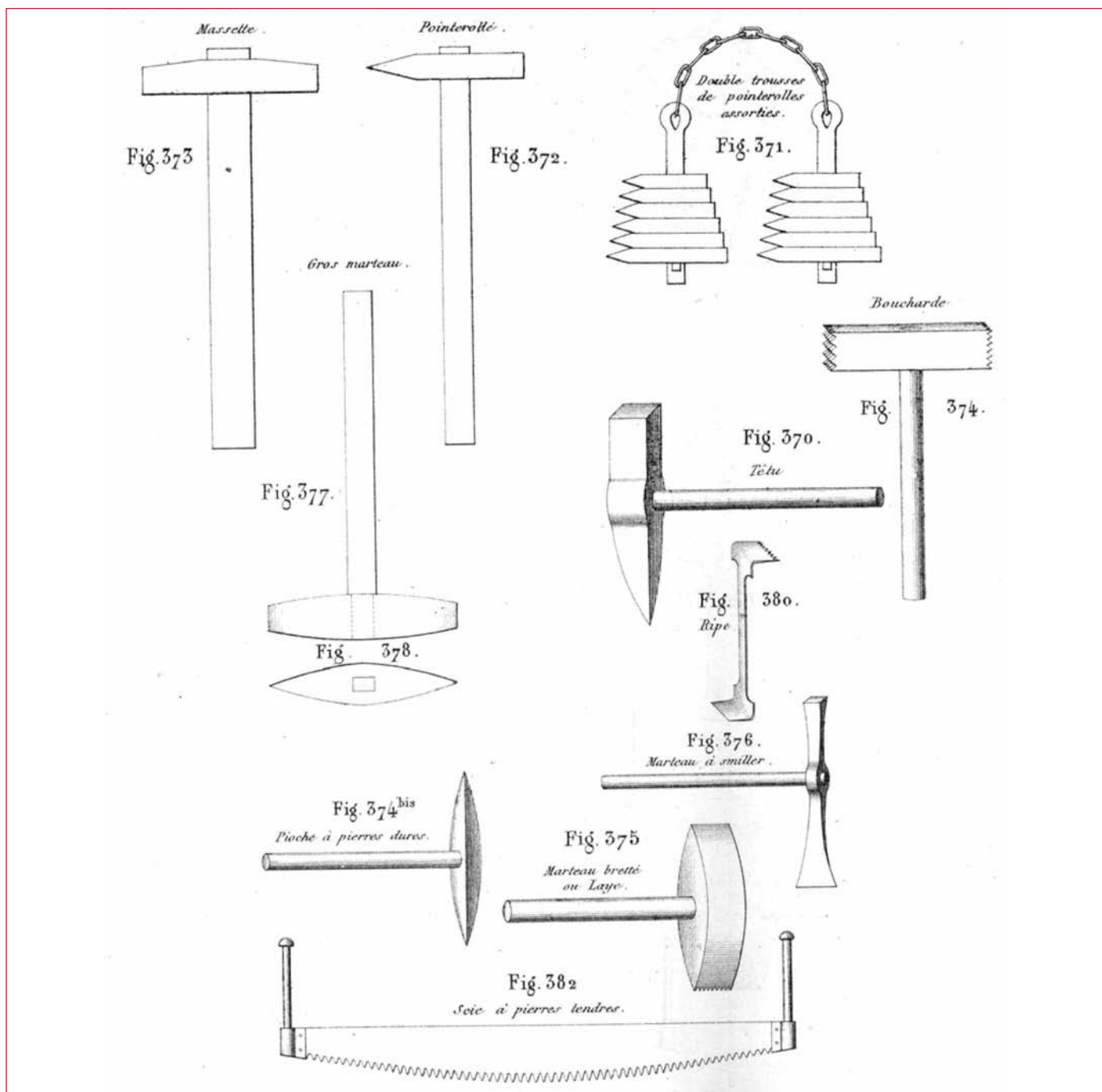


Figure 12. Les outils du tailleur de pierre, d'après Debauxe, 1873.

lavage des dits joints, dans leur remplissage soigné avec du nouveau mortier fin, tassé et lissé avec le crochet et la truelle, de manière à bien joindre les arêtes de la pierre en les laissant apparentes ».

5.4. Les maçonneries de moellons

Les murs tympans et le remplissage qu'ils enserrent sont en maçonnerie de moellons. Les murs latéraux ont une épaisseur variable, très imposante à la base, allant en s'amincissant vers leur sommet, du fait de redans placés sur la face interne, côté remplissage. Ils constituent une pièce importante des ouvrages, tant en volume qu'en rigidité.

On rencontre deux types d'appareillage en parement : les moellons à assise horizontale et les moellons en opus

incertum. Dans tous les cas, les dimensions des pierres étaient imposées par le cahier des charges : au moins 25 cm d'épaisseur pour les moellons à assise horizontale, 25 cm de diagonale pour les moellons des parements en opus incertum. Ces moellons devaient avoir une queue (profondeur par rapport au parement vu du mur) comprise entre 20 et 30 cm maxi.

Les moellons étaient posés à la main et « serrés par glissement, les uns contre les autres, de manière que le mortier reflue à la surface par tous les joints ». Ils étaient ensuite « frappés et tassés avec le manche du tête ». Les moellons bruts, à l'arrière du parement (et aussi en remplissage) laissaient parfois des espaces importants à combler de mortier. Ils étaient dans ce cas « garnis d'éclats de pierre dure, enfoncés et serrés de manière que chaque moellon ou éclat

soit toujours enveloppé de mortier ». Les joints de mortier devaient avoir une épaisseur maximale de 16mm en tout point.

Au moment de la pose, les pierres étaient arrosées. La phrase suivante extraite du cahier des charges illustre bien l'état des moellons à poser : « *En un mot, l'état d'humidité du moellon, au moment de l'emploi, sera le même que s'il pleuvait depuis longtemps* ».

5.5. Le mortier

Le ciment n'a été utilisé sur aucun des 4 lots de la ligne Castres-Albi. Rappelons ici qu'il ne le fut que tardivement en région sud-ouest de la France. Même entre les deux guerres mondiales, la chaux cohabite encore largement avec le ciment pour la construction des édifices publics comme des habitations individuelles. Le ciment ne s'impose qu'après la seconde guerre mondiale (Nègre, 1996). Le liant utilisé au 19^e siècle de Toulouse à Albi est la chaux hydraulique. Elle est souvent importée du Teil (usines Pavin de Lafarge en Ardèche), mais elle produite également dans la région, à Carmaux notamment, et à Albi. Pour le chantier qui nous intéresse, la chaux a été cuite dans l'usine de Damiatte (commune du Tarn, à proximité de la ligne), qui possédait plusieurs fours et un appareil broyeur de Davidsen, qui selon Le Commissaire de Vérification de l'Administration, faisait toute la valeur de l'usine (Latgé, 1905).

Beaucoup de soin était apporté à la fabrication des mortiers à base de chaux. La chaux était fournie en pierre (chaux vive) et éteinte sur le chantier au fur et à mesure des besoins, par ajout d'eau « dans des bassins imperméables revêtus en planche, placés sous des hangars couverts, bien abrités et à portée des ateliers de fabrication des mortiers et bétons ». Seule la quantité d'eau nécessaire pour réduire la chaux à l'état de pâte ferme et homogène était utilisée, soit « moyennement huit cent litres pour un mètre cube de chaux de pierre ». La chaux ne pouvait être employée que vingt quatre heures après son extinction. Par conséquent, on n'enseignait « à la fois que la quantité nécessaire pour la consommation de deux ou trois journées au plus ».

Pour juger des qualités hydrauliques de la chaux, des épreuves de convenances étaient réalisées sur chantier. Des échantillons de chaux éteinte étaient placés dans des vases remplis d'eau. Puis, si après six jours d'immersion le mélange ne résistait pas « sans empreinte, à une aiguille d'acier d'un millimètre de diamètre, limée carrément à l'extrémité et chargée du poids de trois cent trente gramme » l'approvisionnement était refusé.

La composition des mortiers de chaux était imposée par la Compagnie : « *Il se composera de deux parties de chaux mesurée en pâte tassée et parfaitement compacte, et de cinq parties de sable. Ces matières seront soigneusement dosées dans des caisses fournies par l'entrepreneur, ayant dix centièmes de mètre cube de capacité* ». Le mortier à base de chaux était fabriqué sur site, au fur et à mesure des besoins au moyen de broyeurs mus parfois par des chevaux, et employé aussitôt après sa confection. La maniabilité du mortier était testée avant emploi : un cylindre de

15mm de diamètre, pesant 250 grammes et tombant d'une hauteur de 10cm ne devait pas s'enfoncer de plus de 2cm.

5.6. Le cas Taillefer

Le viaduc de Taillefer est un pont rail appartenant au tronçon La Crémade – Castres, toujours en exploitation, et qui fait l'objet d'un suivi régulier. C'est un ouvrage à trois arches de 20m de portée. Les matériaux utilisés pour sa construction sont similaires ceux qui viennent d'être décrits.

Des tirants transversaux, ont été posés en 1924, au droit des piles, pour renforcer transversalement l'ouvrage. Mais cette réparation n'a pas stoppé l'évolution des désordres de nature mécanique. En 1973, des désordres importants ont été constatés justifiant l'ouverture de fenêtres permettant l'observation interne des remplissages, et finalement une intervention d'urgence. Les parements des tympans, en briques, étaient très fissurés. Le contrôleur principal des ouvrages d'art observe que le parement de brique se décolle vers l'extérieur. Suite à son inspection visuelle sur site, il précise, en son rapport du 23 novembre, que la maçonnerie de remplissage est parfaitement liée. « *Le liant composé d'un mortier de chaux est sain et sec [...]. Mais on peut observer par endroits un décollement variable de 2 à 3 cm avec la maçonnerie de blocage* ». Cette maçonnerie de blocage composée de différents éléments (calcaire, grès, ...) est « *compacte, saine, sans traces d'humidités, et avec un liant de mortier de chaux englobant parfaitement ces gros cailloux* ».

Un nouveau rapport du 27 juin 1974 fait état d'une aggravation des fissures à l'arrière des bandeaux. La résistance de l'ouvrage est mise en cause. En 1974, il est décidé de procéder à des réparations.

Ces observations confirment le bon état des remplissages internes. C'est un fait important parce qu'il est souvent dit que, sur les ponts en maçonnerie, les remplissages sont de mauvaise qualité, et réalisés sans soin, à partir de matériaux divers de récupération. Sur les ponts de cette ligne, les documents écrits et les observations sur sites confirment qu'il n'en est rien.

6. APPAREILLAGE DES DOUELLES ET MODE D'EXÉCUTION

Le comportement mécanique des maçonneries dépend de leur appareillage, c'est-à-dire de la façon dont les blocs (pierres ou briques) sont assemblés. Pour être plus précis, il dépend de la disposition relative des blocs et des joints et de l'état de l'interface blocs/joints. Parce que la douelle représente la partie résistante d'un pont voûte, il est donc essentiel de connaître son appareillage en vue d'une analyse de la stabilité et de la résistance du pont dans son ensemble, pour sa requalification.

Après une description des techniques générales utilisées à la fin du 19^e siècle pour construire les voûtes, nous décrivons celle utilisée pour les ouvrages de la ligne de chemin de fer Castres-Albi.

Au 19^e siècle, essentiellement deux techniques sont utilisées pour construire les voûtes : l'une consiste à réaliser la voûte en un rouleau unique, l'autre à réaliser plusieurs rouleaux successifs. Ces techniques sont décrites dans les livres et les cours contemporains de cette époque (Degrand 1888, Chaix, 1890, Séjourné 1913, Gay 1924) pour les ouvrages en pierres. En effet, tous ces auteurs préconisent d'utiliser de préférence ce matériaux, et de limiter l'usage des briques aux seules régions où l'on ne dispose pas de pierre. Lorsque les briques sont évoquées, il s'agit des briques au format 22cm*11cm*5cm, dites de Bourgogne, qui n'ont pas été utilisées dans le sud ouest de la France. Notre étude nous éclaire donc sur les dispositions propres aux briques de grand format (dites les foraines) utilisées en région toulousaine.

Pour les ponts de dimensions courantes (ouverture inférieure à 40m environ), la douelle est réalisée en une seule fois, sur cintre. Des moellons, équarris uniquement sur leur face vue (intrados), sont posés sur la charpente provisoire. La voûte, en son épaisseur, est complétée par des moellons pour constituer le queutage de sorte que les plans des joints, perpendiculaires à l'intrados (et rayonnants si l'arc est plein cintre) soient continus sur toute l'épaisseur de la voûte (Fig. 13).

L'usage de la technique par rouleaux successifs (Fig.14) est déjà répandu en 1880. Décrit par Chaix, le procédé consiste à former plusieurs rouleaux concentriques indépendants. Il permet d'éviter d'avoir des joints en mortier dont l'épaisseur varie notablement de l'intrados à l'extrados, ce qui se produit avec l'appareil ordinaire dès que les voûtes ont une grande épaisseur et présente l'avantage de pouvoir employer des cintres plus légers, puisque le premier rouleau sert d'appui pendant la construction des rouleaux supérieurs. Les joints perpendiculaires à l'intrados ne sont donc pas continus. Par contre, les joints circulaires (parallèles à l'intrados dans le cas d'une voûte plein cintre d'épaisseur constante) le sont.

Ce défaut n'existe pas dans la technique décrite par Séjourné (1913) dans laquelle les rouleaux successifs ne sont pas indépendants. Cet ingénieur a utilisé la méthode pour construire les ponts de Lavar, Antoinette et du Castelet, dans la région qui nous intéresse en 1883-1884, et au Luxembourg un peu plus tard (1901). Le pont de Lavar (Fig. 15) est une très belle arche de 61.50m d'ouverture qui enjambe l'Agout, à Lavar, ville située à 40km de Castres et du lieu de construction des ouvrages que nous étudions. Les proximités géographique (40km) et temporelle (une douzaine d'années d'écart) entre cet ouvrage et ceux que nous étudions justifient l'intérêt de la comparaison des techniques de construction employées.

