

ISSN : 1270-9840

SÉRIE BIMESTRIELLE N° 4/2014

(anciennement : *Annales de l'I.T.B.T.P.*,
Revue créée en 1948)

JUIN 2014

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

Fabrice GATUINGT

(ENS Cachan)



Président du CA

Christophe PETIT, président du conseil scientifique

Hélène CARRÉ (université de Pau),
chargée du prix jeunes

chercheurs René Houpert

Représentant le LCPC

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

Représentant l'Union des Ingénieurs et Scientifiques Francophones UISF

Elie ABSI, président

Relations internationales

Zoubeir LAFHAJ, École Centrale de Lille

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@wanadoo.fr

PUBLICITÉ - À la rédaction

IMPRESSION :

sommaire

éditorial

La technique française du béton – congrès fib Mumbai 2014

Recherche et Innovation

La station d'épuration des Grésillons : un exemple d'utilisation de la 3D et de l'évolution réglementaire 8

« Grésillons » used water-treatment center : an example of 3D-use and of the rules evolution

Benoît SAUNIER, Solène SAPIN

Évaluation du gain de durabilité apporté par l'utilisation d'un procédé de nappe de coffrage drainante pour un béton en site maritime 18

Evaluation of the gain of durability provided by the use of a controlled permeability formliner for concrete in maritime site

Benoit THAUVIN, Nicolas ROUXEL, Stéphane PASQUIET

Tunnels et structures souterraines

Tunnels du port de Miami 28

Port of Miami Tunnels

Roger B. STORRY, Christopher FESQ, Yan TAIBI, Pierre PASCUAL,
Louis BRAIS, Pascal DENIS, Philippe BOURDON

Bâtiments et structures industrielles

La Tour Majunga à Paris La Défense 39

The Majunga Tower in Paris-La Défense

Evelyne OSMANI

Terminal GNL de Dunkerque : Conception des réservoirs 49

Dunkerque LNG Terminal : Tanks design

Louis MARRACCI, Brahim DJESSAS, Anthony SCARAMOZZINO

Grands projets et structures innovantes

Les viaducs du projet Gautrain 62

Gautrain project viaducts

Valéry PREMAUD, Louis MARRACCI

Un pont extradossé en béton précontraint : Le pont de Keong An (Corée) ..

An extradosed prestressed concrete bridge: Keong An bridge (Korea)

Serge MONTENS, Mohamed AKRAA

Pont-passerelle du Mont-Saint-Michel : réalisation d'un pont semi-intégral dans un cadre d'exception

Jetty to Mont-Saint-Michel: Construction of a semi-integral bridge in a exceptional site

Andreas KEIL, Michael ZIMMERMANN, Pierre-Yves OLLIVIER

Articles proposés par des ingénieurs français sur une problématique liée aux ouvrages

Le mystère de la précontrainte bruyante de certains viaducs anciens enfin perçue ! 92
The mystery of the noise of some old prestressed concrete bridges now cleared up
Pierre TROUILLET, John DUMOULIN, Pierre BARRAS, Dominique COCHET,
Angel BARREU, Laurent FRITZ, Pierre ROENELLE, Michel DAUVILLIERS

Articles proposés par des chercheurs étrangers francophones et revus par le comité de rédaction

Contribution à l'évaluation d'ouverture des fissures dans les éléments
en béton armé..... 102
Contribution to the evaluation of the opening of cracks in concrete elements
M. SAAD, Y. BOUAFIA, M. S. KACHI

abstracts — résumés	4
annonces de colloques	116
bulletin d'abonnement	2
recommandations aux auteurs	127



Photos de couverture : les auteurs
Crédits photos : les auteurs



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 2014 (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 249 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 300 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 311 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 358 € |

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

* 4/2014

LISTE DES ANNOUNCEURS

ANNALES DES MINES : 2^e et 3^e de couverture
CONEXPO-CON/AGG 2014 4^e de couverture
ANNONCES DE COLLOQUES :

éditorial

Chères lectrices, chers lecteurs,

Après le numéro triple consacré au diagnostic des ouvrages en béton, et qui était une première en tant que publication associée à un colloque, nous reprenons le cours normal de parution de la revue.

Normal, enfin presque, car ce numéro 4 est essentiellement l'occasion d'illustrer la *French Technology of Concrete*, la **Technique Française du Béton**, en vous proposant une sélection d'articles présentés à l'occasion du 4th International *fib* Congress, qui a eu lieu à MUMBAI en février dernier.

Ces articles ont été rassemblés par notre partenaire l'AFGC qui est le correspondant français de la *fib*, la *Fédération Internationale du Béton*. Merci à Jocelyne Jacob, secrétaire générale de l'AFGC pour la mise à disposition des articles et à Bruno Godard, présent de son comité des affaires générales pour sa sélection.

Les articles ont été rédigés en français **et** en anglais, et assemblés sur deux colonnes, ce qui est également une première pour les Annales

Encore merci à l'AFGC et la *fib*.



Association Française
de Génie Civil

<http://www.afgc.asso.fr>



<http://www.fib-international.org>

Le rédacteur en chef,
François BUYLE-BODIN

résumés — abstracts

LA STATION D'ÉPURATION DES GRÉSILLONS : UN EXEMPLE D'UTILISATION DE LA 3D ET DE L'ÉVOLUTION RÉGLEMENTAIRE

Benoît SAUNIER, Solène SAPIN
BOUYGUES Travaux Publics

5 ans après avoir livré la station d'épuration des Grésillons (Yvelines, France), Bouygues Travaux Publics vient de réaliser l'extension de l'usine existante, dite Grésillons 2. L'objectif de cette extension est de tripler la capacité de traitement de l'usine existante, pour atteindre les 300000m³ d'eau traitée par jour. Ce projet consiste en la réalisation d'une trentaine de bâtiments qui se font tous en parallèle, dont une partie est enclavée dans l'usine existante.

15 mois de travaux de Génie Civil ont été nécessaires pour couler les quelques 90000 m³ de béton et ainsi ériger l'ensemble des bâtiments. Près de 900 personnes ont été mobilisées sur site, jusqu'à 18 grues à tour ont été installées, et 11000 tonnes de ferraillage ont été mises en œuvre. Un de ces bâtiments, dénommé le Biostyr, représente à lui seul 38000 m³ de béton. L'étude de ce bâtiment hors-normes (300 m de long pour 47 m de large) a permis de nous développer autour de 2 axes :

- La mise en place d'une « Maquette Numérique » 3D.
- Une étude comparative entre les règlements à appliquer (BAEL et Fascicule 74) et la nouvelle Réglementation à venir que constitue l'Eurocode 2.

« GRÉSILLONS » USED WATER-TREATMENT CENTER : AN EXAMPLE OF 3D-USE AND OF THE RULES EVOLUTION

5 years after delivering the WWTP Grésillons (Yvelines, France), Bouygues Travaux Publics has just completed the expansion of the existing plant, called Grésillons 2. The purpose of this extension is to triple the processing capacity of the existing plant to meet 300000m³ of treated water per day. This project involves the construction of thirty buildings, part of which is enclosed in the existing plant. 15 months of civil works were needed to pour some 90000 m³ of concrete and erect all the buildings. Nearly 900 people were mobilized on site, up to 18 tower cranes have been installed, and 11,000 tons of steel reinforcement were implemented. One of these buildings, called the “Biostyr”, represents on his own 38000 m³ of concrete. The study of this non-standard building (300 m long and 47m wide) allowed us to develop around two axes:

- The establishment of a 3D “Digital Mockup”.*
- A comparative study of the french design rules (BAEL and Fascicule74) with the new european “Eurocode 2” rules.*

ÉVALUATION DU GAIN DE DURABILITÉ APPORTÉ PAR L'UTILISATION D'UN PROCÉDÉ DE NAPPE DE COFFRAGE DRAINANTE POUR UN BÉTON EN SITE MARITIME

Benoit THAUVIN – CETE Ouest, Nicolas ROUXEL, Stéphane PASQUIET - CETMEF

L'objectif d'une nappe de coffrage drainante (ou nappe de coffrage à perméabilité contrôlée) est d'améliorer les caractéristiques de la peau du béton. Dans la pratique, le procédé

est mis en œuvre sur les panneaux de coffrage préalablement au coulage du béton. En augmentant la compacité superficielle du béton par drainage de l'eau en excès, ce procédé doit améliorer la durabilité du béton armé vis-à-vis de la corrosion des armatures. L'utilisation d'un tel procédé pourrait donc permettre d'augmenter la durée de vie des structures maritimes en béton armé en améliorant les propriétés de peau du béton et en ralentissant la pénétration des chlorures à l'origine de la corrosion.

La présente étude, réalisée à la demande du CETMEF, a pour objectif de qualifier et de quantifier le gain de durabilité apporté par l'utilisation d'une nappe de coffrage drainante. Elle s'appuie sur l'évaluation d'indicateurs de durabilité et de témoins de durée de vie. L'expérimentation repose sur la réalisation d'essais de caractérisation sur des corps d'épreuves confectionnés en utilisant un procédé de nappe de coffrage à perméabilité contrôlée.

Un dispositif dit de “vieillissement accéléré” par cycle de marnage artificiel en piscine a ainsi été conçu pour accélérer la pénétration des chlorures et ainsi évaluer l'impact du procédé de nappe de coffrage sur ce processus de pénétration. L'expérimentation a duré 454 jours. Le système de marnage a permis d'accélérer le phénomène de pénétration des chlorures. Au terme de l'expérimentation, on a observé des concentrations en chlorures plus faibles dans l'enrobage des corps d'épreuves réalisés avec le procédé de nappe de coffrage drainante. L'étude montre aussi que l'utilisation d'un tel procédé a une influence sensible sur les indicateurs de durabilité et les témoins de durée de vie.

L'ensemble des résultats tendent à montrer que l'impact du procédé sur les propriétés du béton concerne l'enrobage sur une profondeur comprise entre 1 et 2 cm

EVALUATION OF THE GAIN OF DURABILITY PROVIDED BY THE USE OF A CONTROLLED PERMEABILITY FORMLINER FOR CONCRETE IN MARITIME SITE

The purpose of a controlled permeability formliner is to improve the characteristics of concrete skin. In practice, the method is implemented on the shuttering prior to the pouring of concrete. By increasing the surface compactness of concrete within drainage of excess water, this process should improve the durability of reinforced concrete relative to the reinforcement corrosion. The use of such a process would therefore serve to increase the service life of reinforced concrete marine structures by improving the properties of concrete and slowing skin chloride penetration causing corrosion.

This study, conducted at the request of CETMEF, aims to qualify and quantify the gain of sustainability provided by the use of a controlled permeability formliner. It is based on the evaluation of durability indicators and monitoring parameters. The experiment is based on the achievement of characterization tests on the tests specimens made using a a controlled permeability formliner.

A device called a “accelerated aging” by cycle of artificial tidal in a pool has been designed to accelerate the penetration of chlorides and thus assess the impact of controlled permeability formliner in the process of chloride penetration. The experiment lasted 454 days. The tidal system has accelerated the phenomenon of chloride penetration. At the end of the

experiment, we observed lower concentrations of chloride in the concrete cover of trials carried out with controlled permeability formliner. The study also shows that the use of such a process has a significant impact on durability indicators and monitoring parameters.

The overall results suggest that the impact of this process on the properties of concrete concern the concrete cover to a depth between 1 and 2 cm.

TUNNELS DU PORT DE MIAMI

Roger B. STORRY, Christopher FESQ, Yan TAIBI, Pierre PASCUAL, Louis BRAIS, Pascal DENIS, Philippe BOURDON

BOUYGUES Travaux Publics

Bouygues Travaux Publics réalise, pour le compte de l'État de Floride, la construction des deux premiers tunnels routiers de grand diamètre dans une zone bien connue pour la difficulté de sa géologie. Après avoir fait face à de fortes contraintes environnementales nécessitant l'obtention de plus de 40 permis différents, Bouygues Travaux Publics a mis en œuvre un ensemble de techniques innovantes pour les soutènements provisoires, les techniques de confortement des sols, le lancement du tunnelier, son retourne, et les modes de creusement du tunnelier. Ce projet a nécessité non seulement la mise en œuvre de béton spécifique respectant ainsi les critères de durabilité de 150 ans, mais aussi l'installation d'un double niveau de protection au feu; passive pour protéger la structure, active pour limiter le développement du feu et permettre l'accès des services de secours. Dans un contexte législatif et normatif bien spécifique, Bouygues-Travaux-Publics a, à bien des égards, réalisé un première aux États-Unis en alliant à la structure une architecture originale signée d'un grand cabinet.