Le pont de Lavar est cité par Degrand et Résal (1888) comme la deuxième plus grande voûte existante. Ici, comme sur le pont du Luxembourg (Fig.16), les anneaux sont imbriqués les uns dans les autres. Les joints circulaires ne sont donc pas continus. L'épaisseur des blocs de chacun des rouleaux est variable de sorte que la voûte parvienne à être plus épaisse aux naissances qu'en clé. Pour Résal, le procédé par rouleaux successifs « *qui n'était employé que dans le but de réaliser une économie sur le cintre, a une influence considérable sur les conditions de stabilité des voûtes [...]. Nous croyons qu'il convient de tenir compte, dans la préparation du projet d'un ouvrage, de la manière dont il doit être construit et, lorsque l'on compte le diviser en rouleaux, de dresser dans cette prévision les épures de stabilité, de façon à corriger les inconvénients qu'entraîne ce mode de construction, sans quoi l'on s'exposerait à amener l'écrasement des arêtes d'intrados des voussoirs dans le voisinage des reins ; La division en rouleaux est donc une question qui intéresse le projet lui-même et influe notablement sur les calculs de résistance* ».

La figure 17 permet une comparaison aisée des douelles selon les différentes techniques. Dans le cas des rouleaux successifs (tel que sur le pont du Luxembourg ou le pont de

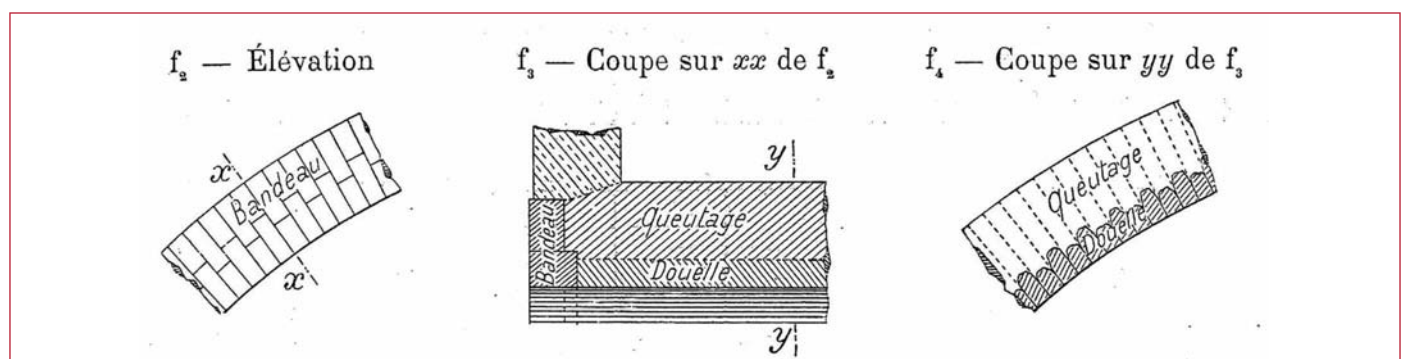


Figure 13. « Comment sont faites les voûtes appareillées », Séjourné (1913).

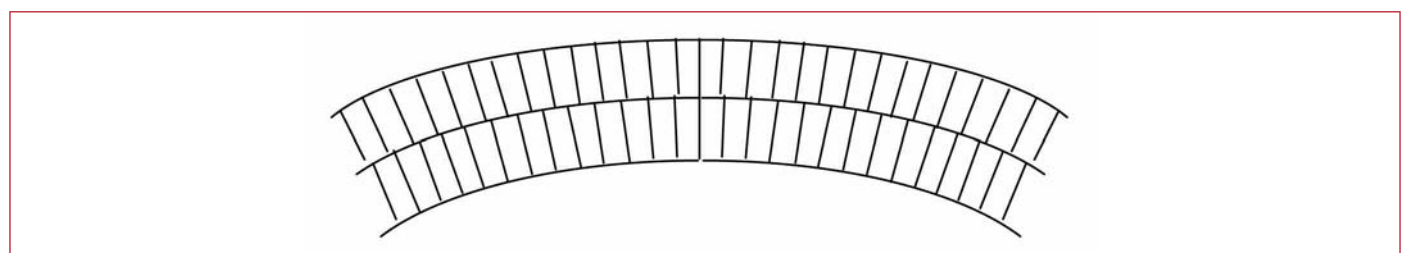


Figure 14. Principe de construction par rouleaux successifs.

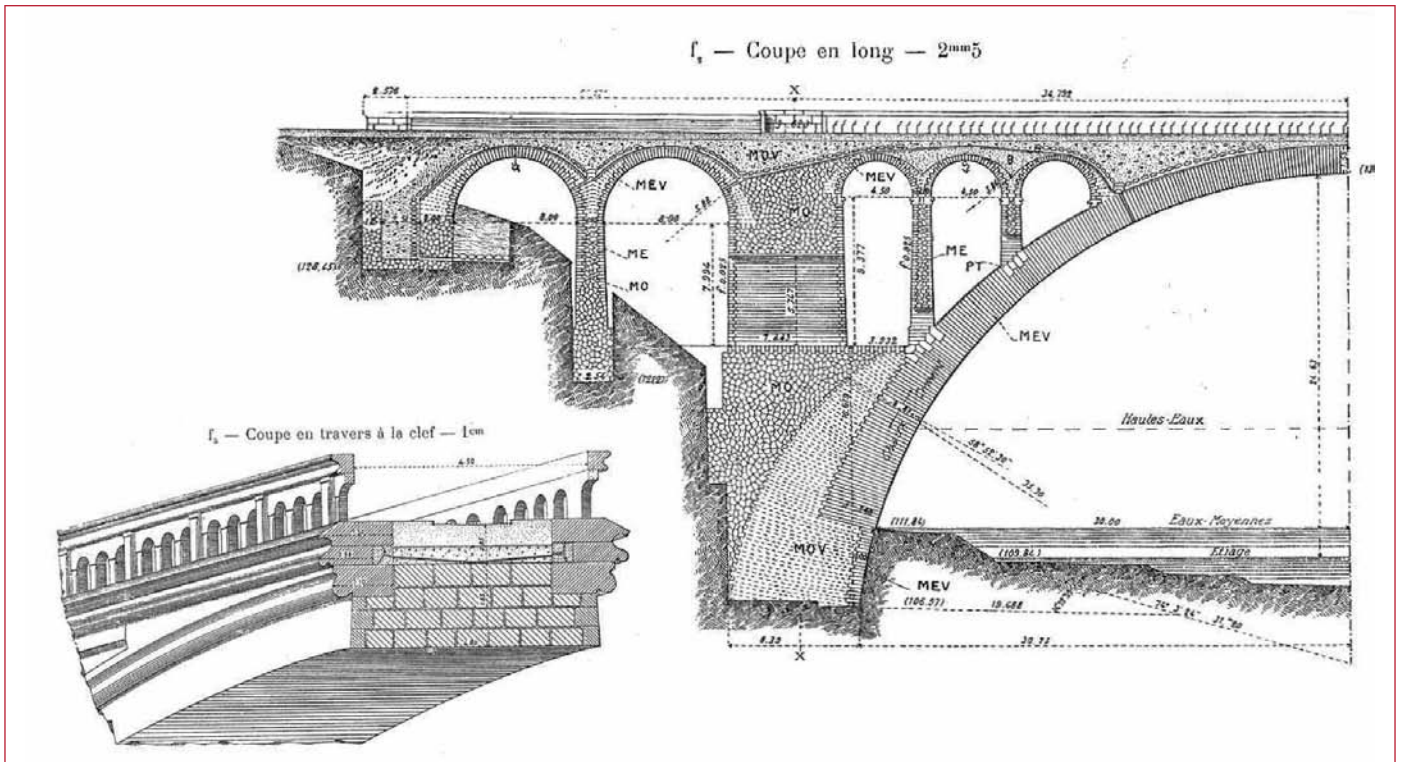


Figure 15. Pont de Lavour, sur l'Agout, grande arche en pierres (Séjourné).

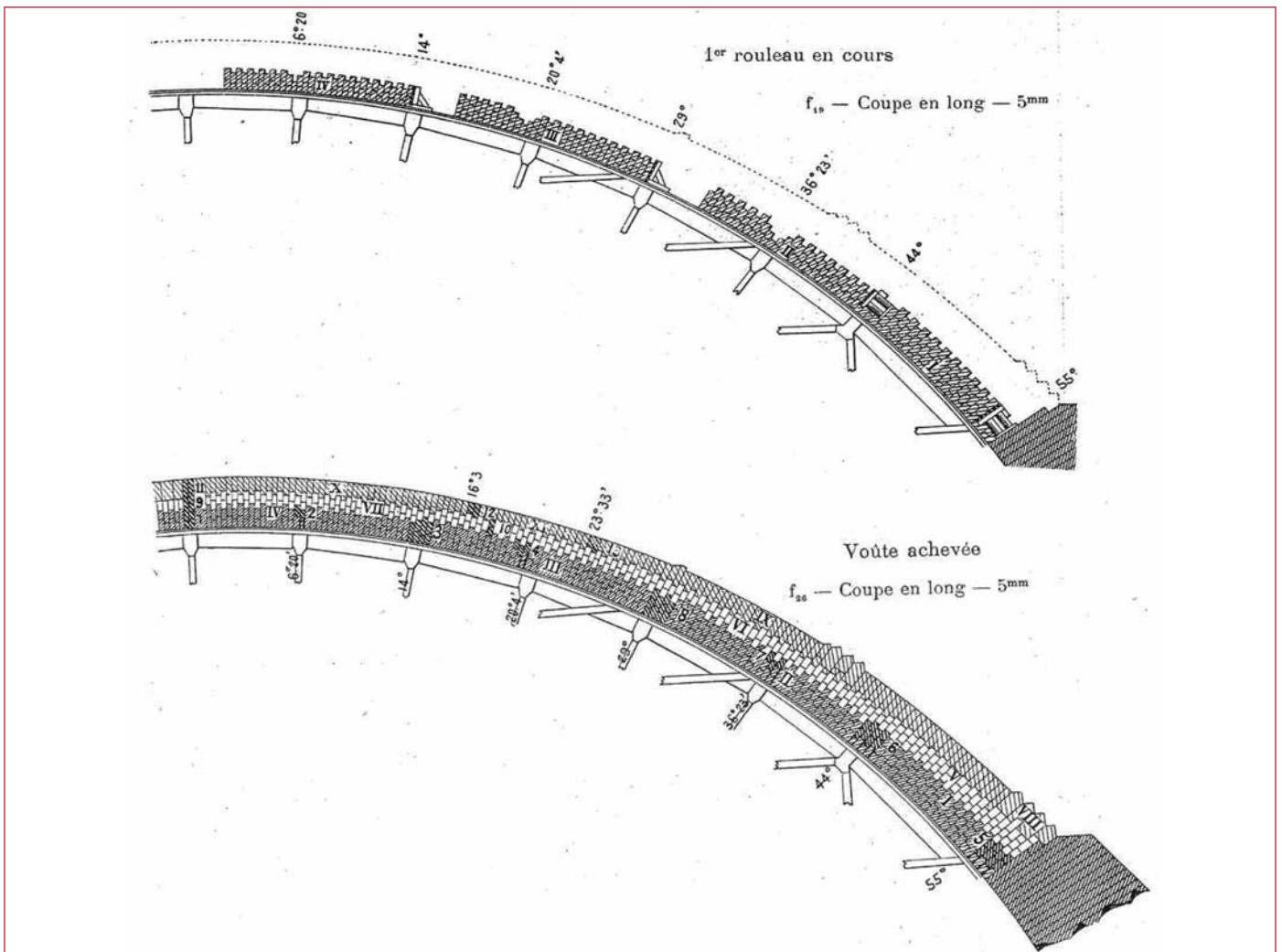


Figure 16. Pont de Lavour, construction par rouleaux successifs, 1883 (Séjourné).

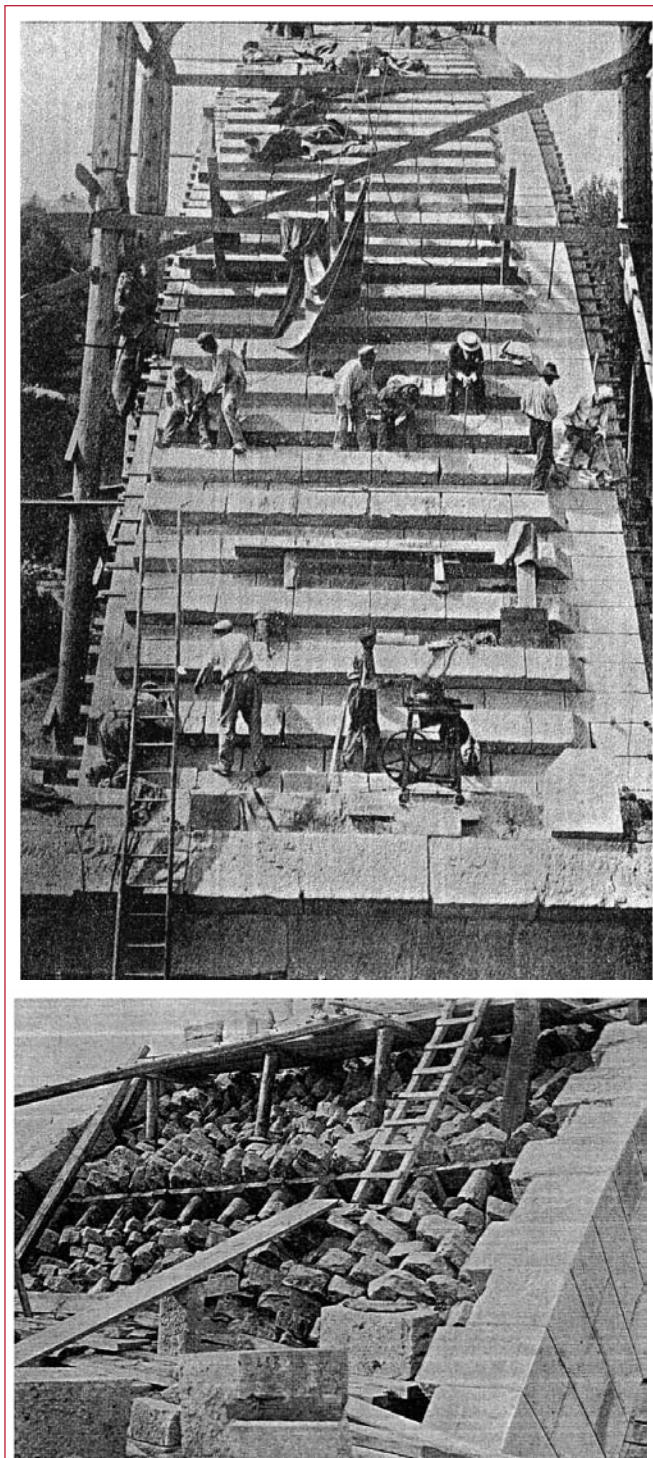


Figure 17. Illustration de deux techniques de constructions différentes : en haut : réalisation de la voûte en pierres de taille du pont du Luxembourg, 1901, construite par rouleaux successifs ; en bas : vue du queutage de la voûte du pont d'Épinay sur la Seine, 1906 (Séjourné, 1913).

Lavour), les joints rayonnants sont continus. La taille des pierres permet de leur donner une épaisseur constante. En section transversales, les joints horizontaux sont continus. En fait, on peut décrire la douelle comme une succession radiaire de murs en moellons à assises horizontales, accolés les uns aux autres. Dans le cas du queutage en moellons équarris, la lecture du réseau de joints est plus difficile car la géométrie des blocs n'est pas régulière et l'épaisseur

des joints n'est pas constante. Cependant, les joints rayonnants sont continus. On peut remarquer la distinction d'appareillage entre le bandeau et le queutage.

Voyons maintenant la technique utilisée en 1870 pour les onze ouvrages en maçonnerie de la ligne Castres-Albi.

La douelle est en brique, les bandeaux en pierre de taille. Une observation détaillée des plans d'exécution des ouvrages permet de comprendre la complexité de l'appareillage des briques. La position des briques est liée à la position des pierres du bandeau. A chaque bloc de pierre de taille correspond 7 lits de briques. Les briques sont en boutisse ou en panneresse comme les pierres du bandeau (Fig. 18). Seuls les joints rayonnants sont continus. Le nombre de couche est ajusté de façon à constituer une voûte d'épaisseur variable. La dernière couche est taillée pour former l'arc de cercle de l'extrados. La technique se différencie donc à la fois du rouleau simple avec queutage formés de blocs non équarris, et des deux techniques par rouleaux successifs décrits par Chaix et Séjourné.

L'épaisseur des briques étant constante, l'épaisseur des joints perpendiculaires à l'intrados est variable, et atteint en moyenne 1.5cm. Globalement, le rapport volume de mortier / volume de maçonnerie de briques est estimé à environ 25%, contre 10% pour les murs et le remplissage, et 2% pour le bandeau. On peut donc s'attendre à une plus grande souplesse de la douelle par rapport aux autres parties du pont, en particulier les bandeaux latéraux (ceci fut confirmé par les essais mécaniques réalisés au laboratoire, à Toulouse).

Selon Séjourné, la technique employée ici n'est pas bonne. En effet, dans le tome V des Grandes Voûtes, il note « *qu'il peut être dangereux de changer les matériaux parallèlement à la résultante R* », c'est-à-dire à l'axe des pressions, par exemple « *d'avoir des bandeaux en pierre de taille, c'est-à-dire avec peu de joints et des joints minces, et un corps en briques qui en a beaucoup ; ou bien de queuter une douelle en pierre de taille ou en moellons d'appareil par des moellons bruts, qui ont plus de joints et des joints plus épais. Il y aura tendance à séparation derrière les parties qui tassent moins, c'est-à-dire entre le bandeau et le queutage, entre la douelle et le queutage, entre le bandeau et la douelle* ». L'observation actuelle de l'état des ouvrages lui donne raison : des fissures longitudinales se sont ouvertes entre les bandeaux et la douelle sur plusieurs ouvrages.

9. CONCLUSION

La reconnaissance du génie civil des ouvrages d'art de la ligne de chemin de fer Castelnau-d'Aud-Albi, faite par recherche sur archives et par inspection sur site, a abouti à la collecte d'informations sur la conception des ponts en maçonnerie à la fin du 19^e siècle dans le sud de la France. Ces informations renseignent sur leur géométrie externe et interne, les matériaux de construction utilisés, et les techniques de mise en œuvre.

A la lecture des documents conservés par la SNCF, regroupant des pièces écrites et manuscrites ainsi que des plans, nous observons que la Compagnie des Chemins de fer du Midi effectuait un contrôle rigoureux du chantier et des matériaux mis en œuvre.

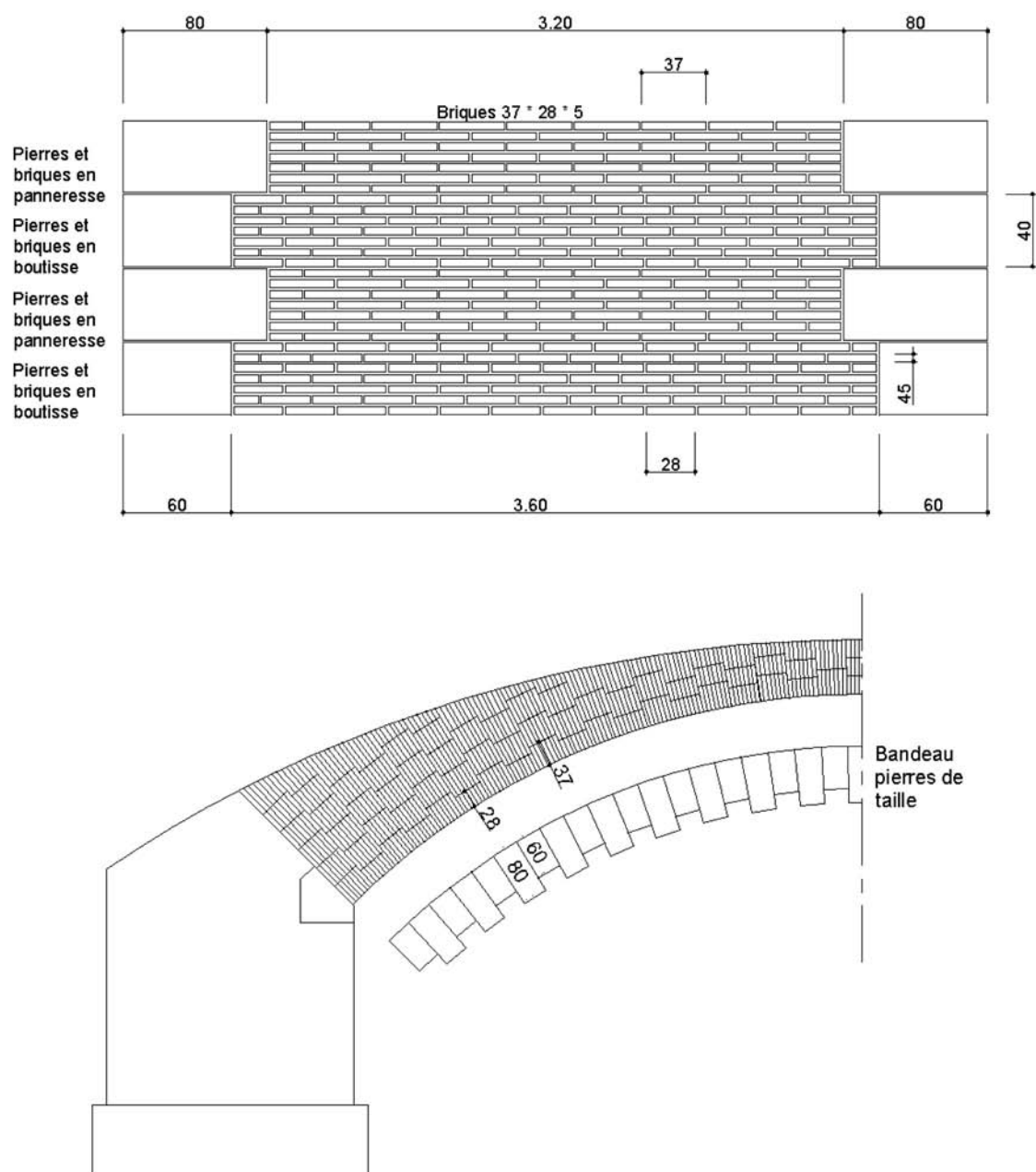


Figure 18. Appareillage des maçonneries de briques avec les bandeaux dans le cas des ponts de la ligne Castres-Albi, 1870. Exemple du pont la Millette.

La présentation du dossier de réclamation de l'entrepreneur Dumas et la réaction de la Compagnie qui a suivi, offrent une illustration concrète du métier de maçon dans la seconde moitié du 19^e siècle. Les propos du conducteur de travaux traduisent la difficulté d'extraire les matériaux de construction et de les transporter, et laissent supposer une forte contribution de la force humaine à défaut de machines. L'impossibilité d'éclairer le chantier la nuit obligea d'interrompre la pose d'un cintre et de laisser une charpente de plusieurs mètres de hauteur dans l'attente du lendemain, sans contreventement, et provoqua un désastre. Le rapport de force entre l'entrepreneur qui réclama des frais supplémentaires de dédommagement et l'ingénieur de la Compagnie des chemins de fer du Midi, qui réagit en stricte conformité des clauses du marché, est étonnement moderne. Ce dossier de réclamation, par l'ensemble des

témoignages manuscrits qu'il contient, permet de recouper les informations données, par ailleurs, dans le dossier contractuel de construction. Il est donc l'un des éléments essentiels de notre enquête.

Les ponts en maçonnerie spéciaux, au nombre de onze entre Castres et Albi, constituent un ensemble homogène par la nature et la disposition de leur matériaux constitutifs, et diversifié par les formes géométriques. Les informations recueillies ont permis d'établir le profil type d'un pont en maçonnerie de cette ligne de chemin de fer.

Chacun de ces ouvrages se divise en 4 parties maîtresses, chacune constituées de maçonneries différentes. Ils ont un corps de voûte en briques produites localement (notamment aux environs d'Albi), de deux bandeaux latéraux en pierre taillées avec précision et posées avec très peu de mortier, de deux murs tympan en maçonnerie de moellons

taillés (à assise horizontale ou à joints incertains), et d'un remplissage en maçonnerie de moellons bruts. Les pierres étaient extraites au fur et à mesure de l'avancement du chantier, dans un périmètre limité à quelques kilomètres, notamment dans les carrières de calcaire de Lautrec. Les mortiers utilisés pour les joints étaient formés d'un mélange de sable et de chaux hydraulique, provenant des fours du département (Tarn), et jamais de ciment. Ainsi, le lieu de provenance de tous ces matériaux se situe à moins de 40km du lieu de construction. Cette similitude donne un caractère régional à ces ouvrages d'art.

La pose des briques et des blocs de pierre était exécutée avec des techniques strictes, de sorte que les joints aient une épaisseur en tout point inférieure à une valeur seuil imposée, et qu'il n'y ait pas de vides. Toutes les maçonneries étaient rejointoyées. On note en particulier, que les remplissages étaient formés d'une maçonnerie de qualité, globalement homogène et cohérente, et non de sable ou d'un mélange de matériaux divers comme on pourrait le croire.

L'appareillage des douelles est complexe et se distingue des techniques couramment employées à cette époque : le rouleau unique constitué d'un queutage en moellons ordinaires, et les rouleaux successifs. Il s'agit d'un appareillage spécifique, adapté à l'utilisation des briques à la place des pierres. Il serait intéressant d'étendre l'aire géographique d'étude pour engager une comparaison avec d'autres voûtes faites avec des briques de formats différents.

Le mode constructif choisi il y a 130 ans a une influence directe sur le comportement mécanique des voûtes depuis la mise en service des ouvrages. Les désordres observés, prévisibles dès 1880, le prouvent. Ils sont liés à des mécanismes internes longitudinaux et transversaux, induits par le choix de maçonneries aux rigidités différentes.

Cette recherche historique et technique confirme que, dans le cadre d'une requalification d'un pont en maçonnerie, une analyse détaillée préalable de la technologie de l'ouvrage est indispensable. Elle doit mettre en évidence, autant que possible, la nature des différentes maçonneries en présence et leur nombre, la qualité des blocs (pierres ou briques) et des joints de mortier, l'appareillage et le phasage de mise en œuvre adopté par les concepteurs de ces ouvrages d'art. Leur comportement mécanique actuel en dépend.

10. BIBLIOGRAPHIE

Archives de la SNCF. Gare Matabiau. Dossier de la ligne 736 (sans classement).
 Archives SNCF, Toulouse. Rapport du contrôleur SNCF, région de Toulouse, 26 novembre 1973.
 Banaudo J., *Trains oubliés, le P-O, le Midi*, volume 3. Editions du Cabri, 1982.
 Caron F., et al. *Le patrimoine de la SNCF et des chemins de fer français*, Paris : Flohic Editions, 1999.
 Chaix J., *Traité des ponts*, tome 2, Ponts en maçonnerie, Paris : Ed. Chairgrasse fils, 1890.