PORT OF MIAMI TUNNELS

Bouygues Travaux Publics has been appointed by the Florida Department of Transportation to design and build the first two large tunnels in the Biscayne Bay, an area well known for its particularly challenging ground conditions. After having dealt with more than 40 different environmental permits, Bouygues Travaux Publics implemented a panel of innovative techniques to overcome the various challenges of the Project, among which the lateral supports for the required deep excavations, the ground treatments necessary for the tunnel boring machine (TBM) operations, the launching and retrieval of the TBM and the TBM operations modes. In addition, the various specifications of the Project lead to develop a unique concrete mix to comply with the 150 years durability requirements, to install a passive fire protection system, and coordinate the tunnel systems and operations with the relevant authorities and emergency services in order to build and operate these tunnels in a safe and reliable environment. In the specific legal and normative context of the State of Florida, Bouygues Travaux Publics is currently completing a tunneling project, which, in many instances, represents a "one of a kind" and deserved a specific architectural treatment to emphasize Bouygues know-how.

LA TOUR MAJUNGA À PARIS LA DÉFENSE

Evelyne OSMANI

EIFFAGE Construction

La Tour Majunga, située dans le quartier d'affaires de Paris-La-Défense et conçue par l'architecte Jean-Paul Viguier pour le compte d'Unibail-Rodamco est un immeuble de bureaux de plus de 200 m de haut. Outre les spécificités architecturales et énergétiques du bâtiment, le chantier, lancé en janvier 2011,

comporte des particularités liées à l'incidence de l'exploitation de carrières au niveau du socle de la Tour, à la gestion des déplacements des avoisinants et de la cuvette de tassements du radier de fondation. La Tour Majunga se distingue essentiellement par sa conception structurelle et par le système de fondations adapté aux contraintes du projet.

THE MAJUNGA TOWER IN PARIS-LA DÉFENSE

The Majunga Tower, located in Paris-La Defense Business Centre and designed by architect Jean-Paul Viguier on behalf of Unibail-Rodamco is an office building more than 200 m high. Besides the building architectural and energy specificities, the building site, started in January 2011, includes particular characteristics in relationship with the impact of exploited quarry mining at the level of the base course of the tower, with the management of surrounding buildings settlements and of the table settlement of the foundation raft of the tower. The Majunga tower mainly differs from usual construction with its structural design and with the foundation system adapted to the project requirements.

TERMINAL GNL DE DUNKERQUE : CONCEPTION DES RÉSERVOIRS

Louis MARRACCI, Brahim DJESSAS,
Anthony SCARAMOZZINO
BOUYGUES Travaux Publics

Le consortium composé d'Entrepôse Projets et Bouygues Travaux Publics a remporté l'appel d'offres lancé par Dunkerque LNG, filiale d'EDF, pour concevoir et construire les trois réservoirs cryogéniques de stockage de GNL (gaz naturel liquéfié) du terminal méthanier de Dunkerque dans le nord de la France. Chacun des réservoirs a une capacité nette de 190.000 m³. Leurs principales dimensions sont un diamètre de 91 m et une hauteur de 50 m. Ils comptent parmi les plus grands réservoirs à intégrité totale au monde, constitués d'un réservoir interne en acier à 9 % de nickel qui contiendra le GNL à une température de -163 °C, grâce à un système d'isolation composé de perlite, fibre de verre, etc., et d'une structure de béton extérieure (voile en béton précontraint, radier et dôme en béton armé). Bouygues Travaux Publics construit les structures en béton et réalise l'amélioration des sols. La construction de la structure en béton a commencé au début de 2012 et est presque terminée à ce jour. Un tel projet permet d'aborder des enjeux structurels majeurs tels que la géotechnique, le séisme ainsi que l'étude de situations accidentelle très spécifiques.

DUNKERQUE LNG TERMINAL : TANKS DESIGN

The consortium composed of Entrepôse Projets and Bouygues Travaux Publics has won a tender held by Dunkerque LNG, subsidiary of EDF, to design and build the three cryogenic LNG (liquefied natural gas) storage tanks of methane terminal of Dunkerque (Dunkirk) in Northern France. Each of the tanks has a working capacity of 190.000 m³. Their main dimensions are 91 m in diameter and 50 m height. They are among the largest "full containment tanks" built in the world, composed of an internal 9% Nickel steel inner tank which will contain the LNG at a temperature of -163°C, thanks to an insulation system composed of perlite, foamglas, fiberglass, etc..., and of an outer concrete structure (prestressed wall, reinforced dome and raft). Bouygues Travaux Publics builds the concrete structures and carry out the soil improvement. Construction of the concrete structure started at the beginning of 2012 and is almost completed at this time. Such project allows dealing with major structural design issues such as the geotechnical engineering, seismic analysis and as well the analysis of very specific accidental situations.

LES VIADUCS DU PROJET GAUTRAIN

Valéry PREMAUD, Louis MARRACCI
BOUYGUES Travaux Publics

Le projet Gautrain est un des plus importants projets jamais réalisé par Bouygues Travaux Publics. Il s'agit de développer, concevoir et construire, exploiter et maintenir un système de transport rapide de 77 km. Sur les 77 kilomètres de ligne que compte le projet Gautrain, une place particulière est faite aux viaducs avec pas moins de 13 ouvrages. Ils se décomposent ainsi :

- 2 viaducs à poutres précontraintes,
- 2 viaducs construits selon la méthode des encorbellements successifs avec voussoirs coulés en place,
- 9 viaducs réalisés avec des voussoirs préfabriqués,

Les tabliers comportent deux voies ferroviaires pour accueillir le futur train Electrostar. Les longueurs des ouvrages vont de 174 m (Viaduc 02) à 3278m (Viaduc 5c). La longueur cumulée de tous les viaducs est d'environ 10 km. Les 2 Viaducs V5b (John Vorster) et V5d (Jean Avenue), coulés en place assurent le franchissement avec un très fort biais de 2 importantes autoroutes assurant la liaison entre Johannesburg et Pretoria. Les plus grandes travées de ces 2 ouvrages sont de 110 m (John Vorster) et 121 m (Jean Avenue).

GAUTRAIN PROJECT VIADUCTS

The Gautrain Rail project is one of the most important projects ever developed and built by Bouygues Travaux Publics. It consists of developing, designing, constructing, operating and maintaining a 77km long railway line. On the 77 km Gautrain project tracks, particular emphasis is given to the viaducts with no less than 13 viaducts:

- 2 viaducts with prestressed beams
- 2 cast in situ concrete balanced cantilever viaducts
- 9 precast segments viaducts

Decks have two railways for the future train Electrostar. The lengths of these viaducts range from 174 m (Viaduct 02) to 3278 m (Viaduct 5c). The total length of all viaducts is about 10 km.

The 2 cast in situ concrete balanced cantilever viaducts V5b (John Vorster) and V5d (Jean Avenue) ensure the crossing of two major highways between Johannesburg and Pretoria with a strong skew angle. The largest spans of these two bridges are 110 m (John Vorster) and 121 m (Jean Avenue).

UN PONT EXTRADOSSÉ EN BÉTON PRÉCONTRAINTE : LE PONT DE KEONG AN (CORÉE)

Serge MONTENS, Mohamed AKRAA
SYSTRA

En 2001, SYSTRA a collaboré avec l'entreprise Hyundai (HDEC) et le bureau d'étude Dong Il Engineering pour la réponse à un appel d'offres conception-construction pour l'autoroute Songnam-Janghowon en Corée. Le pont principal sur cette autoroute est le pont de Keong An. Ce pont a trois travées: 70 – 130 – 70 m. Le tablier a 30 m de largeur. Il supporte trois voies dans chaque direction. Pour des raisons esthétiques, une nappe centrale a été choisie pour les câbles extradossés. Du fait de la travée modérée (130 m), il n'est pas nécessaire de donner une épaisseur variable au tablier. Le tablier est ainsi plus facile à construire. Le tablier est précontraint longitudinalement par :

- des câbles de fléau intérieurs placés dans le houïdis supérieur (12T15),

- des câbles éclisses intérieurs placés dans le houïdis inférieur dans la travée centrale (12T15),
- des câbles de continuité extérieurs dans les travées centrale et latérales (19T15), qui sont ancrés près des bossages d'ancre des câbles extradossés.

Les câbles de précontrainte extérieure sont déviés par des diaphragmes. Il y a sept câbles extradossés de part et d'autre des pylônes, espacés de 5 m au niveau du tablier, en configuration de semi-éventail, déviés sur les pylônes par des selles. Des selles ont été utilisées à la place de doubles ancrages dans les pylônes, car c'est plus économique, et cela permet de réaliser des pylônes plus minces. Les câbles extradossés sont réglables (leur tension peut être modifiée durant la vie de la structure) et remplaçables. Les forces non équilibrées de part et d'autre du pylône sont transmises au pylône par l'intermédiaire d'anneaux en acier soudés aux tubes métalliques intérieurs. Les piles principales sont constituées par un fût central cylindrique de 5 m de diamètre à la base, deux fûts latéraux inclinés transversalement, et une traverse supérieure. La traverse supérieure est précontrainte par 8 câbles 19T15. La construction du pont s'est terminée en 2013.

AN EXTRADOSED PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE: KEONG AN BRIDGE (KOREA)

In 2001, SYSTRA worked with Hyundai Engineering & Construction Co. (HDEC) and Dong Il Engineering company, in order to answer a turnkey design and construction competition for the Songnam-Janghowon highway project in Korea. The main bridge on this highway is the Keong An bridge. SYSTRA designed an extradosed prestressed concrete bridge to cross the river. This bridge has three spans: 70 – 130 – 70 m. The deck is 30 m wide. It carries three lanes in both directions. A central plane was chosen for the extradosed cables, for aesthetic reasons. Due to the moderate span (130 m), it is not necessary to have variable depth for the deck. The deck is then easier to build. The deck is longitudinally prestressed by:

- cantilever internal tendons placed in the top slab (12T15),
- continuity internal tendons placed in the bottom slab in the central span (12T15),
- continuity external tendons placed in the main and side spans (19T15), which are anchored next to the extradosed cables concrete anchorage blocks.

External prestressing cables are deviated by diaphragms. There are seven extradosed cables on both sides of the pylon, spaced 5 m at deck level in a semi-fan configuration, and deviated in the pylons through steel saddles. Saddles have been used instead of double anchorages in the pylons, because it is more economical, and it allows designing a more slender pylon. The extradosed cables are adjustable (their tension can be adjusted during service life) and replaceable. Unbalanced extradosed cables forces on both sides of the pylon are transmitted to the pylon through steel rings welded to the internal steel pipes.

Main piers are made of a central circular shaft, 5 m diameter at the base, two transverse inclined shafts and a pier cap. The pier cap is prestressed with 8 x 19T15 tendons. The bridge construction was finished in 2013.

PONT-PASSERELLE DU MONT-SAINT-MICHEL : RÉALISATION D'UN PONT SEMI-INTÉGRAL DANS UN CADRE D'EXCEPTION

Andreas KEIL, Michael ZIMMERMANN,
Pierre-Yves OLLIVIER
SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER

Un pont-passerelle d'environ 750 m est en cours de construction dans la baie du Mont-Saint-Michel pour relier la « Merveille » au

continent. Cet ouvrage fait partie de la vaste opération visant à rétablir le caractère maritime et insulaire du Mont-Saint-Michel, l'un des sites touristiques les plus visités en France. Afin de satisfaire aux différentes contraintes du site, le groupement de maîtrise d'œuvre Dietmar Feichtinger Architectes / Schlaich Bergermann und Partner a proposé un pont semi-intégral mettant en avant les nombreux atouts du matériau béton pour sa réalisation :

- des fondations profondes en béton dans lesquelles viennent s'encastrer, à 7 m sous le niveau du terrain naturel, des poteaux métalliques, et ce, sans réalisation de fouilles.
- un encastrement du tablier mixte dans les culées en béton
- une solution efficace de préfabrication-clavetage pour la partie béton du tablier

L'article s'attachera à :

- décrire les contraintes du site déterminantes pour l'élaboration du concept structural global
- décrire les atouts du matériau béton mis en avant dans la conception de ce pont
- illustrer l'exécution des éléments béton de l'ouvrage.