Debauve, *Manuel de l'ingénieur des Ponts et Chaussée*, 20 fasc. Paris: Dunod, 1873.
 Degrand E., Résal J., *Ponts en maçonnerie*, Paris : Baudry & Cie, Encyclopédie des travaux publics, 1888.
 Delbecq J.M., Michotey J.L., Simonet P.T., « Calcul, désordres, réparation et modernisation des ponts en maçonnerie », revue Travaux, déc. 1981.
 Delbecq J.M., SETRA. *Les ponts en maçonnerie, historique, stabilité, utilisation du programme VOUTE*, 1982.
 Domède N., *Méthode de requalification des ponts en maçonnerie*, thèse de doctorat, INSA de Toulouse, LMDC : 2006.
 Domède N., « La mécanisation de la briqueterie Gélis (1924 – 1990) d'après la description et les dessins de ses machines », dans *Documents d'histoire des techniques n°13* « Terre crue, terre cuite, recueil d'écrits sur la construction », Paris : Ibis Presse, CDHT, EHESS, 2004.
 Domède N., Pons G., Sellier A., Fritih Y., « Mechanical behaviour of ancient masonry », *Materials & Structures*, DOI 10.1617/s11527-008-9372-z, 2008.
 Gay C., *Ponts en maçonnerie*, Paris : librairie Baillière et fils, 1924.
 Heymann J., *Arches, vaults and buttresses: masonry structures and their engineering*, collected studies series, Norfolk, GB, 1996.
 Hugues T.G., Blackler M.J., « A review of the UK masonry arch assessment methods », *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings*, n°122, Aug. 1997, pp. 305-315.
 Latgé A., Rapport du Commissaire de Vérification sur les apports de la Société Anonyme des Chaux et Ciments de Saint-Martin-Damiatte (Tarn), Albi : imprimerie coopérative du Sud-Ouest, 1905.
 Nègre V., *Matériaux et construction dans l'architecture civile du Midi Toulousain, 1770-1914*, Direction technique de l'ANAH, 1996. 120p.
 Nègre V., « Les Briqueteries de la région toulousaine au XIX^e siècle », *L'Archéologie industrielle en France*, n°39, décembre 2001, pp. 20-28.
 Orban Z., UIC (Union Internationale des Chemin de fer), Improving assessment optimisation of maintenance and development of database for masonry arch bridges, progress report, 9 june 2005.
 Séjourné P., *Grandes voûtes*, Bourges : imprimerie Vve Tardy, 1913, 6 tomes.
 SETRA, IQOA – PONTS, Campagne d'évaluation 2004, dossier national, septembre 2005.
 SNCF, direction de l'ingénierie, *Prescriptions techniques pour la surveillance et la maintenance des ouvrages d'art*, chapitre Ouvrages en maçonnerie, Référentiel infrastructure, document d'application, octobre 2002.
 Vieu B., « La ligne de Castelnau à Rodez », dans *Connaissance du rail*, n°70 et 71, septembre/octobre 1986. pp 4-10, 12-14, 31-34.

annonces de colloques



bridge erection techniques increasingly competitive, producing best value for all parties involved), sustainability (efficient use of equipment: reduce, reuse, recycle), technical aspects (transferring best practice knowledge to the bridge industry) and management (providing guidelines for appropriate selection and efficient control of the process).

The first results of this work will be presented in a two-day seminar "State-of-the-art bridge deck erection: safe and efficient use of special equipment" to be held in Bangkok on November 15 and 16. The target audience is civil engineers with a general knowledge of bridge construction equipment, owners, designers, contractors, and suppliers.

In the seminar, the members of WG-6 will give multidisciplinary lectures on optimal use conditions of bridge construction equipment, working principles of equipment, structure-equipment interaction, performance and productivity, lessons learned, and safety. Open discussions will follow the lectures and will conclude both days.



Introduction

Recent bridge collapses around the world have highlighted that, whilst we drive safer cars and live and work in a safer environment than 20 years ago, the bridge construction industry continues to injure and kill operatives and cause serious damage to property. The modern bridge industry is moving to mechanized solutions in order to accelerate construction and reduce cost. The level of sophistication of the new-generation bridge construction machines requires a broad overview and a technically competent culture. An increased level of knowledge related to these modern construction processes would save lives and would facilitate better decision-making processes.

With this need in mind, leading personalities and firms of the bridge building industry and IABSE have joined forces in an international working group. Members of IABSE WG-6 "Bridge Construction Equipment" include contractors, specialist subcontractors, designers of bridges and bridge erection machines, technology consultants, construction engineers, and manufacturers of special equipment.

WG-6 is working on safety (developing safer construction systems to minimise risks for human lives and property), economical factors (making

About IABSE

The International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) is a scientific and technical association with 4000 Members in 100 countries and 50 National Groups around the world. IABSE's mission is to promote the exchange of knowledge and to advance the practice of structural engineering worldwide in the service of the profession and society, taking into consideration technical, economic, environmental, aesthetic and social aspects. IABSE was founded in 1929 and has its seat in Zurich, Switzerland.



IABSE WG-6

Final Invitation
IABSE WG-6 Seminar, Singapore, November 15-16, 2010

**State-of-the-art Bridge Deck Erection:
 Safe and Efficient Use of Special Equipment**

Organised by:
IABSE Working Group 6 on 'Bridge Construction Equipment'

International Association for Bridge and Structural Engineering

Lecturers are international references in their field:

1. **Stephen Cardwell**
Bilfinger Berger, Germany
2. **Michael Däbritz**
Thyssen Krupp, Germany
3. **Juan Jose' daSilva**
Bilfinger Berger, Germany
4. **Jan deBoer**
DeBoerDC, The Netherlands
5. **Steve Harridge**
Tony Gee & Partners, UK
6. **Elie Homsi**
Flatiron, USA
7. **Mohan V. Jatkar**
Gammon India, India
8. **Man-Seop Lee,**
VSL Korea, Korea
9. **Max Meyer**
VSL, Singapore
10. **Bruno Mogno**
Eden Technology, Italy
11. **Jahn Nitschke**
NRS, Norway
12. **Marco Rosignoli**
HNTB Corporation, USA
13. **Alessandro Rovera**
DEAL-Rizzani deEccher, Italy

Technical Programme

After an introduction on bridge deck types and construction methods, lectures will include jacking and skidding, incremental launching, span-by-span advancing shortening systems, underslung and overhead form-travelers, precast production (girders, segments, full spans), beam launchers, launching gantries for balanced cantilever precast-segmental construction, underslung and overhead launching gantries for span-by-span precast-segmental erection, full span method, lifting frames, special equipment, management (challenges, factors, considerations, organisation, qualification, supervision, contractual arrangement, training), QA/QC, fabrication, procurement, and case studies.



Membership Application

Apply for Individual or Collective Membership online:
www.iabse.org

IABSE Membership Benefits

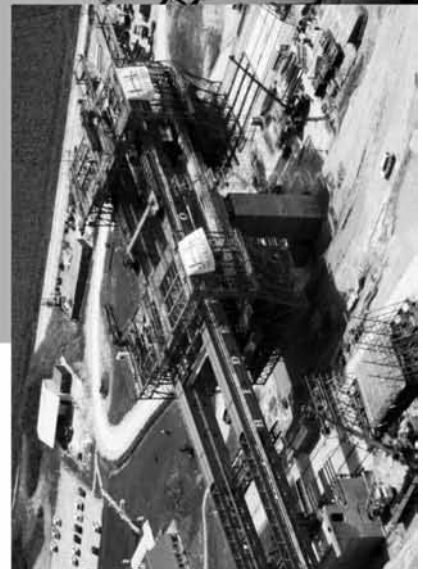
- IABSE Committees and Commissions: opportunity to participate
- Structural Engineering International (SEI) Journal of IABSE (print and electronic)
- IABSE Newsletter
- Structural Engineering Documents (SED): state-of-the-art-reports series on a particular topic in structural engineering
- Reduced prices on all IABSE Publications
- IABSE Conferences: reduced fees
- IABSE Website Members Area: Services including the Membership Directory

November 15, 2010

- | | |
|-------------|---|
| 08:30-08:40 | Welcome |
| 08:40-09:00 | Introduction (M. Rosignoli) |
| 09:00-10:00 | Bridge Deck Types and Construction Methods (S. Cardwell, E. Homsi, M.V. Jaktar) |
| 10:00-10:30 | Jacking and Skidding (J. deBoer) |
| 10:30-10:45 | Break |
| 10:45-11:30 | Incremental Launching (M. Rosignoli, J. deBoer) |
| 11:30-12:15 | Span-by-span Movable Scaffolding Systems (M. Daebritz, M.S. Lee) |
| 12:15-13:15 | Lunch |
| 13:15-14:00 | Underslung and Overhead Form-travelers (M.S. Lee, J. Nitschke) |
| 14:00-15:00 | Precast Production - Girders, Segments, Full Spans (S. Harridge, M. Meyer, A. Rovera) |
| 15:00-15:15 | Break |
| 15:15-15:45 | Beam Launchers (A. Rovera) |
| 15:45-16:30 | Launching Gantries for Balanced Cantilever Precast-Segmental Construction (S. Harridge, J.J. daSilva) |
| 16:30-16:45 | Break |
| 16:45-17:30 | Open Discussion |

Technical Groups

Technical activities at IABSE are mainly conducted in its Technical Groups. Some Groups are of indefinite duration and others limited in time. The main results of their activity appear in publications and conferences of the Association.



November 16, 2010

08:30-09:15 Underslung and Overhead Launching
Gantries for Span-by-span Precast
Segmental Erection
(M. Meyer, A. Rovera)

09:15-10:00 Wheeled Carriers and Placement
Units for Full Span Method
(J.J. daSilva, B. Mognon)

10:00-10:15 Break

10:15-10:45 Deck-supported Lifting Frames
(B. Mognon)

10:45-11:30 Special Equipment
(M. Daebritz, M. Rosignoli)

11:30-12:00 Management - Challenges, Factors,
Considerations (S. Cardwell)

12:00-13:00 Lunch

13:00-13:30 Management - Organisation,
Qualification, Contracting (E. Homsi)

13:30-14:00 Management - Supervision and
Training (M.V. Jaktar)

14:00-14:45 QA/QC, Fabrication, Procurement
(J. Nitschke, J.J. daSilva)

14:45-15:00 Break

15:00-16:00 Open Discussion

16:00-16:30 Adjour (M. Rosignoli)

Members of WG-6

M. Rosignoli, USA (Chair)
M. Meyer, Singapore (Vice-Chair)
S. Cardwell, Germany
J. J. da Silva, Germany
M. Daebritz, Germany
J. de Boer, The Netherlands
S. Harridge, UK
E. Homsi, USA
M. V. Jaktar, India
M.-S. Lee, Korea
B. Mognon, Italy
J. Nitschke, Norway
A. Rovera, Italy
H.-Y. Shin, Korea

Contact

M. Rosignoli: mrosignoli@hmb.com

Registration

Seminar Registration is online at:
www.iabse.org/wg6

Registration Fees

Before July 30, 2010

IABSE Member: CHF 570
Non-member: CHF 720

After July 30, 2010

IABSE Member: CHF 680
Non-member: CHF 830

Registration fees include:

- Admission to the Seminar on
September 15-16, 2010
- coffee breaks and lunches

Cancellation Policy

Cancellation of registration
has to be done in writing by
email to IABSE:

secretariat@iabse.org.

Cancellations received before
October 1, 2010 will receive
full refund minus administra-
tion charge of CHF 50.

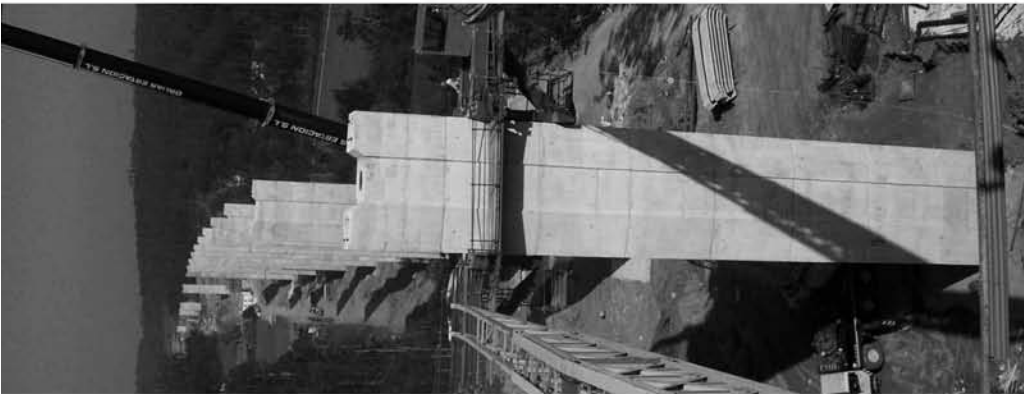
After **October 1, 2010**, no
refund will be made.

Venue

The Seminar will held at:

Suntec Singapore
International Convention &
Exhibition Centre
1 Raffles Boulevard, Suntec City,
Singapore 039593
phone +65 6337 2888

Opened in 1995, Suntec Singapore is a
world-renowned, international venue for
meetings, conventions and exhibitions.
Sited in the Central Business District,
while only 20 minutes from Changi
International Airport, Suntec Singapore
is at the heart of a self-contained, totally
integrated events infrastructure. In addi-
tion to its first-class facilities, Suntec
Singapore offers direct access to 5,200
hotel rooms, 1,000 retail stores, 300
restaurants and the region's new cen-



ter for the performing arts, Esplanade – Theatres on the Bay. Suntec Singapore is acclaimed as the economic and entertainment hub of Singapore.

Access

Suntec is connected to Esplanade Station (Circle Line). From City Hall MRT (East-West and North-South Lines) there is a 10 minutes covered walk.

Hotel

We recommend to stay at Pan Pacific Singapore, which is conveniently connected by direct pedestrian overpass to Suntec Convention Center.

Accommodation is offered at special rates and must be booked directly with the hotel. Please use the Reservation Form mentioning the Reservation Code: 'IABSE Seminar' and send it to: corpres.sin@panpacific.com. The Reservation Form is available at: www.iabse.org/wg6

Rooms inclusive of breakfast:

Deluxe: S\$ 280

Deluxe balcony: S\$ 310

Panoramic: S\$ 330

Panoramic balcony: S\$ 360

(per room per night, single), exclusive of service charge and taxes.

Hotel

Pan Pacific Singapore
7 Raffles Boulevard
Marina Square
Singapore 039595

Email: corpres.sin@panpacific.com
Tel: +65 6336 8111
Fax: +65 6339 1861

Disclaimer

The Organiser reserves the right to alter the programme as deemed necessary.



About Singapore

Singapore is a city that's rich in contrast and colour and embodies the finest of both East and West. Located in Southeast Asia, Singapore has a land area of about 710 square kilometres, making her one of the smallest countries in the world and the smallest in the region. At present, Singapore's population stands at about five million people, with English as the main language of instruction, and a mother tongue for each major ethnicity. There are numerous shopping malls, museums, and dining and entertainment hotspots to choose from, including the iconic Orchard Road stretch, or party the night away at the Clarke Quay or Boat Quay areas, both of which offer a myriad selection of nightlife activities. Singapore Changi Airport has a network of over 80 air-lines connecting Singapore to 58 countries.

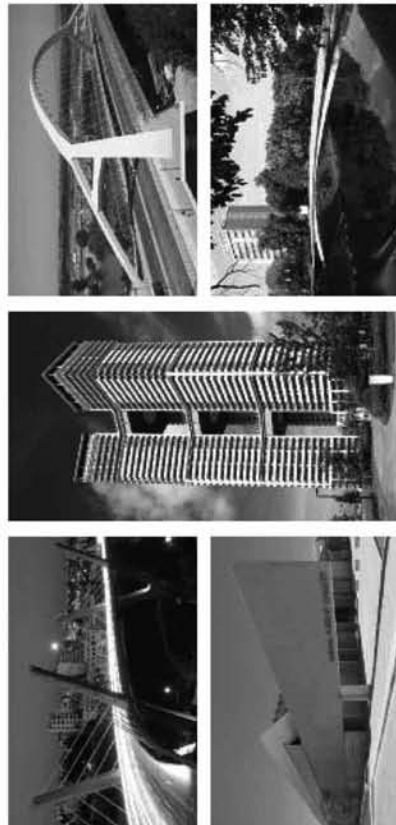
IABSE

ETH Zurich
Hoenggerberg HIL 21.3
8093 Zurich, Switzerland
phone: +41-44-633 2647
fax: +41-44-633 1241
email: secretariat@iabse.org
www.iabse.org



IABSE
WG - 6

Results of the 2010 fib Awards for Outstanding Concrete Structures competition



Winners of the 2010 fib Awards for Outstanding Concrete Structures (top to bottom, left to right): Wadi Abdoun Bridge, Jordan; National Portrait Gallery, Australia; Island Tower Sky Club, Japan; Third Millennium Ebro River Bridge, Spain; Svatka River Pedestrian Bridge, Czech Republic

The fib Awards for Outstanding Concrete Structures are attributed every four years at the fib Congress, with the goal of enhancing the international recognition of structures that demonstrate the versatility of concrete as a structural medium. The award consists of a bronze plaque to be displayed on the structure, and certificates presented to the main parties responsible for the work. The fib award continues the tradition of the former FIP Award for Outstanding Concrete Structures attributed since 1990.

The Jury's selections for the 2010 edition of the award will be officially presented to the public on Sunday, 30 May, during the opening ceremony of the Third International fib Congress and Exhibition in Washington D.C.

- György L. Balazs, Deputy President
- Joëlle Bastien, Presidium member
- Gordon Clark, Presidium member
- Hugo Corres Peretti, Presidium member
- Michael Fardis, President of fib
- Jim Forbes, Honorary President
- Hans Rudolf Ganz, Jury Chairman and Honorary President
- Hans-Ulrich Litnzer, Presidium member

- Giuseppe Mancini, Honorary President
- Harald Müller, Presidium member
- Tor Ole Olsen, Presidium member
- Koji Sakai, Presidium member
- Michel Virlogeux, Honorary President
- Jun Yamazaki, Presidium member

IN THIS ISSUE

2010 Awards for Outstanding Concrete Structures	109
fib Model Code 2010: first complete draft	112
Obituary	114
Short notes	114
Conferences and events	115

doi: 10.1680/jstco.2010.11.2.109



2010 Special Mention recipients, Civil Engineering Structures category: Navia Viaduct, Spain; Ferney Tunnel, Switzerland; Adriatic LNG Terminal, Italy

The decisions of the Jury are definitive and cannot be challenged.

The Jury convened in Santorini, Greece, in October 2009. In a first step, each entry was examined in detail and, following discussion, nominees for the Awards for both Categories were retained, i.e. eight Buildings and 19 Civil Engineering Structures. The jury took into account criteria such as:

- design aspects including aesthetics and design detailing;
- construction practice and quality of work;
- environmental aspects of the design and its construction;
- durability and sustainability aspects;
- significance of the contribution made by the entry to the development and improvement of concrete construction.

In a second step, winners and special mentions for each category were selected from among the nominated structures. The complete results of the deliberations will be published in a full-colour commemorative Awards brochure (see next page).

Overall, the Jury was impressed by the large number of high quality entries, which were received from a wide cross-section of fib National Member Groups covering a variety of construction types. A total of 32 structures from around the world were submitted, including North and South America, Asia, the Middle East and Europe, confirming the truly international character of this competition.

In the Buildings category the Jury was particularly impressed by the engineering challenges met by these structures. In all of the nominated buildings, structural concrete is largely exposed, highly visible, and demonstrates the elegance and aesthetics of this marvelous structural material. The Jury was struck by the high quality of concrete surface finishes, which were often extremely well set in scene by creative use of artificial or natural light. The Jury felt the selected structures will greatly promote the excellence of structural concrete in building construction.

Entries in the Civil Engineering Category showed overall a high level of quality. The most remarkable structures used either an arch as the main structural element or were cable-supported or used a



Bronze plaque for the winners of the 2010 Outstanding Structures Award

combination of both. This very effective use of the structural materials resulted in particularly elegant and "light" structures. Similar to the buildings, high quality concrete surface finishes contributed significantly to the very pleasing aesthetics of the structures.

Another aspect that stood out was the ingenuity of some of the construction methods used. The nominated structures show that concrete is the material of choice for short to very long span bridges, and for structures in severe environments.

The selected Winners, Special Mention recipients and Nominated structures in both categories of the 2010 fib Awards for Outstanding Structures competition are as follows.

Winning structures

Category B, Buildings

- National Portrait Gallery, Parkes
- Australian Capital Territory
- Island Tower Sky Club, Fukuoka City, Japan

Category C, Civil Engineering Structures

- Third Millennium Ebro River Bridge, Zaragoza, Spain
- Svatka River Pedestrian Bridge, Brno, Czech Republic
- Wadi Abdoun Bridge, Amman, Jordan



2010 Special Mention recipients, Buildings category (left to right): Doha High Rise Office Building, Qatar; Gyldendalhuset, Norway; Grand Rapids Art Museum, USA

Category C, Civil Engineering Structures

- Montabliz Viaduct, Cantabria, Spain
- Lake River Bridge, Nymburk, Czech Republic
- Sutong Bridge, Jiangsu province, China
- Viaduct over Trois Bassins Ravine, Reunion Island
- Solbergblissen, Lake Atna, Norway
- Seishun Bridge, Gumma, Japan
- Sound Transit Central Light Link Rail, Tukwila Segment, Seattle, USA
- Onitara Terminal Oceanic Wharf, Nueva Palmira, Uruguay
- Glenmore/Leighby Pedestrian Overpass, Calgary, Canada
- Pont Gustave Flaubert, Rouen, France
- Odra River and Antosovice Lake Bridge, Ostrava, Czech Republic
- Ohmi-Ohori Bridge, Shiga, Japan
- Koroshegy Viaduct, Hungary

The submitted structures must have the support of an *fib* Head of Delegation or National Member Group Secretary in order to confirm the authenticity of the indicated authors. The submitted structures must have been completed during the four years prior to the year of the Congress at which the awards are attributed (i.e. 2010-2013). The jury may accept an older structure, completed one or two years before, provided that it was not already submitted for the previous award attribution (Washington, 2010).

For further information, visit www.fib-international.org/about/awards, or contact the secretariat: fib@epfl.ch.

Special mention recipients

Category B, Buildings

- Gyldendalhuset, Oslo, Norway
- Grand Rapids Art Museum, Michigan, USA
- Doha High Rise Office Building, Doha City, Qatar

Category C, Civil Engineering Structures

- Navia Viaduct, Asturias, Spain
- Ferney Tunnel, Geneva, Switzerland
- Adriatic LNG Terminal GBS, Spain (construction/Italy location)

Nominated structures

Category B, Buildings

- New Elephant House, Copenhagen Zoo, Denmark
- Logan Airport Central Parking Garage repairs and expansion, Boston, USA
- National Technical Library, Prague, Czech Republic

Publication of the *fib* Model Code 2010: first complete draft

The publication of the first complete draft of the 2010 Model Code is a landmark in the development of codes and in the technical work of *fib*. This article provides some background on the Model Code, and gives an overview of the content of the new 2010 edition. It should be noted that this is edition not yet the final version of Model Code; it is an intermediate draft that is intended for review and critique by the experts of the *fib* Commissions. This first complete draft will then be revised, and the definitive Model Code will subsequently be approved by the *fib* General Assembly.

In 1978 the first Model Code for Concrete Structures was published. It was a product of cooperation between CEB and FIP, two international bodies aiming at synthesizing research findings, defining new research directions and producing design recommendations. This Model Code had a considerable impact on the national codes of many countries.



Compared to the Model Code 90, a number of new innovative aspects have been included in the new edition. The most important is the introduction of time as a design parameter. "Time" is related to the awareness that a structure should not only be sufficiently safe and serviceable, but should as well have sufficient resistance against deterioration. In this respect not only the intrinsic resistance at the start of the service life of the structure should satisfy the relevant design criteria, but also



those new ideas refer not only to classical



a strategy for maintenance should also have been developed.

The *fib* Model Code 2010 is thus much more "life cycle" oriented than its predecessors. This is reflected in the organisation of its content, which is presented in the following sequence: conceptual design, dimensioning, construction, conservation, and even dismantlement. Reliability plays an important part: various methods are offered to cope with this aspect. The choice depends on the case considered. The materials concrete and reinforcing or prestressing steel are described according to the latest state-of-the-art. The design of concrete structures is described for a large number of conditions. This includes static and various types of non-static loading, a large range of temperatures and several environmental conditions. Design criteria are given with relation to reliability, functionality, durability and sustainability, where the last category is in the state of development. Moreover particular techniques are addressed, such as analysis of structures by numerical analysis and design by testing. The chapter on conservation of structures provides insights into the degradation of concrete as a function of various types of environmental conditions. The analysis can be carried out with various levels of sophistication. Attention is given to non-traditional types of reinforcement as well, like steel fibres and FRP, which have reached a status of recognition in the previous years.

The Model Code for Concrete Structures is intended to serve as a basis for future codes. While existing operational codes are legal documents, the Model Code takes into account new developments with respect to concrete structures, the structural material concrete and new ideas for requirements to be formulated for structures in order to achieve optimum behaviour according to new insights and ideas. In this edition of the Model Code, those new ideas refer not only to classical

requirements for safety and serviceability, but also take into account the increasing significance of design criteria for durability and sustainability.

The Model Code is also intended as a source of information for updating existing codes or developing new codes for concrete structures. While a normal operational code mainly gives sets of application rules which should be transparent enough to be applied by professional designers while still being accurate enough to be economical, the Model Code also aims to provide background information, show trends, and indicate where further research is necessary. At the same time, the Model Code is also intended to be an operational document for normal design situations and structures.

This edition of the Model Code gives an extensive state-of-the-art regarding material properties for structural concrete. This includes constitutive relations for concrete up to strength class C120, and properties of reinforcing and prestressing steel, including prestressing systems. Special attention is given to the application of fibre concrete for structural applications, and to the application of non-metallic reinforcement.

Special attention is also given to interface characteristics, to verification assisted by numerical simulations and verification assisted by testing, and to a number of important construction aspects.

Design rules for serviceability and ultimate limit states are given for a wide range of conditions, such as static and non-static loading (fatigue, impact and explosion, earthquake), high and low temperatures (fire and cryogenic). Furthermore limit states for durability are given. Design for sustainability will be an important task in the future; here some initial ideas are given. Design for robustness is also given due attention.

An important chapter within the scope of design for service life is Conservation. This chapter deals with conservation strategies and conservation management, condition survey and conditions assessment, decision-making, interventions and recording. To complete the idea of life cycle design, a final short chapter on dismantlement, removal and recycling is included. In the future this aspect deserves better integration within life cycle design.

This document is the first complete draft of the *fib* Model Code 2010, and as such, it is open to suggestions for improvement. After comments and feedback have been received from the *fib* Commissions and duly taken into consideration, the final document will be submitted to the *fib* General Assembly for discussion and approval. The publication of the final version of the *fib* Model Code 2010 will then follow.

fib Bulletins 55 and 56 were dispatched to *fib* Bulletins in May 2010.