JETTY TO MONT-SAINT-MICHEL: CONSTRUCTION OF A SEMI-INTEGRAL BRIDGE IN A EXCEPTIONAL SITE

A 750 m long jetty is being built in the Bay of Mont Saint Michel to link the Wonder to earth. This bridge is part of the vast restoring operation of the Mont Saint Michel's maritime character, one of the most visited sites in France. To fulfil all the requirements of the site, the team of Dietmar Feichtinger Architectes and schlaich bergermann und partner proposed a semi-integral bridge that takes advantage of the concrete properties for its construction:

- deep foundations in which steel columns are built-in, 7 m below the ground level, without any excavation
- a built-in connection between the bridge deck and the abutments
- an efficient prefabricating and keying-in system for the concrete of the bridge deck

The article deals with:

- The description of the constraints of the site that have led to the global structural concept
- The description of the advantages of using concrete for the design of this bridge
- The illustration of the elements in concrete of the bridge

LE MYSTÈRE DE LA PRÉCONTRAINTE BRUYANTE DE CERTAINS VIADUCS ANCIENS ENFIN PERCE !

Pierre TROUILLET, John DUMOULIN, Pierre BARRAS, Dominique COCHET, Angel BARREU, Laurent FRITZ, Pierre ROENELLE, Michel DAUVILLIERS
CEREMA

Lors de l'inspection de plusieurs viaducs autoroutiers anciens il est possible d'entendre des craquements au droit d'ancrage de précontrainte lors du passage de véhicules. Les coordonnées d'un site Internet donnant des échantillons de ce phénomène rare sont données. Ces ouvrages sont tous dotés du même système de précontrainte.

Différents essais cognitifs ont été réalisés en laboratoire ainsi que sur différents viaducs pour comprendre l'origine des émissions acoustiques (gammographies, accélérométrie, mesures de déformations, mesures de déplacements, relevés acoustiques..). Certains essais ont été refaits 35 ans après. L'origine des bruits est maintenant localisée et leur cause comprise. Ils sont liés à une disposition constructive inappropriée. La fatigue des fils de précontrainte ne peut être exclue. Le renfort par précontrainte additionnelle nécessaire pour d'autres raisons conduit à supprimer durablement les émissions.

THE MYSTERY OF THE NOISE OF SOME OLD PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES NOW CLEARED UP

During the inspection of different prestressed concrete motorway bridges, some cracks near the anchorage of prestressed units could be heard. An internet site gives samples of those rare noises which could be heard on a viaduct. Those bridges are all equipped with the same type of prestressed units. Various tests in laboratory but also on site, such as radioscopy, measurement of displacement, strains and accelerations, had been undertaken to understand the reasons and causes for such noises. Some of those tests have been undertaken 35 years after the first test. The source of the noises had now been localised and their causes are known. We noticed that as the strands could be submitted to fatigue, it has to be taking into consideration. The reinforcement of the viaducts by external cables (needed for other reasons too) leads to the long-term ending of the issue.

CONTRIBUTION À L'ÉVALUATION D'OUVERTURE DES FISSURES DANS LES ÉLÉMENS EN BÉTON ARMÉ

M. SAAD, Y. BOUAFIA, M. S. KACHI

Université Mouloud Mammeri, Laboratoire LaMoMS, Département de génie civil, BP 17, Tizi-Ouzou 15000, Algérie

A l'état limite de service (ELS), les éléments en béton armé sont vérifiés vis-à-vis de l'ouverture des fissures et des déformations limites. Dans cette étude, on utilise l'allure de la courbe adhérence-glissolement entre l'acier et le béton proposée par le comité européen de béton pour estimer les ouvertures de fissures. Des relations couvrant les différentes phases de cette loi sont établies et des méthodes de calculs sont proposées. En fonction des caractéristiques des deux matériaux (acier et béton), les largeurs des fissures sont calculées pendant et après la phase de propagation.

CONTRIBUTION TO THE EVALUATION OF THE OPENING OF CRACKS IN CONCRETE ELEMENTS

At the serviceability limit state (SLS), the reinforced concrete elements are checked to the crack width and deformation limits. In this study, we use the shape of the curve-slip adhesion between steel and concrete proposed by the European Committee for Concrete to estimate the crack openings. Relations, covering the different phases of this law, are established and methods of computation are proposed. According to the characteristics of both materials (steel and concrete), crack widths are calculated during and after the propagation phase.

LA STATION D'ÉPURATION DES GRÉSILLONS : UN EXEMPLE D'UTILISATION DE LA 3D ET DE L'ÉVOLUTION RÉGLEMENTAIRE

« GRÉSILLONS » USED WATER- TREATMENT CENTER : AN EXAMPLE OF 3D-USE AND OF THE RULES EVOLUTION

Benoît SAUNIER – Solène SAPIN
Bouygues Travaux Publics – Bureau d'Etudes

1. INTRODUCTION

5 ans après avoir livré la station d'épuration des Grésillons (Yvelines, France), Bouygues Travaux Publics vient de réaliser l'extension de l'usine existante, dite Grésillons 2. L'objectif de cette extension est de tripler la capacité de traitement de l'usine existante, pour atteindre les 300 000m³ d'eau traitée par jour.

Ce projet consiste en la réalisation d'une trentaine de bâtiments qui se font tous en parallèle, dont une partie est enclavée dans l'usine existante.

15 mois de travaux de Génie Civil ont été nécessaires pour couler les quelques 90000m³ de béton et ainsi ériger l'ensemble des bâtiments. Près de 900 personnes ont été mobilisées sur site, jusqu'à 18 grues à tour ont été installées, et 11000 tonnes de ferraillage ont été mises en œuvre.

1. INTRODUCTION

5 years after delivering the WWTP Grésillons (Yvelines, France), Bouygues Travaux Publics has just completed the expansion of the existing plant, called Grésillons 2. The purpose of this extension is to triple the processing capacity of the existing plant to meet 300 000m³ of treated water per day.

This project involves the construction of thirty buildings, part of which is enclosed in the existing plant.

15 months of civil works were needed to pour some 90000m³ of concrete and erect all the buildings. Nearly 900 people were mobilized on site, up to 18 tower cranes have been installed, and 11,000 tons of steel reinforcement were implemented.

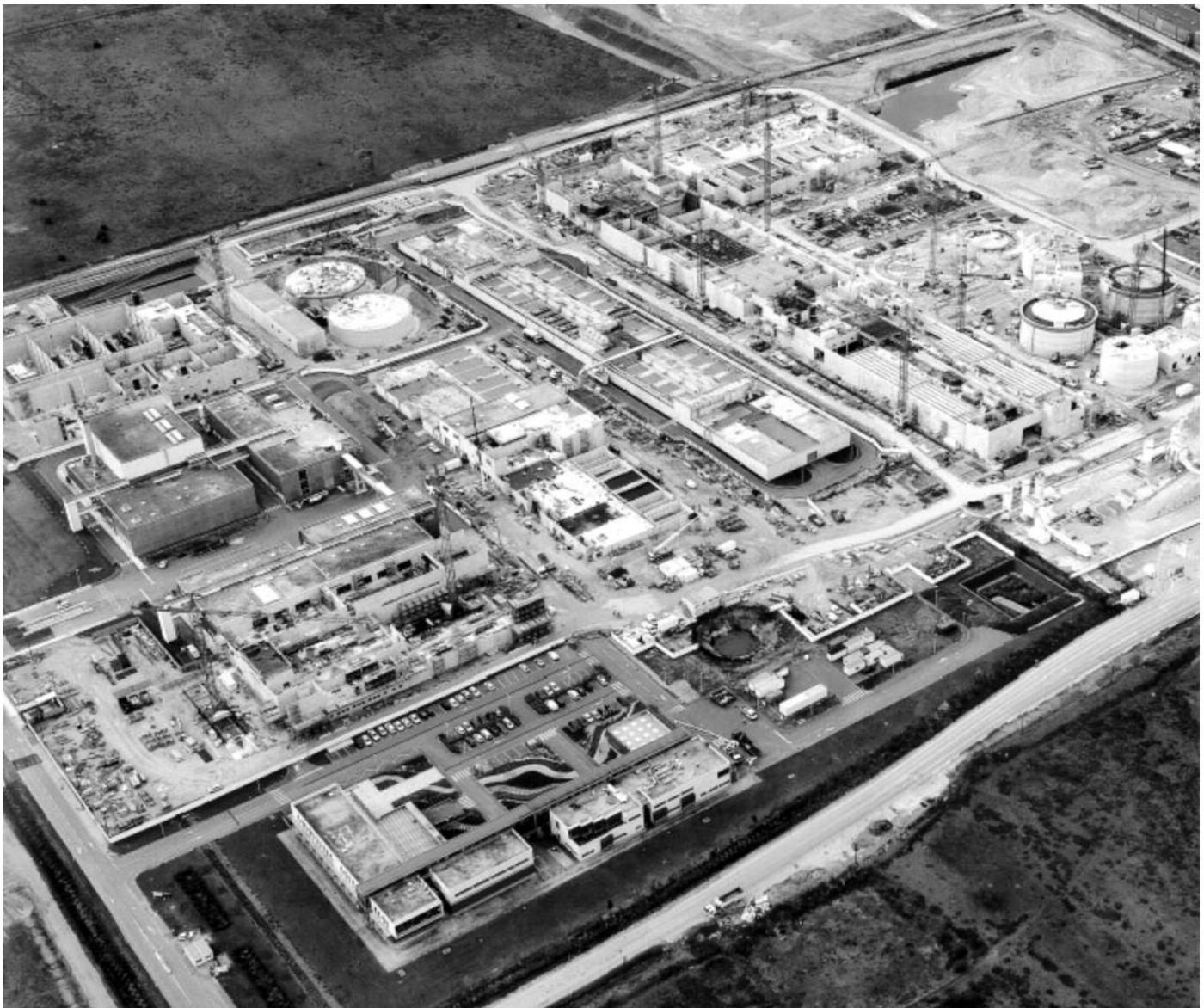


Figure 1 : Vue aérienne du chantier.

Un de ces bâtiments, dénommé le Biostyr, représente à lui seul 38000m³ de béton. L'étude de ce bâtiment hors-normes (300m de long pour 47m de large) a permis de nous développer autour de 2 axes :

- La mise en place d'une « Maquette Numérique » 3D.
- Une étude comparative entre les règlements à appliquer (BAEL et Fascicule 74) et la nouvelle Réglementation à venir que constitue l'Eurocode 2.

2. MISE EN PLACE D'UNE MAQUETTE NUMERIQUE 3D

Dès le démarrage de la phase APD, un modèle AUTOCAD 3D du Biostyr a été créé, à partir des « Plans Charges Enveloppes » émis par le Process (Société OTV), plans définissant la fonctionnalité de l'ouvrage. Ce modèle, mis à disposition de l'ensemble de l'équipe Etudes, a permis d'obtenir une représentation géométrique en trois dimensions du bâtiment.

One of these buildings, called the “Biostyr”, represents on his own 38000m³ of concrete. The study of this non-standard building (300m long and 47m wide) allowed us to develop around two axes:

- The establishment of a 3D “Digital Mockup”.*
- A comparative study of the french design rules (BAEL and Fascicule74) with the new european “Eurocode 2” rules.*

2. IMPLEMENTATION OF A 3D DIGITAL MODEL

From the beginning of the Early Detailed Design, a 3D AUTOCAD Model of the Biostyr was created from the “Plans Charges Enveloppes” issued by the Process (Society OTV) defining the functionality of the structure. This model, available to the entire Design team, yielded a three-dimensional geometric representation of the building.

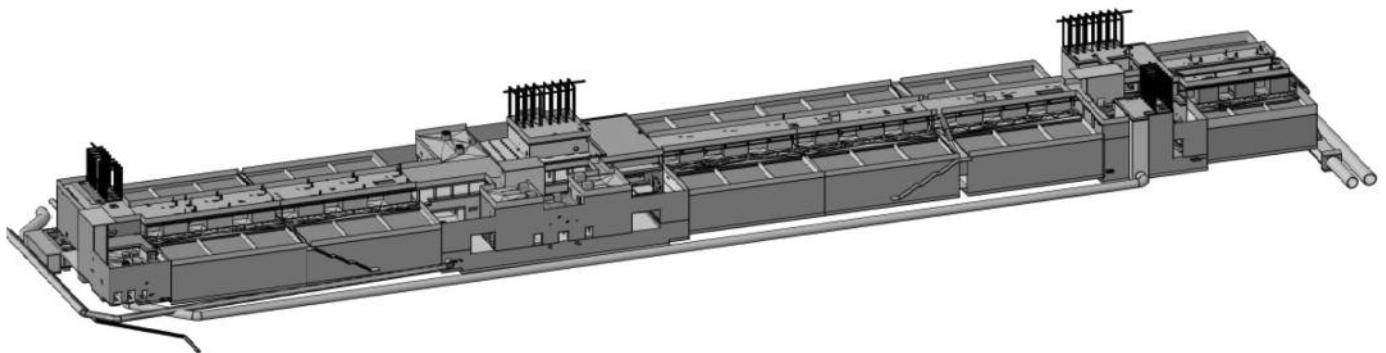


Figure 2 : Maquette numérique 3D du Bâtiment Biostyr.