- fib* Bulletin 55, *Model Code 2010 - First complete draft, Volume 1* (chapters 1-6), March 2010, 318 pages, ISBN 978-2-88394-95-6, Non-member price: 140 CHF, surface mail included.
- fib* Bulletin 56, *Model Code 2010 - First complete draft, Volume 2* (chapters 7-10), April 2010, 312 pages, ISBN 978-2-88394-096-3, Non-member price: 140 CHF, surface mail included.

To order these or any other *fib*, CEB or *FIP* publications, visit www.fib-international.org/publications.

This Model Code is the result of invaluable contributions by the international experts who participated in its development.

Convener: Joost Walraven*
Secretary: Agnieszka Bigaj-van Vliet*
György L. Balázs*
Evan Bentz

* Member of *fib* Special Activity Group 5, "New Model Code".

Isabel Burkart
John Cairns*
Jan Cervenka*

Vladimir Cervenka
Hugo Corres Peretti*
Eduardo Cosenza*
Bernard Cretton
Manfred Curbach
Frank Dohm
André Demonté
Marco di Prisco*

Rolf Elgehausen*
Horst Falkner*
Michael N. Fardis*
Stephen Foster*

Hans-Rudolf Ganz*
Christoph Gehlen
Mette Glavind
Stenar Helland*

Niels Peter Hoj*
Manfred Keuser*
Jean-Francois Klein*
Johann Kolleger*

Giuseppe Mancini*
Peter Marti*
Stuart Matthews*
Sijm Matthys

Viktor Mechtcherine
Marco Menegotto*
Harald S. Müller*
Aurelio Muttoni

Paolo Pinto*
Giovanni Pizzani
Norbert Randl*

Hans-Wolf Reinhardt
Steen Rostam*
Miguel Fernandez Ruiz
Koji Saka*

Peter Schiessl*
Viktor Sigmist*
Luc Taerwe*

Thanasios Triantafyllou
Tamon Ueda*
Aad van der Horst*
Lucie Vandewalle

Ton Vrouwenvelder
James K. Wright*
Jun Yamazaki*

Obituary



Manfred Stiller
1930-2010

Born and brought up in West Berlin, Germany, Manfred studied Civil Engineering at the University of Technology, Berlin. In 1955 he became a scientific assistant at this university, where he earned his PhD in 1961. In 1960, he joined the German Concrete Society (DBV) where he eventually spent his entire career. In 1966, he was appointed Director, in 1978 Director-General and in 1981 Managing Member of the DBV Presidency. In 1995 he retired after 35 years of service for DBV.

In 1964, he became an active member of CEB, the European Committee for Concrete. At that time, CEB began work on its future "International recommendations", published in 1978 as "CEB/FIP Model Code". Manfred was one of the main authors of this important document which became the basis for various codes and standards worldwide. In 1979, a small CEB Group chaired by Franco Levi was charged by the European Union with the development of the first version of Eurocode 2 which was published in 1984. Manfred Stiller was also member of this group.

In 1980, Manfred was elected member of the CEB Administrative Council and Head of the German delegation. Re-elected several times, he served in these positions until 1993.

Regarding FIP, the International Federation for Prestressed Concrete, Manfred was Secretary and Member of the German FIP Delegation. He was organizer of the XI FIP Congress 1990 in Hamburg. In the course

of this congress, he received an Honorary Membership in FIP.

In 1993, a CEB-FIP Implementation Group was established in order to create a joint association, *fib*. Manfred was one of the CEB representatives in this body. Also due to his efforts, the merger was realized in 1998 during the XII Congress of FIP.

During his long career, Manfred received many honours and awards at home and abroad. In particular, he was recognised by CEB with an Honorary Membership in 1993 for his contributions to international relations during more than 35 years.

Manfred Stiller passed away in the morning of the 1st February 2010. We express our deepest sympathies to his wife Ingrid and to his daughter Sabine as well as her family.

Hans-Ulrich Litzner

Short notes

The Third Millennium Bridge over the Ebro River has not only been honored by the *fib* Awards for Outstanding Concrete Structures (see page 109), its designer Dr. Juan José Arenas was awarded the **Gustave Magnel Gold Medal** in recognition of his work on this structure.

Short news items from the *fib* secretariat are available via an "RSS feed". This web-based service allows users to subscribe to regular information updates, such as

announcements of new bulletins and upcoming *fib* events. To subscribe to *fib*'s RSS feed, go to the *fib* home page, www.fib-international.org, and click on the orange RSS icon that appears in the address bar of your browser.

The *fib* secretariat continues its initiative to achieve a **broader distribution of *fib* bulletins among students** University professors in civil engineering who are subscribing members in *fib*, or individual Representatives of a corporate member, and wish to use an *fib* bulletin as part of their course materials can now apply for a

PDF version of the bulletin. The bulletin will be provided at the normal member price (50 % off the non-member price), along with a special waiver allowing its free distribution, in electronic or printed form, to all students enrolled in the course, under the sole condition that the bulletin shall not be made available to third parties outside of the course.

For further information on obtaining PDF files of *fib* bulletins for teaching purposes, contact the secretariat at fib@epfl.ch

Congresses and symposia

The calendar lists *fib* congresses and symposia, co-sponsored events and, if space permits, events supported by *fib* or organised by one of its National Groups. It reflects the state of information available to the Secretariat at the time of printing; the information given may be subject to change.

Date and location	Event	Main organiser	Contact
21-23 June 2010 Copenhagen, Denmark	8th <i>fib</i> International PhD Symposium in Civil Engineering	Technical University of Denmark - DTU Byg	fib_symposium_2010@byg.dtu.dk http://fibcopenhagen2010.dk
16-17 Sept. 2010 Prague, Czech Republic	First international workshop: Design of concrete structures using EN 1992-1-1	CTU Prague	dcs2010@fs.cvut.cz http://concrete.fsv.cvut.cz/dcs2010
26-29 Sept. 2010 Montreal, Canada	SCC2010 - Production and Placement of SCC	<i>fib</i> group Canada	www.civil.usherbrooke.ca/SCC2010
8-10 June 2011 Prague, Czech Republic	<i>fib</i> Symposium "Concrete engineering for Excellence and Efficiency"	<i>fib</i> Group Czech Republic	fib@cbsevis.eu www.fib2011prague.com
1-4 August 2011 Zürich, Switzerland	ICASP 11 International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering	ETHZ - IBK	walzer@ibk.baug.ethz.ch www.icasp11.ethz.ch
9-11 August 2011 Christchurch, New Zealand	9th Symposium on High Performance Concrete: Design, Verification & Utilization	New Zealand Concrete Society	www.hpc-2011.com/hz Deadline for abstracts: 1 September 2010
11-14 June 2012 Stockholm, Sweden	<i>fib</i> Symposium	<i>fib</i> group Sweden	website and call for papers to be announced
10-14 February 2014 Mumbai, India	The Fourth International <i>fib</i> Congress and Exhibition	<i>fib</i> group India	website and call for papers to be announced

fibnews is compiled, drafted by and produced under the sole responsibility of the Secretary General as an integral part of the *fib* journal Structural Concrete. Members of *fib* or participants in its work for ex. members of one of its Commissions, Task Groups or Working Parties are invited to submit to the secretariat any information they would want to disseminate through *fibnews*. Although the secretariat does its best to ensure that the published information is accurate, no liability or responsibility of any kind (including liability for negligence) is accepted in this respect by *fib* or its Secretary General. Contributions signed by an author are invited by the secretariat or proposed by the authors. They are published under the sole responsibility of the authors and, contrary to papers in the Journal itself, they are not submitted to a peer review process. Recent issues of *fibnews* are available free of charge as pdf files on the *fib* website: www.fib-international.org.

© *fib* 2010. *fib*, Case Postale 88, CH-1015 Lausanne, Switzerland. Tel: +41 21 693 2747; fax: +41 21 693 6245; Email: fib@fib.ch

fib - *fédération internationale du béton* - the International Federation for Structural Concrete - is grateful for the invaluable support of the following National Member Groups and Sponsoring Members, which contributes to the publication of *fib* technical bulletins, the *Structural Concrete Journal*, and *fibnews*.

National Member Groups

AAIHES - Asociación Argentina del Hormigón Estructural, Argentina
CIA - Concrete Institute of Australia
ÖVB8 - Österr. Vereinigung Für Beton und Bautechnik, Austria
Belarussian Nat. Techn. University, Belarus
G8B - Groupement Belge du Béton, Belgium
ABCIC - Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto, Brazil
ABCE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, Brazil
fib Group of Canada
CCES - China Civil Engineering Society
Hrvatska Ogranak *fib*-a (HOFIB) - Croatian Group of *fib*
Cyprus University of Technology
Česká betonárska společnost, Czech Republic
Dansk Betonforening DBF - Danish Concrete Society
Suomen Betoniyhdistys ry - Concrete Association of Finland
AFGC - Association Française de Génie Civil, France
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Germany
Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. - dbv, Germany
Technical Chamber of Greece
Hungarian Group of *fib*, Budapest Univ. of Tech. & Economics
The Institution of Engineers (India)
Management and Planning Organization, Iran

IAIE - Israeli Association of Construction and Infrastructure Engineers

Consiglio Nazionale delle Ricerche, Italy

JCI - Japan Concrete Institute

PCEA - Prestressed Concrete Engineering Association, Japan

Administration des Ponts et Chaussées, Luxembourg

Betonvereniging - *fib* Netherlands

New Zealand Concrete Society

Norsk Betongforening - Norwegian Concrete Association

Chancellery of the Polish Academy of Sciences

Committee of Civil Engineering, Concrete Structures Section, Poland

GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural, Portugal

Society For Concrete and Prefab Units of Romania

Technical University of Civil Engineering, Romania

Association for Structural Concrete (ASCO), Russia

Association of Structural Engineers, Serbia

Slovak Union of Civil Engineers

Slovenian Society of Structural Engineers

ACHE - Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Spain

Svenska Betongföreningen, Sweden

Délégation nationale suisse de la *fib*, IS-BETON, EPFL, Switzerland

ITU - Istanbul Technical University, Turkey

Research Inst. of Build. Constructions, Ukraine

fib UK Group

ASBI - American Segmental Bridge Institute, USA

PCI - Precast/Prestress. Concrete Institute, USA

PTI - Post Tensioning Institute, USA

Sponsoring Members

Preconco Limited, Barbados

Luzhou OVM Machinery Co., Ltd., China

Consolis Technology Oy Ab, Finland

Fachverband Beton- u. F.B.-W. e.V., Germany

FIREP Rebar Technology GmbH, Germany

MKT Metall-Kunststoff-Technik GmbH, Germany

Larsen & Toubro Ltd., ECC Division, India

Sireg S.p.A., Italy

Fuji P.S. Corporation Ltd., Japan

Kajima Corporation, Japan

Obayashi Corporation, Japan

Oriental Construction Co.Ltd., Japan

P.S. Mitsubishi Construction Co., Ltd., Japan

PC Bridge Company Ltd., Japan

SE Corporation, Japan

Sumitomo Mitsui Construct. Co. Ltd., Japan

BBR VT International Ltd., Switzerland

SIKA Services AG, Switzerland

VSL International Ltd, Switzerland

PBL Group Ltd., Thailand

CCL Stressing Systems Ltd., United Kingdom

Strongforce Engineering PLC, United Kingdom

CONFERENCE VENUE

To most tourists, Hong Kong is famous for shopping, food and perhaps the Victoria Harbor. The conference will be held in a hotel in the Tsingtsui area, just minutes away from the Harbour. After the technical activities of the day, a casual night stroll along the harbor is strongly recommended. Those with more energy can take the cross harbor ferry to the Hong Kong Island, and take a cable tram to the peak. The view of the Victoria harbor from the peak is one of the best night sceneries around the world. You can either have dinner at the peak or back at the area around the conference venues. Most restaurants in Hong Kong open till the late evening and there is no problem getting good food even after mid-night. For those who needs to get souvenirs or gifts for friends, family or themselves, there are also plenty of shops in the area that are open for long hours.

While most people see Hong Kong as a dynamic, exciting and busy financial center, life in Hong Kong is actually made up of many facets. For tourists, there are a wide range of activities such as visiting Chinese temples, going to theme parks, taking an excursion to one of the small outlying islands or simply strolling through town to look at the life of the locals. The Hong Kong Tourist Association will set up a booth at the conference venue to provide information and assistance to conference participants who would like to spend some time in Hong Kong.

ACCOMMODATION

Many 3 to 5-star hotels are located in the area of the conference venue. We are currently negotiating with several of these to obtain a good rate for the conference participants. The hotel list will be placed on the website of the conference soon.

TRANSPORTATION

Direct flights to the Hong Kong Chak Lap Kok International Airport are available at many major airports around the world. From the airport, it takes about 30 to 45 minutes (depending on traffic) to get to the conference venue by taxi and the fare is around U.S. \$30. Alternatively, one can take the airport express train to the Kowloon Station in town (fare is around U.S. \$12), and take free shuttle bus or taxi (around U.S. \$5) to hotels around the conference venue. This way, the total travel time should still be less than an hour.

IMPORTANT DATES

Submission of 300 word abstract 15 September 2010
Acceptance of Notification to authors 1 November 2010
Submission of Full Conference Paper 1 February 2011
Acceptance of Final Paper 1 April 2011
Submission of Camera-Ready Manuscript 15 May 2011

ABSTRACT SUBMISSION

Authors are invited to submit abstracts in English by 15 September 2010 to the website:

<http://www.ce.ust.hk/rilem2011>

There is no specific format for the abstract but it should contain the paper title, names and affiliations of all authors, and a brief description of the work to be presented (within 300 words). The submitted abstract will be reviewed by the Scientific Committee to assess its relevance to the conference, the originality of the work and the potential contributions it can make to engineering science or practice. Notification of acceptance will be sent by 1 November 2010.