Grâce à lui, la compréhension de la structure a été grandement facilitée ; en effet, on peut aisément :

- Réaliser des coupes dans n'importe quel plan.
- Imaginer une séquence de construction.
- Enlever des éléments de structure pour mieux visualiser l'intérieur du bâtiment.
- « Parcourir » le bâtiment via une application Autocad.

Son utilisation pendant la phase « APD »

Réalisation des plans d'équarrissage :

La réalisation des plans d'équarrissage en phase APD a été légèrement accélérée par l'utilisation du modèle 3D : en faisant une coupe, on sait récupérer le « fond de plan » d'une vue en plan ou d'une coupe du bâtiment.

Malheureusement, la mise en forme du plan (hachures, style de trait, cotation,...) reste à réaliser comme auparavant. A notre connaissance, il n'existe aucun outil permettant d'effectuer la mise en forme « automatiquement ».

Le gain de temps est donc perceptible mais pas flagrant (de l'ordre de 20% au maximum).

Le calcul des quantités béton et leur dispatching par type de structure (radier, dalles, voiles, poteaux,...) ont été largement facilités par l'existence du modèle 3D.

La passerelle AUTOCAD-ROBOT :

La réalisation du modèle de calcul à partir du modèle AUTOCAD 3D a été testée, mais de nombreuses difficultés sont apparues :

- Le modèle AUTOCAD 3D est constitué d'éléments volumiques ; il faut alors à partir de ces éléments créer un autre modèle qui représente les plans ou axes moyens des différents éléments. Cette transformation n'est pas automatique. Le projeteur et l'ingénieur doivent alors travailler ensemble sur les simplifications à apporter.
- On ne sait pas toujours tout récupérer sur ROBOT simplement, ROBOT étant le logiciel de calculs de structures choisi pour réaliser l'ensemble des études. En effet, à partir du modèle Autocad « simplifié » de la structure, on peut soit importer les contours et recréer les panneaux à partir de ces derniers, soit importer des panneaux à 4 côtés maximum, mais cela suppose un découpage en amont des panneaux.

Thanks to it, the understanding of the structure has been greatly facilitated, in fact, one can easily:

Make drawings from any sectionnal plane.

Imagine a sequence of construction.

Remove elements of structure to better visualize the interior of the building.

“Browse” the building through an Autocad application.

Its use during the early detailed design

Achievement of clipping drawings:

Achieving the clipping drawings was slightly accelerated by using of the 3D model: by making a cut, you may get the background of a plan view or a section of the building. Unfortunately, drawing formating (hatching, line style, quotation, ...) still has to be done as before.

To our knowledge, there is no tool to edit automatically the format.

The time saved is noticeable but not obvious (in the order of 20% maximum).

The calculation of concrete quantities and their dispatching by type of structure (slab, slabs, walls, columns, ...) have been greatly facilitated by the existence of the 3D model.

AUTOCAD-ROBOT bridge:

Making the computational model from the AutoCAD 3D model has been tested, but many problems have emerged:

- *AUTOCAD 3D model consists of volume elements, so a new model that represents the average planes or axes of the different elements has to be created from these elements. This transformation is not automatic. The designer and the engineer must then work together to simplify the model*
- *We do not always know how to simply transfer everything to ROBOT, as ROBOT is the structure calculations software chosen for all studies. Indeed, from the simplified AUTOCAD model of the structure, you can either import the contours and recreate the panels from it or import panels up to 4 sides, but this requires the cutting up of the panels in advance.*

Ces difficultés existent aussi avec ANSYS ou tout autre logiciel de calcul : il faut créer un modèle 3D propre au calcul (modèle simplifié avec modélisation des plans moyens) que l'on exportera, en plusieurs fois si nécessaire afin de « s'y retrouver ».

Les relations avec l'équipe Travaux :

Lors des échanges avec l'équipe Travaux, se matérialisant notamment par des fiches « Question-Réponse », le modèle 3D permet d'obtenir facilement des perspectives, des zooms des zones du bâtiment faisant l'objet de questions.

La vérification des interfaces entre 2 plots adjacents, le choix du tracé des joints Waterstop, ont été facilités avec l'utilisation du modèle 3D.

Son utilisation pendant la phase Exécution

La réalisation des plans de coffrage n'a pas utilisé le modèle 3D ; les projeteurs sont repartis des plans d'équarrissage, et les ont modifiés ou complétés. Le gros handicap du modèle 3D AUTOCAD est qu'il n'y a aucun lien entre la vue 3D et les différentes coupes 2D : si une modification apparaît, il faut modifier à la fois la vue 3D et les vues 2D, d'où la nécessité d'avoir une seule personne qui centralise et réalise les modifications, sinon il y a risque de pertes d'informations.

Des outils comme INVENTOR, permettent, eux, d'avoir un lien entre le 3D et le 2D plus élaboré.

Les plans de ferraillage n'utilisent pas le modèle 3D ; toutefois, l'étude de certains noeuds, de jonctions entre éléments a pu être facilitée par l'existence du modèle 3D.

Malgré tout, le modèle 3D, en y ajoutant la plupart des équipements et notamment les réseaux, a permis de mettre en évidence et de corriger de nombreuses incohérences (croisement de réseaux, réservations non alignées avec les réseaux,...).

Mais l'absence de partage du modèle par les différents intervenants du projet a certainement réduit l'intérêt d'un tel outil de travail.

La mise à jour du modèle 3D a enfin permis de suivre en continu les variations des quantités béton du Biostyr, et à les comparer aux volumes utilisés sur Chantier.

Conclusion sur l'utilisation du Modèle 3D

L'existence du modèle AUTOCAD 3D a clairement facilité la compréhension du Biostyr ; il a également permis de soulever certaines incohérences, d'expliquer certains conflits, et de se faire comprendre facilement auprès des différents intervenants (Process, Méthodes, Travaux).

La réalisation des plans a mis en évidence le manque concernant le lien entre les images 3D et les coupes 2D ; l'habillage des coupes 2D, étape qui prend le plus de temps, n'est pas rendue plus courte par l'utilisation du modèle.

Reste le sujet de la passerelle entre le dessin et le calcul : cette étape ne peut se faire qu'en créant un modèle propre au calcul, avec un travail collaboratif entre le projeteur et l'ingénieur.

These problems also exist with ANSYS or every other calculation software: we must create a 3D calculation model (simplified model with modeling medium shots) and then export, in batches if necessary to "make sense".

Relations with the work team:

While exchanging views with the work team by including Question-Answer" sheets "the 3D model can easily obtain perspectives, zoom of areas of the building that are subjects of many questions.

The verification of the interfaces between two adjacent blocks and the outline Waterstop joints has been facilitated with the use of the 3D model.

Its use during the detailed design

Formwork drawings weren't made by using the 3D model, and craftsmen set off again from the clipping drawings and have them amended or supplemented. The major disadvantage of AUTOCAD 3D model is that there is no link between the 3D view and different 2D sections: if any change appears, you must change both the 3D and 2D views, so you need a single person who centralizes and modifies the drawings, otherwise there is a risk of losing information. With tools like Inventor you have a more elaborate link between 3D and 2D.

Reinforcement drawings aren't drawn by using the 3D model, but the study of some nodes and junctions between elements was facilitated by the existence of the 3D model. Nevertheless, the 3D model, with most of the equipment including networks, helped identifying and correcting many inconsistencies (crossing networks, non-aligned reservations with networks, ...).

But the lack of sharing the model by the various stakeholders of the project has certainly reduced the interest of such a tool.

The update of the 3D model finally allowed monitoring continuously the changes in the quantities of the Biostyr concrete, and comparing them with the volumes used on Site.

Conclusion about 3D Model use

The existence of AUTOCAD 3D model has clearly facilitated the understanding of the Biostyr and has also raised some inconsistencies, explained some conflicts, and made easier the understanding between the various stakeholders (Process, Methods, Work).

Implementing drawings highlighted the lack regarding the connection between the 3D images and 2D sections. The dressing of 2D sections, which is a step that takes most of the time is made shorter by using the model.

The link between drawing and calculation remains as a main subject: this step is only made by creating a clean calculation model, with a collaboration between the designer and the engineer.

Quelques soient les logiciels de calculs et de dessin utilisés, il reste de nombreuses difficultés pour réaliser simplement et rapidement la passerelle entre un modèle 3D et le modèle de calcul.

3. COMPARAISON DES RÈGLEMENTS FASCICULE 74-BAEL ET EUROCODE 2

La mise en place des nouvelles normes de conception que forme l'ensemble des Eurocodes va changer les habitudes de dimensionnement et de vérification des structures béton armé.

Aussi, à travers le projet d'extension de la station d'épuration des Grésillons, il a paru intéressant d'étudier les différences entre le Fascicule 74, règlement qui a été appliqué pour la conception du Biostyr, et le nouveau règlement applicable pour ce type de structures, à savoir l'EUROCODE 2 Partie 3 « Calcul des structures en béton – Silos et réservoirs ».

La comparaison entre ces 2 textes est notamment axée sur l'aspect Maîtrise de la Fissuration, sujet majeur vis-à-vis des ouvrages béton armé où ce matériau doit assurer à lui seul la fonction d'étanchéité de l'ouvrage.

Difference de classification des ouvrages de contenance

Une classification des ouvrages est proposée dans chacune des 2 normes, mais le critère de classification diffère d'une norme à l'autre.

Pour le Fascicule 74, les ouvrages sont classés selon la manière dont l'étanchéité est assurée :

- Classe A : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule.
- Classe B : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation (*enduits ou résines*).
- Classe C : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité, adhérent ou indépendant du support (*membranes, liners*), la structure assurant uniquement une fonction mécanique.
- Classe D : Ouvrages construits à l'aide d'éléments préfabriqués (*joints de construction avec des dispositions particulières*).

Pour l'EC2-3, les ouvrages sont également classés en 4 catégories, mais cette fois en fonction du degré de fuite admissible :

- Classe 0 : Un certain débit de fuite admissible, ou fuite de liquide sans conséquence.
- Classe 1 : Fuites limitées à une faible quantité. Quelques tâches ou plaques d'humidité en surface admises.
- Classe 2 : Fuites minimales. Aspect non altéré par des tâches.
- Classe 3 : Aucune fuite admise.

Ce classement reste qualitatif, aucune valeur de débit admissible n'étant effectivement précisée.

For whatever design software used, there are still many difficulties to quickly and easily create a link between a 3D model and the computational model.

3. COMPARISON BETWEEN FRENCH RULES "FASCICULE 74-BAEL" AND EUROCODE 2

The establishment of new design standards that constitute all the Eurocodes will change design and verification of reinforced concrete structures habits.

Also, through the proposed extension of the WWTP Grésillons, it seemed interesting to study the differences between French rules called "Fascicule 74" which has been applied to the design of Biostyr, and the new rules applicable to this type of structures : Eurocode 2 Part 3 "Calculation of concrete structures - silos and tanks."

The comparison between these two texts is particularly focused on the cracking control aspect, major subject towards the reinforced concrete structures where this material should in itself perform the water tightness function of the structure.

Difference of classification for tanks

A classification of the structures is available in each of the two standards, but the classification criterion differs from one standard to another.

For "Fascicule 74" rule, tanks are classified according to the way of carrying out the water tightness:

- *Class A: projects where water tightness function is carried out by the structure itself.*
- *Class B: projects where water tightness function is carried out by the structure and a waterproof coating.*
- *Class C: projects which are waterproofed by a sealing coating, adhesive or self-support (membrane liners), the structure provides only a mechanical function.*
- *Class D: Structures built using precast elements (construction joints with special provisions).*

For EC2-3 work projects are also classified into 4 categories, but this time according to the degree of allowable leakage:

- *Class 0: an allowable leakage permitted or leakage without any consequence.*
- *Class 1: leaks limited to a small amount. Some stains or plates moisture on surface are allowed.*
- *Class 2: minimum leakage. Appearance unaltered by stains.*
- *Class 3: No leakage allowed.*

This ranking remains qualitative, no value for allowable flow is actually specified.