CONTACT

For additional information or queries, please email
rilem2011@ust.hk

FIRST ANNOUNCEMENT AND CALL FOR PAPER

INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCES IN CONSTRUCTION MATERIALS THROUGH SCIENCE AND ENGINEERING

5-7 September 2011, Hong Kong SAR, China



Sponsored by



Organized by



INTRODUCTION

The International Conference on Advances in Construction Materials through Science and Engineering will be organized under the sponsorship of The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (RILEM), in conjunction with the 65th RILEM Week to be held in Hong Kong SAR, China. This conference can be considered as a sequel to two earlier conferences on Advances in Concrete through Science and Engineering, held in Evanston (2004) and Quebec City (2006) respectively, but with a broader scope to cover other construction materials besides concrete.

While construction activities improve the quality of our lives, they also have significant impact on our environment. The production of construction materials requires energy and generates greenhouse gases. The reduction of carbon footprint for construction materials can start at the production phase, where energy efficient processes can be developed and waste or recycled materials can be employed. However, it is just as important to increase the life of constructed facilities, so the frequency of construction activities can be reduced. Experience over the last few decades has shown that poor material durability is often the cause of pre-mature deterioration of structures, resulting in the need for large scale repair and even reconstruction. Better understanding of the loading and environmental effects on material deformation and failure is required for more durable materials to be designed. Sensing and non-destructive techniques are useful as they enable better quality control and early identification of damages. With the proper repair/strengthening materials and methods, structure life can then be extended with little cost and additional carbon emission. When structures are built to resist extreme loading (e.g., earthquake, hurricane), the innovative use of high performance materials can effectively control damage and prevent collapse. For buildings, carbon footprint will also be greatly reduced if indoor/outdoor heat exchange is decreased. Material with improved thermal insulation, which is an example of functional materials, can then be useful.

The conference will focus on recent advancements in the processing, design and application of construction materials brought along by improved scientific understanding and/or engineering innovations. In particular, we would like to solicit papers under the following themes:

- (1) Environmental Friendly Construction Materials
- (2) Rheology and Material Processing
- (3) Thermal and Hygral Effects
- (4) Novel Testing and Characterization Methods
- (5) Material Damage and Durability

- (6) Sensing and Non-destructive Evaluation
- (7) Strengthening and Repair
- (8) High Performance Construction Materials
- (9) Functional Materials
- (10) Sustainability and Life-Cycle Analysis

ORGANIZING COMMITTEE

Conference Chair

Prof. Christopher K.Y. Leung
(Hong Kong University of Science and Technology
(HKUST), Hong Kong)

Conference Secretariat

Dr. K.T. Wan (Chu Hai College of Higher Education, Hong Kong)
Mr. Angus K.F. Cheung (HKUST, Hong Kong)
Ms. Emily Ma (HKUST, Hong Kong)
Ms. Bingky Lam (HKUST, Hong Kong)

International Scientific Committee

Prof. Mark G. Alexander (University of Cape Town, South Africa)
Takayoshi Aoki (Nagoya City University, Japan)
Prof. Carmen Andrade (National Research Council, Spain)
Dr. Hans Beushausen (University of Cape Town, South Africa)
Dr. Peter Billberg (CBI, Sweden)
Prof. Wolfgang Brameshuber (RWTH Aachen, Germany)
Prof. Denys Breysse (Universite Bordeaux 1, France)
Prof. Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology, Madras)
Prof. J.M. Chandra Kishen (Indian Institute of Science)
Prof. Ole M. Jensen (Technical University of Denmark)
Prof. Weiliang Jin (Zhejiang University, China)
Prof. Xianyu Jin (Zhejiang University, China)
Prof. Bohumil Kasal (Pennsylvania State University, U.S.A.)
Prof. Konstantin Kovler (Technion, Israel)
Prof. Victor C. Li (University of Michigan, U.S.A.)
Prof. Zongjin Li (HKUST, Hong Kong)
Prof. Viktor Mechcherine (TU Dresden, Germany)
Prof. Hirozo Mhashi (Tohoku Institute of Technology, Japan)
Prof. Hwan-Byung Oh (National Seoul University, Korea)
Prof. Masayasu Ohisu (Kumamoto University, Japan)
Dr. Manfred Parlt (EMPA, Switzerland)

Dr. Carlo Pellegrino (University of Padova, Italy)
Prof. Giovanni Plizzari (University of Brescia, Italy)
Prof. Hans Reinhardt (University of Stuttgart, Germany)
Dr. Nicolas Roussel (LCPC, France)
Dr. Erik Schlangen (Delft University of Technology, the Netherlands)
Prof. Caijun Shi (Hunan University, China)
Prof. Tongbo Sui (China Building Materials Academy)
Dr. Luping Tang (Chalmers University, Sweden)
Dr. Maria Rosa Valluzzi (University of Padova, Italy)
Prof. Jannie van Deventer (University of Melbourne, Australia)
Prof. Enric Vazquez (UPC, Spain)
Prof. Jun Wei (Central South University, China)
Prof. Jason Weiss (Purdue University)
Prof. Feng Xing (Shenzhen University, China)
Prof. Shilang Xu (Zhejiang University, China)
Prof. Peiyu Yan (Tsinghua University, China)
Prof. Guang Ye (Delft University of Technology, the Netherlands)
Prof. Jun Zhang (Tsinghua University, China)
Prof. Yamei Zhang (Southeast University, China)

Local Organizing Committee

Chair

Prof. Zongjin Li

Secretary

Dr. K.T. Wan

Members

Ir. C.K. Cheung
Dr. W.K. Fung
Ir. Eddie Ho
Prof. K.H. Kwan
Ir. C.S. Lam
Prof. Tommy Lo
Prof. C.S. Poon
Dr. Ricky Tsui
Ir. Raymond Wan
Dr. Jaime Yeung

ORGANISER

Czech Concrete Society (CCS)/Czech fib National Member Group
www.ccsbeton.eu

ENDORSED BY

fib – International Federation for Structural Concrete
www.fib-international.org



SYMPOSIUM THEMES

- 1 New Model Code – expected impacts and practice of use**
Experiences with New Model Code clauses in the field of design, analysis and execution of concrete structures. Expected improvements and new areas of interest.
- 2 Concrete and construction technology – transfer of experience**
Advanced types of concrete and reinforcing materials. Research results and their application in structural engineering. Progressive technologies of construction.
- 3 Modelling and design of outstanding and innovative structures**
Numerical methods and their application in modelling and design procedures. Design of remarkable and non-traditional concrete structures in illustrative examples. Innovative structural systems.
- 4 Structures integrated into environment in a balanced way**
Interaction of concrete structures and environment with respect to context. Sustainable structures. Structural concrete as a natural material suitable for structures being friendly to environment.
- 5 Combination of structural concrete with other materials**
Composite and hybrid concrete structures exhibiting favourable concrete properties in structural performance. Interaction of concrete with other materials – problems, analysis, structural arrangements, detailing.

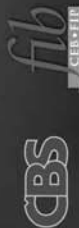


EXTENDED DEADLINE
30 June 2010 !!

fib Symposium PRAGUE 2011

CONCRETE ENGINEERING
FOR EXCELLENCE AND EFFICIENCY

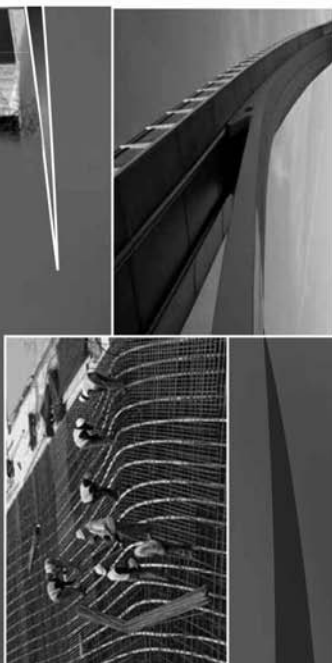
8 – 10 June 2011



Clarion Congress
Hotel Prague
Prague
Czech Republic

**PRELIMINARY
INVITATION
/CALL FOR PAPERS**

Clarion Congress Hotel Prague Czech Republic



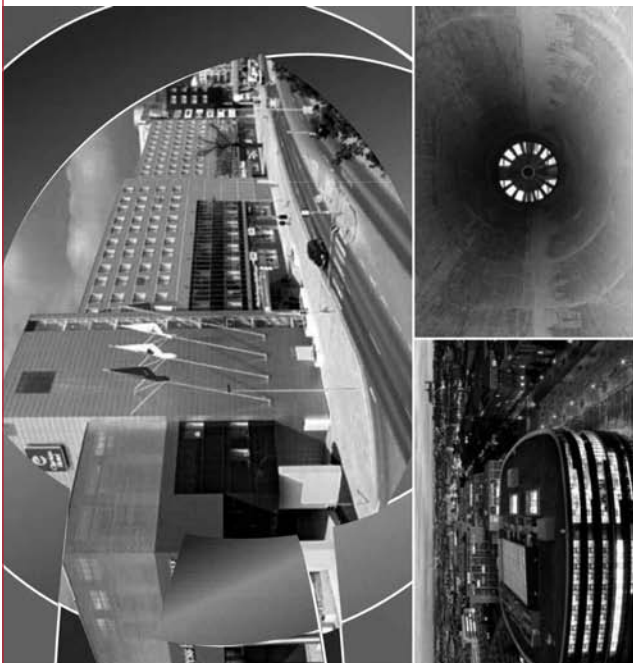
CALL FOR PAPERS/POSTERS

Individuals wishing to present a paper or poster at the technical sessions are invited to submit an abstract. Abstract in English should:

- include all the required author(s) data
- include the title and 3-5 key words
- have between 150 and 250 words adequately describe the topic
- be designated "Paper" or "Poster"
- include the session title to which the contribution belongs
- confirm the author's willingness to present the paper/poster if it is selected
- identify the intended presenter if multiple authors are listed

The extended deadline for receipt of abstracts is 30 June 2010. Abstract should be submitted electronically only via www.fib2011prague.eu.

Authors of selected papers/posters will be notified of acceptance from the Symposium Scientific Committee by 31 August 2010. Final full-length (for Symposium DVD) and short-length (for printed Proceedings) papers/posters are due 11 January 2011. All the papers/posters will be reviewed by the Scientific Committee again for the final acceptance.



ORGANIZING AGENCY/INFORMATION

For inquiries, please contact the fib Symposium Prague 2011 Secretariat:

CBS Servis, s. r. o.

Samcova 1

110 00 Prague 1

Czech Republic

Phone: +420 222 316 173,

+420 222 316 195

Fax: +420 222 311 261

E-mail: info@fib2011prague.eu, sruma@fib2011prague.eu



SCHEDULE FOR SUBMISSION OF ABSTRACTS/PAPERS

30 June 2010	Deadline for submission of abstracts
31 August 2010	Notification of acceptance of abstracts
11 January 2011	Deadline for submission of full-length/short-length papers

SYMPOSIUM INFORMATION

Latest comprehensive information is available at the Symposium website

www.fib2011prague.eu

fib Symposium PRAGUE 2011

CONCRETE ENGINEERING
FOR EXCELLENCE AND EFFICIENCY

The Symposium will be held at the Clarion Congress Hotel Prague, Czech Republic from 8th to 10th June 2011. The Symposium is organised by the Czech Concrete Society (CCS) under auspices of fib.

SCIENTIFIC COMMITTEE

György L. BALÁZS, Chairman, Hungary	Michel MOUSSARD, France
Milan KALNY, Co-Chairman, Czech Republic	Tor Ole OLSEN, Norway
Andrzej B. AJDUKIEWICZ, Poland	Hugo CORRES PEIRETTI, Spain
Chander ALIMCHANDANI, India	Michael SCHLAICH, Germany
João ALMEIDA, Portugal	Michael SCHMIDT, Germany
Thomas D'ARCY, USA	Lidia D. SHEHATA, Brazil
Josee BASTIEN, Canada	Johan SILFVERBRAND, Sweden
Laurent BOUTILLON, France	Jorge D. SOTA, Argentina
Mikael W. BRAESTRUP, Denmark	Lutz SPAROWITZ, Austria
Vladimir CERVENKA, Czech Republic	Jiri STRASKY, Czech Republic
Sudhansu CHAKRABORTY, India	Fernando R. STUCCHI, Brazil
Milan CHANDOGA, Slovakia	Holger SVENSSON, Germany
Gordon M. CLARK, UK	Luc TAERWE, Belgium
Dabin FENG, China	Damir TKALCIC, Croatia
Michael FAROIS, Greece	Takeo UOMOTO, Japan
Stephen FOSTER, Australia	Miroslav VEJVODA, USA
Hans-Rudolf GANZ, Switzerland	Jan L. VITEK, Czech Republic
Rangappa JAGADISH, India	Joost WALRAVEN, The Netherlands
Akio KASUGA, Japan	Bo WESTERBERG, Sweden
Jean-Francois KLEN, Switzerland	James K. WIGHT, USA
Johann KOLLEGGER, Austria	Haifan XIANG, China
Giuseppe MANCINI, Italy	Jun YAMAZAKI, Japan
	Andrei ZVEZDOV, Russia



www.fib2011prague.eu



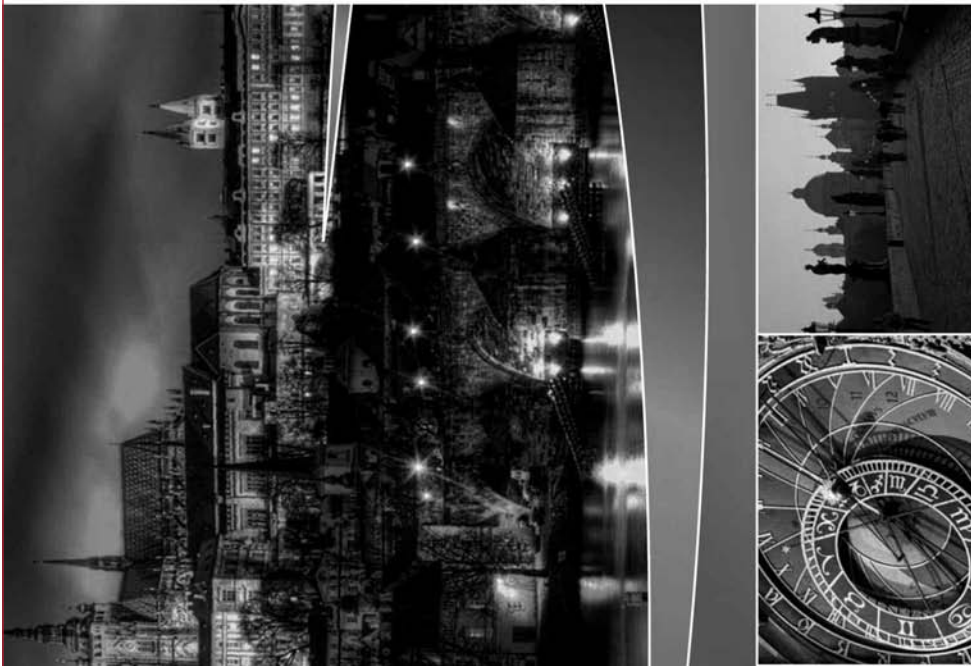
PRAGUE

Prague, with its 2000 year history, is one of Europe's most beautiful cities. The memorable sights of Prague include the Prague Castle and the St. Vitus Cathedral, the Charles Bridge, the Old Town Square with its famous Jewish Quarter with its old and new synagogues and the old cemetery, the Loreta and the National Theatre. The display of the Prague bridges spanning the river Vltava represents an extraordinary gallery of the masterpieces of the Czech builders and engineers since the 14th century to the present time. Prague already hosted the Vth FIP Congress in 1970 and the first fib Symposium in 1999 both with a great success.