Pour tenter de comparer les 2 règlements, on peut revenir aux valeurs de débits de fuite admissibles données à l'alinéa c) du §XV.1.1.2 du Fascicule 74 (*chapitre Epreuves et réception des ouvrages*) : 10 jours après le premier remplissage, les fuites sont constatées et on évalue un débit de fuite ; il faut, pour déclarer l'ouvrage recevable, que :

- Le débit de fuite ne dépasse pas les $500 \text{ cm}^3/\text{m}^2$ de paroi mouillée/jour pour un ouvrage de classe A (ou de classe D sans revêtement).
- Le débit de fuite ne dépasse pas les $250 \text{ cm}^3/\text{m}^2$ de paroi mouillée/jour pour un ouvrage de classe B ou C (ou de classe D avec revêtement).

On pourrait alors proposer le parallèle suivant :

- Ouvrage de classe 1 au sens de l'EC2-3 \Leftrightarrow débit de fuite admissible de $500 \text{ cm}^3/\text{m}^2/\text{j}$.
- Ouvrage de classe 2 au sens de l'EC2-3 \Leftrightarrow débit de fuite admissible de $250 \text{ cm}^3/\text{m}^2/\text{j}$.

Pour des ouvrages « courants », la classe 1 pourrait être retenue.

Maitrise de la Fissuration

Concernant les ouvrages de contenance, la fissuration doit être effectivement maîtrisée, et des règles spécifiques doivent être suivies. C'est le but des règlements Fascicule 74 (*par rapport aux règles BAEL ou BPEL*), et EC2-3 (*par rapport aux règles EC2 1-1*).

On rappelle que la fissuration s'étudie à l'ELS.

Le Fascicule 74, au §IV.6.2.2.a, limite la contrainte dans les armatures proches de la face « mouillée » des sections partiellement tendues (flexion composée), et pour l'ensemble des armatures des pièces tendues. Une relation entre le diamètre de l'armature et la contrainte admissible est proposée :

$$\sigma_{lim} = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + \beta \eta, \text{ avec :}$$

- $\alpha=240$ dans le cas d'ouvrages de classe A. Cette valeur peut être augmentée pour les ouvrages de classes B ou C.
- η coefficient de fissuration : =1,60 pour les armatures HA.
- f_{t28} : résistance à la traction du béton : = $0,6+0,06*f_{c28}$.
- ϕ diamètre de l'armature, en mm.
- β : coefficient dépendant de l'agressivité de l'environnement. On retient ici $\beta=30$.

Pour les armatures des pièces partiellement tendues et proches de la face non mouillée (face « sèche »), la contrainte est limitée au critère de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable du BAEL.

Prenons l'exemple d'un béton C40/50 ($f_{c28}=40 \text{ MPa}$) ; on obtient alors les valeurs suivantes (en MPa) :

Diamètre	8	10	12	14	16	20	25	32
Fasc. 74	200 (*)	200 (*)	200	189	179	166	153	141
BAEL FP						250		
BAEL FTP						200		

(*) : C'est le critère de fissuration très préjudiciable qui l'emporte.

To compare the two regulations, we can go back to the values of allowable leakage rates mentioned in paragraph c) of § XV.1.1.2 “Fascicule 74” (Chapter Tests and receipt of items): 10 days after the first filling , leaks are detected and a leakage rate is estimated, it is necessary to declare the project acceptable, that:

- The leak rate does not exceed $500 \text{ cm}^3 / \text{m}^2 \text{ wet / day}$ wall for a class A project (or D without coating).
- The leak rate does not exceed $250 \text{ cm}^3 / \text{m}^2 \text{ wet / day}$ wall for a class B or C project (or D coated).

We could then propose the following parallel:

- Class 1 project as defined in EC2-3 \Leftrightarrow rate allowable $500 \text{ cm}^3 / \text{m}^2 / \text{d leak}$.
- Class 2 project as defined in EC2-3 \Leftrightarrow rate allowable $250 \text{ cm}^3 / \text{m}^2 / \text{d leak}$.
- Class 1 could be used for “current” structures.

Cracking

For tanks cracking must be effectively controlled, and specific rules must be followed. This is the purpose of the rules “Fascicule 74” (compared to BAEL rules or BPEL rules), and EC2-3 (compared to EC2-1-1 rules).

Remember that cracking is studied to satisfy ELS criterion.

“Fascicule 74”, at chapter IV.6.2.2.a, limits the reinforcement stress near the “wet” side of the sections partially in tension (combined bending), and for all reinforcement in section in tension. A relationship between the diameter of the bar and the allowable stress is proposed:

$$\sigma_{lim} = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + \beta \eta \text{ with :}$$

- $\alpha = 240$.
- η : cracking coefficient: = 1.60 for HA steel.
- f_{t28} : tensile strength of concrete = $0.6+0.06*f_{c28}$.
- ϕ : reinforcement diameter, in mm.
- β : coefficient depending on the aggressiveness of the environment. Hence $\beta = 30$.

For reinforcement in sections partially tensed and close to the dry side, stress is limited to “detrimental cracking” criteria or “very detrimental cracking” of the BAEL rules.

As the example of a concrete C40/50 ($f_{c28}=40 \text{ MPa}$) the following values are obtained (in MPa):

Diamètre	8	10	12	14	16	20	25	32
Fasc. 74	200 (*)	200 (*)	200	189	179	166	153	141
BAEL FP						250		
BAEL FTP						200		

(*): The “very detrimental cracking” criterion prevails.

Un second critère est à vérifier, qui concerne cette fois la contrainte de traction dans le béton calculée en section homogénéisée non fissurée : il faut s'assurer que cette contrainte, pour les sections entièrement tendues, ou développée sur les faces mouillées, reste inférieure à la quantité $1,10\theta f_{t28}$, où θ est un coefficient dépendant du torseur (N,M) appliqué ($\theta \geq 1$).

Avec la nouvelle réglementation, il faut distinguer le texte de base de l'EC2-3 du texte de l'Annexe Nationale ; en effet, les critères à vérifier sont nettement différents. Néanmoins, les 2 textes distinguent les fissures traversantes (pièces entièrement tendues) des fissures non traversantes (pièces fléchies). On trouvera dans le tableau ci-dessous la comparaison des critères à vérifier, et ce, pour les 4 classes d'ouvrages définies ci-avant :

Classe d'étanchéité	Texte de base	Annexe Nationale
0	Application de l'EC2 1-1 §7.3.1	Rien de spécifié
<i>Fissures traversantes</i>		
1	$W_k < w_{k1}$ (*)	$W_k < 0,15 \text{ mm et } \sigma_c < f_{cm}$
	<i>Fissures non traversantes</i>	
2	Application de l'EC2 1-1 §7.3.1	$W_k < 0,20 \text{ mm et } \sigma_c < 1,5f_{cm}$ pour la face mouillée
	<i>Fissures traversantes</i>	
3	A éviter	$W_k < 0,10 \text{ mm et } \sigma_c < 0,7f_{cm}$
	<i>Fissures non traversantes</i>	
3	Rien de spécifié	$W_k < 0,15 \text{ mm et } \sigma_c < f_{cm}$ pour la face mouillée
	Mise en place d'un revêtement Ouvrages précontraints	Rien de spécifié

(*) : La valeur de w_{k1} dépend du rapport hauteur d'eau/épaisseur de la paroi ; on est dans l'intervalle [0,05mm ; 0,2mm]. Par exemple : hauteur d'eau de 10m et voile de 60cm $\Rightarrow h_d/h = 10/0,60 = 17 \Rightarrow w_{k1} = 0,14 \text{ mm}$.

Une fissure est réputée non traversante s'il subsiste une épaisseur minimale « x_{min} » de béton comprimé, déterminée par un calcul béton armé en section fissurée sous le torseur (N,M). La valeur de x_{min} est donnée par le minimum entre 50mm et 0,2h. Ce critère a été reconduit dans l'Annexe Nationale.

On s'aperçoit que l'Annexe Nationale fournit, pour les classes 1 & 2, des critères différents de ceux proposés par l'EC2-3. Attention, les critères fournis dans le cas des fissures non traversantes sont uniquement valables pour la face « mouillée » ; il faut se reporter aux critères proposés par l'EC2 1-1 pour l'étude de la face tendue sèche (approche identique à celle du Fascicule 74 qui renvoyait au BAEL la justification des armatures situées côté face sèche).

On retrouve également, dans les critères à respecter selon l'Annexe Nationale, un critère concernant la contrainte de traction maximale dans le béton σ_c qui est à comparer avec celui proposé par le Fascicule 74.

*A second criterion has to be checked : concerning the tensile stress calculated with a homogenized uncracked concrete section this stress for sections fully in traction, or developed on wet surfaces, should remain below the amount of $\theta * 1.10 * f_{t28}$, where θ is a coefficient depending on the torsor (N, M) applied ($\theta \geq 1$).*

With the new rules, we must distinguish the basic text of the EC2-3 of text from the National Annex; in fact, the criteria to be checked are markedly different. However, the two texts distinguish the crossing cracks (pieces fully in tension) and the no-crossing cracks (bent parts). We can find in the below table a comparison of the criteria to be checked, for the four classes of structures defined above:

Classe d'étanchéité	Texte de base	Annexe Nationale
0	Application de l'EC2 1-1 §7.3.1	Rien de spécifié
<i>Fissures traversantes</i>		
1	$W_k < w_{k1}$ (*)	$W_k < 0,15 \text{ mm et } \sigma_c < f_{cm}$
	<i>Fissures non traversantes</i>	
2	Application de l'EC2 1-1 §7.3.1	$W_k < 0,20 \text{ mm et } \sigma_c < 1,5f_{cm}$ pour la face mouillée
	<i>Fissures traversantes</i>	
2	A éviter	$W_k < 0,10 \text{ mm et } \sigma_c < 0,7f_{cm}$
	<i>Fissures non traversantes</i>	
3	Rien de spécifié	$W_k < 0,15 \text{ mm et } \sigma_c < f_{cm}$ pour la face mouillée
	Mise en place d'un revêtement Ouvrages précontraints	Rien de spécifié

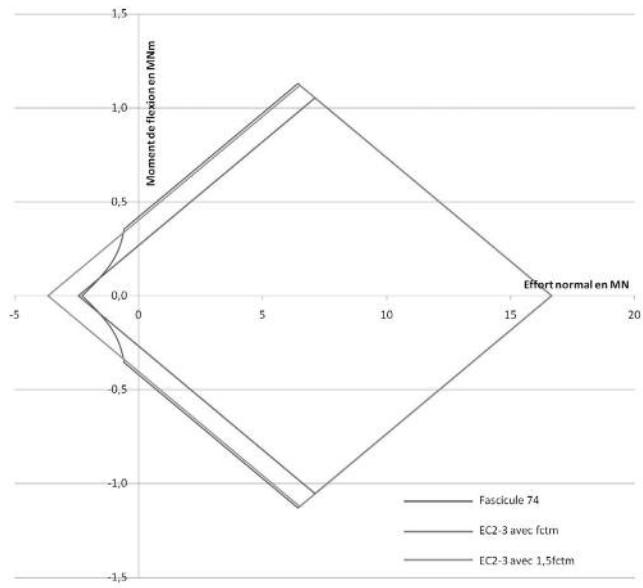
() The value of w_{k1} depends on the ratio water height / thickness of the wall, contained between 0.05 mm and 0.2mm. For example: water depth of 10m and wall 60cm $\Rightarrow h_d / h = 10/0,60 = 17 \Rightarrow w_{k1} = 0.14 \text{ mm}$.*

A crack is deemed non-crossing if subsists a minimum thickness "xmin" of compressed concrete, determined by calculating the concrete in cracked section under the torsor (N, M). The value of x_{min} is given by the minimum between 50mm and 0.2 h. This criterion was extended in the National Annex .

We see that the National Annex provides for Class 1 & 2 different criteria from those proposed by the EC2-3. Be careful, the criteria provided in the case of non-crossing cracks are only valid for the "wet" side, we must refer to the criteria proposed by the EC2 1-1 to study the dry side (approach similar to "Fascicule 74" which referred to BAEL justification for reinforcement located at dry side).

We also find in the criteria to be met by the National Annex a criterion for the maximum tensile stress in the concrete σ_c which is compared with that proposed by the "Fascicule 74".

Ci-dessous un exemple pour un béton C40/50, où l'on s'aperçoit que les critères sont relativement proches :



L'application au Biostyr

Classe d'exposition et enrobage des armatures :

La classe d'exposition du Biostyr est la classe XA2, c'est-à-dire « environnement d'agressivité chimique modérée ». Cette donnée d'entrée est fournie dans les pièces écrites du Marché.

Avec cette donnée d'entrée, on sait évaluer l'enrobage à respecter pour les armatures : en suivant les règles EC2 1-1 et l'Annexe Nationale associée, on doit se rapprocher de la classe XD2 pour le calcul de l'enrobage. On obtient ainsi, en considérant à la fois les 3 critères suivants :

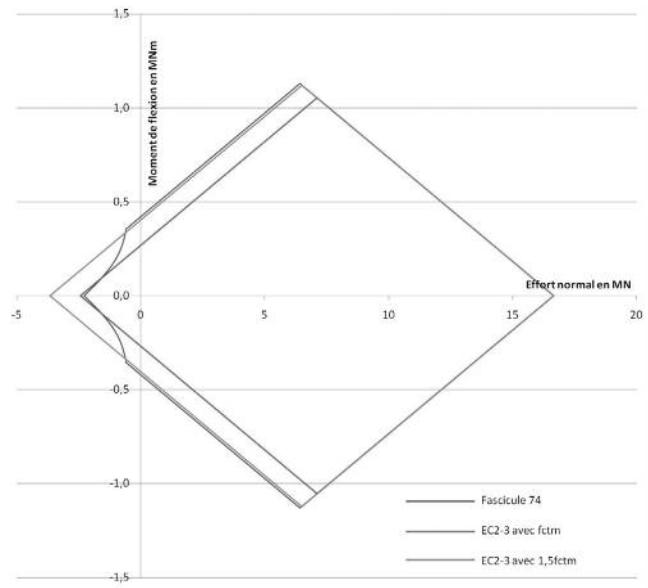
- Une durée de vie de l'ouvrage de 50ans.
- L'utilisation d'un béton type C40/50 ($f_{ck} = 40 \text{ MPa}$).
- La notion d'enrobage compact pas forcément vérifié. une classe structurale S4+0-1+0=S3 \Rightarrow enrobage 35mm. Enfin, en considérant une tolérance Δc_{dev} valant 5mm, on obtient comme valeur nominale d'enrobage 40mm, valeur effectivement retenue (valeur identique à la valeur préconisée par la norme P18-011 de Juin 1992 « classification des environnements agressifs »).

Critères de fissuration :

En considérant que le Biostyr est un ouvrage de classe 1 au sens de la classification Eurocode, les valeurs d'ouverture de fissures à vérifier sont :

- Pour des fissures non traversantes (pièces fléchies) :
 - 0,20mm côté face sèche (application de l'AN de l'EC2 1-1).
 - 0,20mm côté face mouillée (application de l'AN de l'EC2-3, classe 1).
 - Pour des fissures traversantes : 0,15mm (application de l'AN de l'EC2-3, classe 1).
- Enfin, il faudra s'assurer que la contrainte de traction du béton reste inférieure à :
- $1,5f_{ctm} = 1,5 * 3,5 = 5,3 \text{ MPa}$ dans le cas de fissures non traversantes, pour les faces mouillées.

Below is an example for a C40/50 concrete, where it can be seen that the criteria are relatively close:



“Biostyr” application

Exposure Classes and cover :

Biostyr exposure Class is XA2 class, (“moderate chemically aggressive environment.”). This input data is provided in the written parts of the Contract.

With this input data, we can assess the concrete cover to reinforcement: Following the EC2 Part 1-1 rules and the associated National Annex, it should be closer to the class XD2 for the calculation of the cover. Is thus obtained by considering together the following three criteria:

- A project lifetime of 50 years.
- The use of a standard concrete C40/50 ($f_{ck} = 40 \text{ MPa}$).
- The notion of compact coating not necessarily verified. structural class S4+0-1+0=S3 P cover 35mm.

Finally, by considering a tolerance $D_{cdev} = 5 \text{ mm}$, we obtain a nominal cover of 40mm (identical to the value recommended by the standard P18-011 June 1992 “classification of aggressive environments”).

Cracking criteria:

By considering that the “Biostyr” is a “Class 1” structure as defined in Eurocode classification, the values of crack width to be checked are:

- For non-crossing cracks (bent parts):
 - 0.20 mm dry side (application of the National Annex of EC2 1-1).
 - 0.20 mm wet side (application of the National Annex of EC2-3, class 1).
- For crossing-cracks: 0.15 mm (application of the National Annex of EC2-3, class 1).

Finally, we must ensure that the tensile stress of the concrete is less than:

$1,5f_{ctm} = 1,5 * 3,5 = 5,3 \text{ MPa}$ for no-crossingcracks in wet side.

- $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$ dans le cas des fissures traversantes, pour les 2 faces.

Résultats de la comparaison entre les 2 règlements :

Les étapes successives de comparaison entre les 2 règlements sont les suivantes :

- Récupération du dimensionnement réalisé selon le Fascicule 74 (torseur et section d'acières équilibrant ce torseur). On optera alors pour un diamètre d'armatures.
- Évaluation de l'ouverture de fissures selon la méthode directe de l'EC2 1-1, en supposant que la section mise en place est celle calculée selon le Fascicule 74.
- Vérification des critères de l'EC2-3 (ouverture de fissures et contrainte de traction).
- Redimensionnement des sections d'acières afin de se caler au mieux sur les critères de l'EC2-3.

Cette comparaison, menée en 10 sections représentatives de la structure du Biostyr, permet de faire ressortir 2 idées majeures :

- Le critère sur la contrainte de traction du béton n'est pas dimensionnant. Ceci était déjà le cas avec le Fascicule 74.
- Le critère déterminant est le critère sur l'ouverture de fissure : un dimensionnement avec le Fascicule 74 ne permet pas systématiquement de vérifier une ouverture de fissure inférieure à 0,20mm (à fortiori 0,15mm, cas de la classe d'étanchéité 2).

Là où le dimensionnement des armatures avec le Fascicule 74 permet de vérifier l'ouverture de fissure à satisfaire avec les critères de l'Eurocode, une optimisation des sections d'acières est possible ; elle est en moyenne de 15%. Là où le dimensionnement des armatures avec le Fascicule 74 ne permet pas de vérifier l'ouverture de fissure à satisfaire avec les critères de l'Eurocode, il s'agit majoritairement de zones « faiblement » sollicitées (là où la contrainte de traction du béton est largement inférieure à f_{ctm}). La fissuration, si elle se produit, ne sera alors pas systématique, mais isolée.

Fissuration « isolée » et fissuration « systématique » :

La condition permettant de distinguer la fissuration isolée de la fissuration systématique n'apparaît pas dans le texte de l'Eurocode 2, contrairement à ce qui apparaît dans le code CEB-FIP CM90, au §7.4.3.1 : on retrouve clairement la distinction entre le mécanisme de « single crack » et celui de « stabilized crack ».

Ce détail n'a donc pas été repris lors de la rédaction de l'Eurocode 2, alors que l'on sait que le code CEB-FIP a fortement inspiré l'Eurocode 2.

Dans le code CEB-FIP CM90, la distinction entre les 2 mécanismes de fissuration s'effectue en comparant la valeur de la contrainte des aciers calculée en section fissurée « σ_s » à une valeur « $\sigma_{s fiss}$ » qui dépend uniquement de f_{ctm} et du ratio d'armatures :

- Si $\sigma_s < \sigma_{s fiss}$, la fissuration est isolée.
- Si $\sigma_s > \sigma_{s fiss}$, la fissuration est systématique.

En comparant, sur une section béton armé travaillant en traction pure, les formules d'ouverture de fissures de l'EC2 1-1, du code CEB-FIP CM90 et celle obtenue par un développement théorique, on s'aperçoit que le résultat obtenu

$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$ for crossing cracks for both sides.

Results of the comparison between the two regulations:

The successive stages of comparison between the two regulations are the following:

- Recovery of the design made according to the “Fascicule 74” (torsor and section steel balancing this torsor). We then opt for a bar diameter.
- Evaluation of the crack width by the “direct method” of EC2 1-1, assuming the implementation steel section that is calculated according to the “Fascicule 74”.
- Verification of the EC2-3 criteria (crack width and tensile stress).
- Re-designing steel sections in order to check the criteria of the EC2-3.

This comparison was conducted in 10 representative sections of the Biostyr structure, brings out two major ideas:

- the tensile stress of the concrete criterion is not dimensioning. This was already the case with “Fascicule 74”.
- The determining factor is the criterion of the crack width: a design with “Fascicule 74” does not systematically guarantee a crack width less than 0.20 mm (0.15 mm all the more for a tightness class 2).

Where the crack width criteria of the Eurocode can be checked with the reinforcement designed according to the “Fascicule 74”, optimization of steel sections is possible, it is 15% on average.

Where the reinforcement designed according to the “Fascicule 74” does not verify the crack width criteria of the Eurocode, it is mostly “low” stress areas (where the tensile stress of concrete is much lower than f_{ctm}). Cracking, if it occurs, will be then non systematic, but isolated.

“isolated” Cracking and “systematic” cracking:

The condition for distinguishing isolated cracking from systematic cracking does not appear in the text of the Eurocode 2, contrary to what appears in the CEB-FIP code CM90 at § 7.4.3.1: the distinction is clearly found between the mechanism of “single crack” and that of “stabilized crack”.

This detail has not been included in the drafting of Eurocode 2, although we know that the code CEB-FIP strongly inspired the Eurocode 2.

In the model code CEB-FIP CM90, the distinction between the two mechanisms of cracking is done by comparing the value of the reinforcement stress calculated for cracked section “ σ_s ” to the value “ $\sigma_{s fiss}$ ” which depends only on “ f_{ctm} ” and reinforcement ratio:

- If $\sigma_s < \sigma_{s fiss}$, it is “single crack”.
- If $\sigma_s > \sigma_{s fiss}$, it is “stabilized crack”.

By comparing the formula of crack width on a reinforced concrete section working in pure tension cracks widths in EC2 1-1, CEB-FIP code CM90 with that obtained by developing a theoretical formula, we see that the result

en suivant les règles de l'EC2 1-1 est toujours le plus défavorable.

On s'aperçoit que cette surestimation provient de la surestimation du terme $S_{r,\max}$ qui ne varie pas quelque soit l'état de fissuration (fissure isolée ou systématique), ce qui est contradictoire avec le développement théorique du mécanisme de fissuration.

Là où le dimensionnement des armatures avec le Fascicule 74 ne permettait pas de vérifier l'ouverture de fissure à satisfaire avec les critères de l'Eurocode, l'application de la formule de la méthode directe de l'EC2 1-1 conduit à prévoir jusqu'à 40% d'acières supplémentaires.

Ceci s'explique par le fait que la formule du §7.3.4 de l'EC2 1-1 est incomplète car elle ne traite pas complètement le cas de la fissuration isolée. Dans ce cas, elle surestime l'ouverture de fissure, d'où une sur-consommation d'acières.

Afin de prendre en compte le phénomène de fissuration isolée, nous proposons l'adaptation suivante de rédaction du texte de l'EC2 pour l'évaluation de l'ouverture de fissure :

- Calcul de σ_s en section fissurée, et comparaison à $\sigma_{s,fiss}$.
- Dans le cas de la fissuration systématique, on peut conserver la formule actuelle du §7.3.4 de l'EC2 1-1.
- Dans le cas de la fissuration isolée ($\sigma_s < \sigma_{s,fiss}$), proposer une nouvelle formule pour l'évaluation de $S_{r,\max}$ en s'inspirant du développement théorique.

CONCLUSION

L'application du nouveau règlement Eurocode 2-3 sur le Biostyr de Grésillons II a permis de mettre en évidence 3 points essentiels :

- La nouvelle classification des ouvrages de contenance (voir §3.1), basée sur le débit de fuite admissible. Malheureusement, aucune valeur de débit n'est mentionnée, seule une classification qualitative est donnée... La distinction entre les classes 1 et 2 n'est pas facile à cerner.
- La différence entre le texte de base de l'EC2-3 et son Annexe Nationale concernant les critères à respecter vis-à-vis de la fissuration (voir §3.2). Ces critères étant fonction de la classe de l'ouvrage, il est important de lever le doute entre les classes 1 et 2.
- La non prise en compte du cas de la fissure isolée dans la formule du §7.3.4 de l'EC2 1-1, contrairement à ce qui est fait dans le code CEB-FIP CM90 (voir §3.3).

Pour finir, on notera que l'EC2-3 traite de la fissuration des pièces béton soumises à des déformations imposées, comme par exemple le retrait à jeune âge (voir le §7.3.5 et les Annexes L & M). Ces articles sont issus des règles BS8007 et CIRIA C660, et permettent de pallier au vide réglementaire français actuel.

obtained following the rules of the EC2 1-1 is always the worst.