VENUE

Clarion Congress Hotel Prague is a quite new Prague's congress and accommodation facility conventionally located in the broader heart of Prague, just 10 minutes by metro, line B, from downtown. Clarion Congress Hotel Prague endeavours to ensure the top comfort of its guests and a high standard of organized conferences. With 4000 m² of congress spaces the hotel ranks among the biggest congress centres in the Czech Republic. Guests may choose one of eighteen halls and lounges for their conferences, seminars or congresses, whose wide variability enables the formation of up to twenty-three separate rooms.

Location: Frejova 33, 190 00 Prague 9, Czech Republic



ABOUT CZECH CONCRETE SOCIETY

The Czech Concrete Society (Česká betonářská společnost – CBS) was established in 1993, originally as a spontaneous association of engineers active in the field of concrete and concrete structures. After six years of more or less voluntary activity it assumed in 2000 the legal status of a non-profit civic society, acquired legal personality and professional management. The resulting process of rapid development of its activities has been accompanied with a corresponding rise of its domestic reputation and its current distinction also on the international level. CBS is active in the global fib and IABSE, in the European ECSN network and in the Central European CCC initiative. At present the CBS has 110 collective and 220 individual members, and the numbers continue to rise.



ORGANIZING COMMITTEE

Vlastimil ŠRŮMA, Chairman, Czech Republic
 Anna BOŠCHE, fib Secretariat
 Ludovít FILD, Slovakia
 Petr HÁJEK, Czech Republic
 Milan KALINÝ, Czech Republic
 Michal MIKŠOVSKÝ, Czech Republic
 Pavel ŠOUREK, Czech Republic
 Petr ŠTĚPANEK, Czech Republic
 Jiří VÍCH, Czech Republic
 Jan L. VÍTEK, Czech Republic

G É R & E R COMPRENDRE

SOMMAIRE



SEPTEMBRE 2010
ISSN 0295.4397
ISBN 978-2-7472-1724-8

- LE COMPORTEMENT STRATÉGIQUE DES ENTREPRISES SUCRIÈRES FACE AU MOUVEMENT DE RECONFIGURATION DE CETTE FILIÈRE AU NIVEAU MONDIAL
Par Mohamed Akli ACHABOU
- LA COLLABORATION ENTRE CONCURRENTS POUR GÉRER LE BIEN COMMUN : LE CAS DES ENTREPRISES DE COLLECTE ET DE STOCKAGE DE CÉRÉALES D'ALSACE
Par Mourad HANNACHI, François-Christophe COLÉNO et Christophe ASSENS
- LES INDICATIONS GÉOGRAPHIQUES PROTÉGÉES (IGP) ET LA GRANDE DISTRIBUTION : UNE ANALYSE DU RÉSEAU DU PRUNEAU D'AGEN
Par Marie CARPENTER et Stéphanie PETZOLD
- LES RELATIONS ENTRE LA PRODUCTION ET LA DISTRIBUTION : LE CAS DU PARTAGE DE LA VALEUR AJOUTÉE DANS LA FILIÈRE LAITIÈRE FRANÇAISE
Par Olivier MEVEL
- DANS LA FABRIQUE DE LA RÉGLEMENTATION
Par Patrice DEVOÛ, Daniel FIXARI et Michel NAKHLA
- L'INFLUENCE DU CRITIQUE AMÉRICAIN ROBERT PARKER DANS L'UNIVERS DU VIGNOBLE BORDELAIS
Par Jérôme BARTHÉLEMY
- LE CLIMAT D'INVESTISSEMENT EN ÉGYPTÉ – LES CONDITIONS D'UNE RÉFORME DURABLE : INSTITUTIONS, OU RELATIONS ?
Par Hèla YOUSFI
- PRESCRIRE LA SURETÉ, NÉGOCIER L'EXPERTISE
Par Grégory ROLINA
- Emmanuel COBLENCE
MUSÉE MODESTE, MUSÉE MODERNE ?
À propos du livre de Robert R. Janes, *Museums in a Troubled World. Renewal, irrelevance or collapse ?*
- Dominique JACQUET
FINANCE SERVANTE OU FINANCE TROMPEUSE ?
À propos du livre de Paul Dembinski, *Finance servante ou finance trompeuse ?*
- Pascale de ROZARIO
LA GESTION EN CONTEXTE INTERCULTUREL
Approches, problématiques, pratiques et plongées
À propos du livre ainsi intitulé d'Eduardo Davel, Jean-Pierre Dupuis et Jean-François Chanlat

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions AGPA-ESKA, Muriel DUBOSQUET, 4, rue Camélinat, 42000 SAINT-ÉTIENNE

Tél. : 04 77 43 26 73 - Fax : 04 77 41 85 04 - muriel.dubosquet@eska.fr <http://www.eska.fr>

☐ Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Gérer & Comprendre septembre 2010 - numéro 101** (ISBN 978-2-7472-1724-8) au prix unitaire de 23 € TTC.

Je joins ☐ un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

☐ un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville

recommandations aux auteurs

CONTEXTE GÉNÉRAL

Les Annales du BTP sont avant tout une revue technique francophone s'adressant à un public d'ingénieurs et de décideurs œuvrant dans les multiples secteurs du BTP au sens le plus large du terme, à savoir la construction, le bâtiment, les travaux publics, l'ingénierie, les infrastructures urbaines et territoriales.

Les grands enjeux sous-tendus dans tout article pouvant paraître dans la revue sont à mettre en regard avec les problématiques d'aujourd'hui, progrès et innovation technologiques, développement économique dans le respect de l'environnement, valorisation des produits de la recherche dans le monde professionnel, défense du secteur de la construction dans l'économie mondiale...

Les auteurs sont invités à prendre en considération ces aspects dans toute leur diversité. Beaucoup d'articles en effet ne manqueront pas de se baser sur une présentation de travaux de recherche, qu'elle soit fondamentale ou appliquée. Néanmoins, à la différence d'une revue scientifique, les Annales attendent de ses contributeurs plus une description exhaustive de l'intérêt que leurs travaux pourraient présenter à la communauté professionnelle qu'une description précise de leur cheminement intellectuel.

Quand un article est le prolongement d'un colloque ou d'une rencontre scientifique, l'auteur devra donc veiller dans la réécriture à ne pas trop détailler sa démarche, mais à montrer l'intérêt de sa recherche pour le lectorat de la revue, en montrant en particulier dans l'introduction et la conclusion quels étaient ses grands objectifs. Il ne s'approfondira pas plus que nécessaire sur l'aspect scientifique, sachant que le lecteur ne sera pas forcément un spécialiste de sa discipline. En un mot l'auteur doit chercher à vulgariser son discours.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

Le texte doit être soumis sous format électronique .doc ou .odt envoyé au rédacteur en chef François BUYLE-BODIN à l'adresse annalessbtp@gmail.com

En cas de refus de transmission pour cause de lourdeur des fichiers, l'auteur pourra envoyer un cédérom à **M. BUYLE-BODIN, rédacteur en chef de la revue Annales du BTP, Polytech'Lille – Université Lille 1, Cité Scientifique, 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex.**

Afin de faciliter la diffusion du savoir, l'éditeur n'exige pas des auteurs une mise en forme particulière de leur article. Aucune contrainte de longueur n'est posée, mais l'idéal est aux alentours de 15 pages en arial 10 inter-ligne simple.

Les unités de mesures et les symboles doivent respecter les règles typographiques internationales.

Il est nécessaire de préciser :

- le titre en français et en anglais ;
- le ou les auteurs : nom, prénom, titres, coordonnées ;
- un résumé de 15 lignes maximum en français et en anglais ;
- les figures et photographies originales peuvent être fournies à part en .eps, .tif ou .jpg. Elles seront publiées en noir et blanc et doivent donc être d'un bon niveau de gris, au moins 400 dpi ;
- une illustration caractéristique de l'article pourra figurer en couleur sur la une de couverture et devra donc être d'une résolution maximale. Ne pas oublier de mentionner les crédits photographiques.

FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

Le rédacteur en chef accuse réception du manuscrit et lance la phase d'approbation. Il s'appuie pour la relecture et la sélection finale des articles sur un comité comprenant des experts reconnus de la profession, ainsi que des membres des conseils scientifiques des principales associations du BTP partenaires des Annales.

Le rédacteur en chef de la revue fait part à l'auteur de la décision de publier ou non le texte, il précise éventuellement les corrections à apporter.

Le rédacteur en chef se charge de la transmission du manuscrit à l'éditeur.

AGPA Editions, 4, rue Camélinat, 42000 Saint-Etienne.

L'auteur recevra gratuitement 10 exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article.

RESPONSABILITÉ & ENVIRONNEMENT

recherches débats actions

SOMMAIRE

« APRÈS COPENHAGUE »

ÉDITORIAL – *BRUNO SAUVALLÉ*

AVANT-PROPOS : Retour sur Copenhague – *BRICE LALONDE*

Texte de l'Accord de Copenhague

La science

Débats et controverses autour du réchauffement climatique – *Jean JOUZEL*

Copenhague : un autre regard – *Paul-Henri BOURRELIER*

Quel futur accord international ?

Un plan d'action pour l'après-Copenhague – *Stéphane HALLEGATÉ*

La grande bifurcation de la conférence de Copenhague – *Olivier GODARD*

Les marchés du carbone après Copenhague – *Joffrey CÉLESTIN-URBAIN*

Les engagements pris à Copenhague et la question de la comparabilité des efforts – *Patrick CRIQUI et Constantin ILASCA*

Les sujets ou thèmes de la négociation

Cent milliards de dollars – *Sandrine de GUIO et Jean-Jacques BARBÉRIS*

Accord de Copenhague : la regrettable absence des soutes internationales – *Marie-Claire LHENRY*

Vers une meilleure prise en compte de la forêt et de l'agriculture dans les politiques climatiques internationales – *Nathalie GUESDON et Pascal BLANQUET*

La diffusion des technologies de lutte contre l'effet de serre vers les économies émergentes. Etat des lieux et leviers possibles – *Matthieu GLACHANT et Yann MÉNIÈRE*

Copenhague et l'adaptation au réchauffement climatique – *Bertrand REYSSET*

Les parties prenantes

Il faut préparer, dès maintenant, l'après-Copenhague ! – *Michel HAVARD*

Après Copenhague. Le point de vue d'un industriel – *Alain CAPMAS*

Copenhague : un séisme politique nécessaire ? Le point de vue du WWF – *Elise BUCKLE*

La quinzième conférence des Parties (COP 15), Copenhague (7-18 décembre 2009) – *Jean-Pierre BOMPARD*

Ce dossier a été coordonné par Pascal DUPUIS



JUILLET 2010
ISSN 1268-4783
ISBN 978-2-7472-1708-8

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions ESKA, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

☐ Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Responsabilité & Environnement juillet 2010 - numéro 59** (ISBN 978-2-7472-1708-8) au prix unitaire de 23 € TTC.

Je joins ☐ un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

☐ un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville



COMMENCEZ DÈS MAINTENANT À APPRENDRE



22 AU 26 MARS
LAS VEGAS ÉTATS-UNIS

Posez ce magazine et allumez votre ordinateur pour visionner des webcasts gratuits de l'industrie. Ils fournissent d'informations pratiques que vous pourrez utiliser immédiatement. L'attente de l'ouverture du salon CONEXPO-CON/AGG 2011 vous paraîtra ainsi moins longue.

Webcasts gratuits d'une valeur de 70 \$ chacun !

Le béton se fissure toujours

Évitez les appels de vos clients en éliminant ce problème récurrent.

Notions de base sur la gestion des projets

Gérez mieux vos projets en améliorant vos compétences de gestion de projets.

Payant : solutions de terrassement général pour des bénéfices importants

Choisissez le bon équipement pour augmenter vos bénéfices.

Meilleures pratiques pour la gestion du parc machines

Avec ces améliorations, économisez de 2 à 5 % sur le budget de maintenance de votre parc machines.

Inscrivez-vous pour les visionner à tout moment sur le site :

<http://www.conexpoconagg.com/intlv>

© 2010 Association of Equipment Manufacturers