We realize that this overestimation comes from the overestimation of the term “Sr,max” that does not vary with the state of cracking (single or stabilized crack), which contradicts the theoretical development of the cracking mechanism.

Where reinforcement designed with the “Fascicule 74” does not allow to check the crack width to meet the criteria of Eurocode, the application of the formula for the direct method leads to provide EC2 1-1 up to 40% additional steel rebars.

This is explained by the fact that the formula of § 7.3.4 of EC2 1-1 is incomplete because it does not fully deal with the case of “single crack”. In this case, it overestimates the crack width, from hence, an over-consumption of steel.

To take into account the phenomenon of single cracking, we propose the following adaptation of EC2 to evaluate crack width correctly:

- *Calculation “ss” on cracked section and comparison with “ss fiss”.*
- *In the case of stabilized cracking, we can keep the current formula of § 7.3.4 of EC2 1-1.*
- *In the case of single cracking (“ss” < “ss fiss”) proposing a new formula for the evaluation of “Sr,max” inspired from the theoretical development.*

CONCLUSION

The application of the new Eurocode 2-3 rules on “Biostyr” of Grésillons II has highlighted three key points:

- *The new classification of tanks (see §3.1), based on the allowable leakage. Unfortunately, not any flow value is mentioned, only a qualitative classification is given ... The distinction between classes 1 and 2 is not easy to define.*
- *The difference between the basic text of the EC2-3 and its National Annex on the criteria to be met towards cracking (see §3.2). These criteria are based on structures classes, it is important to dispel the doubt between classes 1 and 2.*
- *Not taking into account the case of the “single crack” in the formula of § 7.3.4 of EC2 1-1, contrary to what is done in the CEB-FIP code CM90 (see §3.3).*

Finally, we note that the EC2-3 deals with cracking of concrete elements submitted to imposed deformations, such as the early thermal cracking due to shrinkage (see § 7.3.5 and Appendix L & M). These articles are from BS8007 and CIRIA C660 rules and allow to overcome the gaps in the current french rules.

ÉVALUATION DU GAIN DE DURABILITÉ APPORTÉ PAR L'UTILISATION D'UN PROCÉDÉ DE NAPPE DE COFFRAGE DRAINANTE POUR UN BÉTON EN SITE MARITIME

EVALUATION OF THE GAIN OF DURABILITY PROVIDED BY THE USE OF A CONTROLLED PERMEABILITY FORMLINER FOR CONCRETE IN MARITIME SITE

Benoit THAUVIN, Nicolas ROUXEL, Stéphane PASQUIET

CETE de l'Ouest, Laboratoire Régional de St Brieuc, Equipe de Recherche Associée au CETMEF "Durabilité des Infrastructures Portuaires et Maritimes", 5 rue Jules Vallès, 22015 Saint Brieuc Cedex, France.

1. INTRODUCTION

Dans un élément en béton armé, l'une des fonctions majeures de l'enrobage est d'assurer la protection des armatures contre les agents agressifs de l'environnement

1. INTRODUCTION

In a reinforced concrete element, one of the major functions of the concrete cover is to protect the reinforcement against aggressive agents from the external environment

extérieur qui sont notamment à l'origine du phénomène de corrosion. Indépendamment de sa formulation, la mise en œuvre du béton a une influence primordiale sur la qualité de cette couche protectrice. Plusieurs phénomènes peuvent ainsi être à l'origine de caractéristique médiocres de l'enrobage : excès d'eau, ressuage le long du coffrage, cure insuffisante par exemple.

L'objectif d'une nappe de coffrage à perméabilité contrôlée est d'améliorer les caractéristiques de la peau du béton. En réduisant la porosité superficielle du béton, ce procédé doit améliorer les propriétés de transfert du béton d'enrobage (résistance à la pénétration du dioxyde de carbone et des chlorures) et doit donc améliorer la durabilité du béton armé vis à vis de la corrosion des armatures.

Les structures en béton armé en environnement maritime sont particulièrement exposées au risque de corrosion de leurs armatures due à la pénétration des chlorures dans le béton d'enrobage. L'utilisation d'un tel procédé pourrait donc permettre d'augmenter la durée de vie des structures en béton armé vis-à-vis de la corrosion des armatures. La présente étude a pour objectif de qualifier et de quantifier le gain de durabilité apporté par ce type de procédé. Elle s'appuie sur l'évaluation d'indicateurs de durabilité et de témoins de durée de vie conformément à l'approche performante (AFGC, 2004).

2. MATÉRIEL ET MÉTHODE

2.1. Choix de la nappe de coffrage drainante

Une nappe de coffrage à perméabilité contrôlée est en général constituée d'une membrane drainante en géotextile. Cette dernière est mise en place sur le coffrage préalablement au bétonnage. Elle comprend deux faces ayant des fonctions distinctes : une face "drainante" qui collecte l'air et l'eau et permet leur évacuation à l'interface avec le coffrage et une face "filtrante" qui retient les particules fines (liant essentiellement) à la surface du béton.

Avec les coffrages traditionnels, lors du serrage du béton (par vibration), l'air occlus et l'excédent d'eau migrent et s'accumulent contre la paroi du coffrage. Il en résulte un béton d'en-

that are at the origin of the phenomenon of corrosion. Regardless of the formulation, implementation of concrete has a major influence on the quality of the protective layer. Several phenomena can be the cause of poor characteristic of the concrete cover: excess water, bleeding along the formwork, inadequate curing for example.

The purpose of controlled permeability formliner is to improve the characteristics of concrete cover. By reducing the surface porosity of the concrete, this process should improve the transfer properties of the concrete cover (resistance to penetration of carbon dioxide and chlorides) and therefore should improve the durability of concrete relative to reinforcement corrosion.

The reinforced concrete structures in marine environment are at particular risk of corrosion of reinforcement due to the penetration of chlorides in the concrete cover. The use of such a method could therefore help increase the life of reinforced concrete structures relative to the reinforcement corrosion. This study aims to describe and quantify the gain of sustainability provided by this type of process. It is based on the evaluation of durability indicators and monitoring parameters in accordance with performance based approach (AFGC, 2004).

2. MATERIALS AND METHODS

2.1. Choice of the controlled permeability formliner

A controlled permeability formliner is generally constituted by a draining geotextile membrane. The latter is in place on the formwork prior to concreting. It has two sides with distinct functions : A draining side which collects the air and water and allows their evacuation at interface with the shuttering and a filtering side which retains fine particles (substantially binder) to the surface of the concrete.

With traditional forms during the compaction of the concrete (vibration), entrapped air and excess water migrate and accumulate against the formwork. The result is a con-

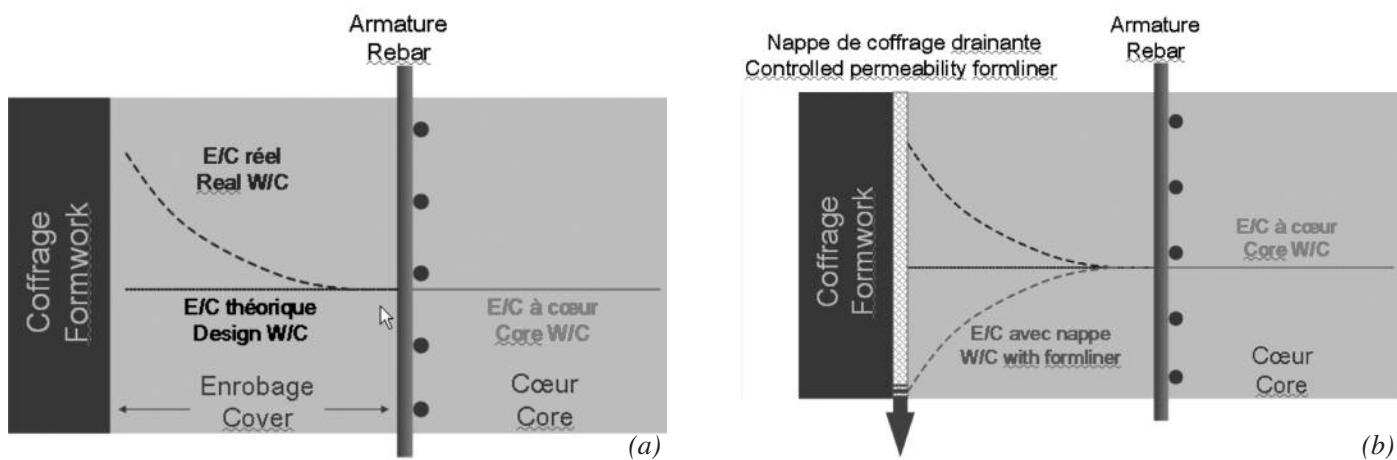


Figure 1 : Principe de fonctionnement (a) sans nappe de coffrage drainante (b) avec nappe de coffrage drainante
Figure 1: Principle of operation - (a) without water drainage formliner - (b) with water drainage formliner.

robage ayant un rapport E/C plus élevé que celui escompté et donc une durabilité plus faible (moins bonne compacité). L'objectif des coffrages revêtus d'une nappe de coffrage drainante est d'évacuer l'excédent d'eau et l'air occlus dans le béton frais tout en retenant les éléments fins (ciment). In fine, le béton d'enrobage doit donc être plus compact et donc plus durable.

En complément, une certaine quantité d'eau est retenue dans la nappe de coffrage. Cette eau est ré-absorbée par le béton dans les premières heures de maturation et participe donc au processus de cure.

Le marché des nappes de coffrage drainantes n'est pas très développé : seuls 4 produits ont ainsi été recensés sur le marché. Ils sont basés sur le même principe : une membrane géotextile plaquée sur le coffrage assurant à la fois le drainage de l'eau et la retenue des éléments fins. L'objectif de l'étude n'étant pas de comparer les différents produits du marché, il a été décidé de sélectionner le procédé le plus couramment utilisé. Le tableau 1 en précise les principales caractéristiques.

Propriétés <i>Properties</i>	Nappe de coffrage drainante retenue dans le cadre de l'étude <i>controlled permeability formliner for the study</i>
Dimension moyenne des pores - <i>Mean pore size</i>	< 20µm
Perméabilité à l'air - <i>Air permeability</i>	< 2 m ³ /m ² sec sous 98 Pa
Composition - <i>Composition</i>	100% polypropylène
Epaisseur - <i>Thickness</i>	0,7 mm +/- 10%
Poids unitaire - <i>Unit Weight</i>	294 g/m ² +/- 5%
Résistance à la traction - <i>Tensile strength</i>	> 18 kN/m
Résistance à la déchirure trapézoïdale - <i>Trapezoidal tear</i>	> 500 N
Drainage - <i>Drainage</i>	Jusqu'à 3 litres d'eau par m ²

Tableau 1 : caractéristiques de la nappe de coffrage
Table 1. Characteristics of the formliner

2.2. Les corps d'épreuve

Il a été fait le choix de confectionner quatre dalles en béton de 60 cm de hauteur, 40 cm de largeur et 15 cm d'épaisseur (tableau 2). Le nombre de dalles a été dicté par la problématique : dalles avec ou sans nappe de coffrage, exposition aux cycles de marnage d'eau de mer ou constamment immergées dans de l'eau douce. Leurs dimensions a été définies pour autoriser un nombre suffisant de prélèvements tout en s'affranchissant des effets de bord.

Afin d'être les plus représentatives possibles, les dalles ont été fabriquées avec un type de béton adapté à la problématique générale de l'étude. Il s'agit d'un béton fabriqué par une centrale de béton prêt à l'emploi et livré par camion toupie dont la désignation normative est la suivante :

BPS C35/45 XC4(F) Cl0,2 Dmax 22,4 S2

CEM I 52,5N CE PMES CP2 NF (LAFARGE Le Havre)
La formule du béton était celle définie au tableau 2.

crete cover with a higher than expected W / C ratio and therefore a lower durability (lower compactness).

The objective of the forms coated with a controlled permeability formliner is to evacuate the excess water and air contain in fresh concrete while retaining the fine elements (cement). Ultimately, the concrete cover should be more compact and therefore more durable.

In addition, a certain amount of water is retained in the formliner. The water is re-absorbed by the concrete in the early hours of maturation and thus participates in the curing process.

The market for controlled permeability formliner is not very developed: Only four products have been listed on the market. They are based on the same principle: A geotextile membrane pressed against the casing ensuring both drainage of water and retention of fines. As the objective of the study was not to compare different products on the market, it was decided to select the most commonly used formliner. Table 1 outlines the main features.

2.2. The test specimens

It was chosen to make four concrete slabs 60 cm, 40 cm wide and 15 cm thick (Table 2). The number of slabs was dictated by the problem : Slabs with or without formliner, exposure to tidal cycles of seawater or constantly immersed in fresh water. Their size has been defined to allow a sufficient number of samples while avoiding the side effects.

In order to be as representative as possible, the slabs were made with a type of concrete adapted to the general problem of the study. It is made by a central mixing plant and delivered by concrete mixer truck. The concrete normative designation is as follows:

BPS C35/45 XC4 (F) Cl0, 2 Dmax 22.4 S2

CEM I 52.5 N CE CP2 NF PMES (LAFARGE Le Havre)
The concrete formula is defined in Table 2.

Sable Sand	0/4	810 kg
Gravillon Gravel	5/22,4	1060 kg
Ciment Cement	CEM I PMES	352 kg
Adjuvant Admixture	PRE	2,11 kg
Eau Water	Efficace effective	167 l

Tableau 2 : Formulation du béton.

Table 2: concrete formulation.

T	Cl	Z	ZCl
Conservation sous eau (20°C)	Cycles de marnage	Avec nappe de coffrage Conservation sous eau (20°C)	Avec nappe de coffrage Cycles de marnage
Conservation in water (20 ° C)	Tidal cycles	Formliner Conservation in water (20 ° C)	Formliner Tidal cycles

Tableau 3 : caractéristiques des dalettes

Table 3. Main characteristics of slabs.

Coffrage classique

Standart formwork

Utilisation d'une nappe de coffrage drainante

Use of controlled permeability formliner

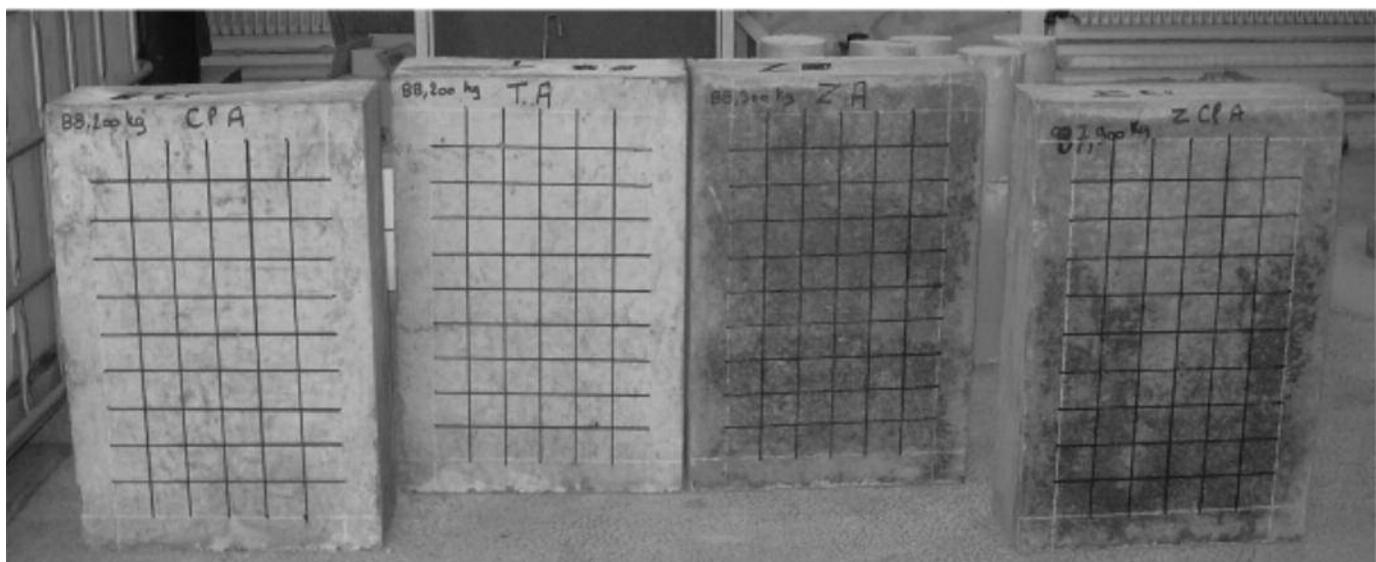


Figure 2 : Dalettes de béton
Fig. 2: Concrete slabs

Les caractéristiques élémentaires du béton sont celles définies au tableau 4. Le béton est conforme aux exigences réglementaires (fascicule 65). En complément, les indicateurs de durabilité du béton ont été évalués selon les principes de l'approche performantielle (AFGC, 2004), (tableau n°5).

The basic characteristics of concrete are defined in Table 4. Concrete is in compliance with French regulatory requirements (fascicule 65). In addition, indicators of durability were evaluated according to the principles of performance-based approach (AFGC, 2004) (Table 5).

Rapport eau efficace sur liant équivalent Water binder ratio	Eeff./Leq.	0,45
Classe de chlorures Class chlorides	Cl%	0,12 %
Résistance à la compression à 28 jours Compression strength at 28 days	$f_{c_{28}}$	47,5 MPa

**Tableau 4 : Caractéristiques du béton.
Table 4: Characteristics of concrete.**

Indicateurs de durabilité <i>durability Indicators</i>	Unité <i>Unit</i>	Résultat <i>Results</i>	Classe de durabilité potentielle <i>Class of potential durability (AFGC, 2004)</i>
Coefficient de diffusion des chlorures (D_{app}) <i>Chloride diffusion coefficient</i>	$10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$	17,2	Faible <i>Low</i>
Porosité accessible à l'eau (P_{eau}) <i>Porosity accessible to water</i>	%	10,8	Elevée <i>High</i>
Coefficient d'absorption capillaire (C_o) – à 24 et 48h <i>Capillary absorption Coefficient - 24 and 48 h</i>	kg.m^{-2}	4,32 5,41	Moyenne <i>Average</i>
Résistivité électrique (Ω) <i>Electrical resistivity</i>	$\Omega.\text{m}$	69	Faible <i>Low</i>

**Tableau 5 : indicateur de durabilité et classe de durabilité potentielle.
Table 5: Durability indicators and potential durability classes.**

2.3. Dispositif de vieillissement accéléré

L'un des objectifs de l'expérimentation était de se rapprocher des conditions réelles d'exposition d'une structure en béton armé en site maritime (marnage). Or, en condition réelle, la pénétration des chlorures dans l'enrobage est un phénomène lent : de l'ordre de 30 à 50 ans pour une pénétration d'environ 4 cm ; cinétique incompatible avec les échéances visées de l'étude. Il fallait donc utiliser un dispositif permettant d'accélérer la pénétration des chlorures tout en restant le plus proche possible de la réalité.

Le dispositif dit de "vieillissement accéléré" par cycle de marnage artificiel (figures 3 et 4) a ainsi été conçu pour étudier le phénomène de corrosion due à la pénétration des chlorures dans l'enrobage. Le dispositif est destiné à accélérer la pénétration des chlorures dans les éléments en béton armé de grandes dimensions. Il permet de tester différentes formulations de béton et des techniques de réhabilitation (peintures, revêtements, inhibiteurs, etc.) ou de mise en œuvre (coffrages, etc.). Il peut également servir de calibrage à une modélisation.

Le dispositif permet d'accélérer le processus de corrosion des armatures, en favorisant la pénétration des chlorures: alternance d'immersions et de séchages, milieu agressif (eau de mer), augmentation de la fréquence du cycle de marnage. Le cycle présente une période de 2h (figure 5) soit un cycle 6 fois plus rapide qu'un cycle de marnage naturel. L'étalement de pleine mer dure 60 minutes alors que l'étalement de basse mer dure 30 minutes. La transition entre ces deux phases se fait en 15 minutes. La température de l'eau est comprise entre 18 et 25°C. Sa salinité est de 34 g/L. La soufflerie crée un vent de 1 nœud.

2.3. Accelerated aging apparatus

One of the objectives of the experiment was to get closer to actual conditions of exposure of reinforced concrete in maritime site (tidal). However, in real conditions, the chloride penetration in the cover is a slow process : About 30 to 50 years for a penetration of about 4 cm. This kinetics is incompatible with the deadlines specified in the study. It was necessary to use a device to accelerate chloride penetration while remaining as close as possible to reality.

The device said "accelerated aging" by artificial tidal cycle (Figures 3 and 4) has been designed to study the phenomenon of corrosion due to chloride penetration in the cover. The device is intended to accelerate the penetration of chloride in the concrete elements of large dimensions. It allows to test different formulations of concrete and rehabilitation techniques (paints, coatings, inhibitors, etc..) or implementation (forms, etc.). It can also serve as a model calibration.

The device allows to accelerate the process of reinforcement corrosion, promoting the penetration of chlorides: alternating immersion and drying, aggressive environment (sea water), increased frequency of tidal cycle.

The cycle has a period of 2 hours (Figure 5) and is 6 times faster than a natural tidal cycle. The high tide lasts 60 minutes while low tide lasts 30 minutes. The transition between these two phases is done in 15 minutes. The water temperature is between 18 and 25 °C. Its salinity is 34 g / L. The fan creates a wind of 1 knot.

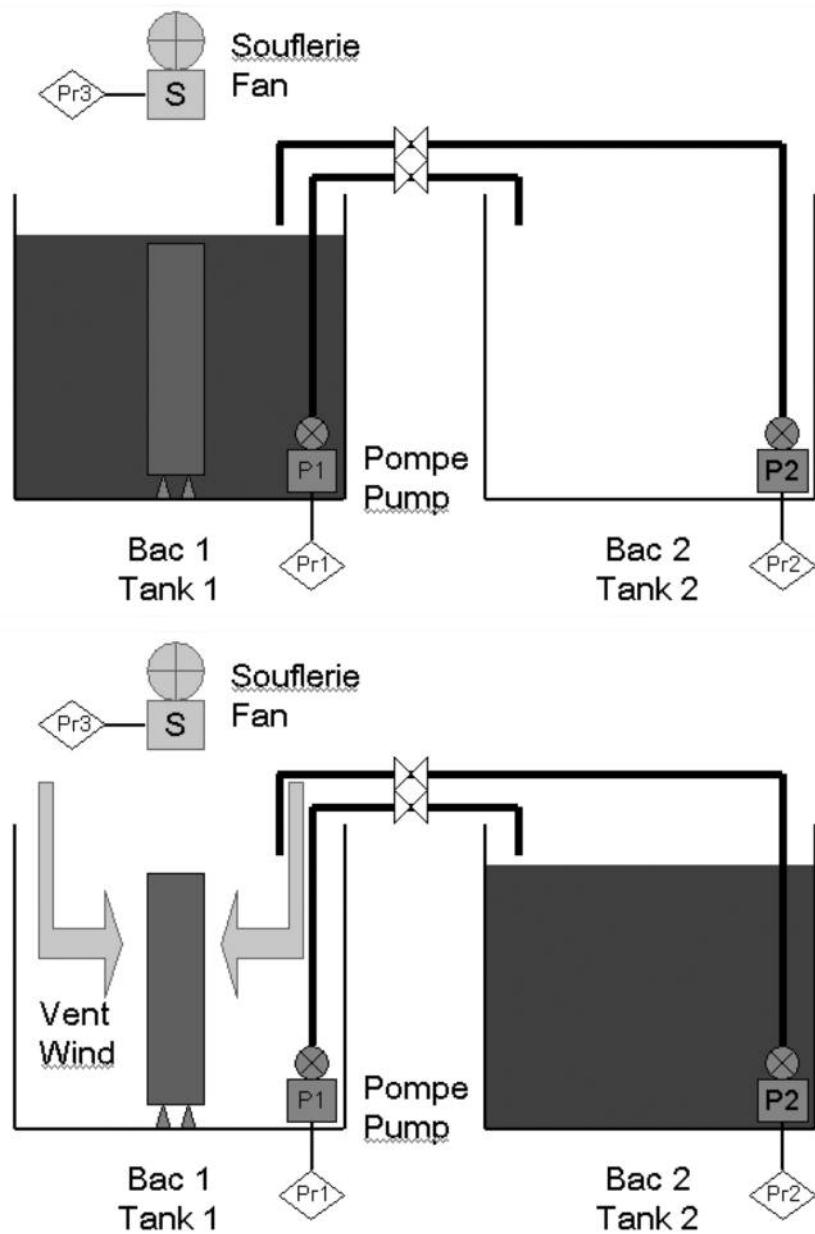


Figure 3 : Dispositif en configuration "marée haute" et en configuration "marée basse"
Figure 3: Device configuration "high tide" and configuration "low tide"

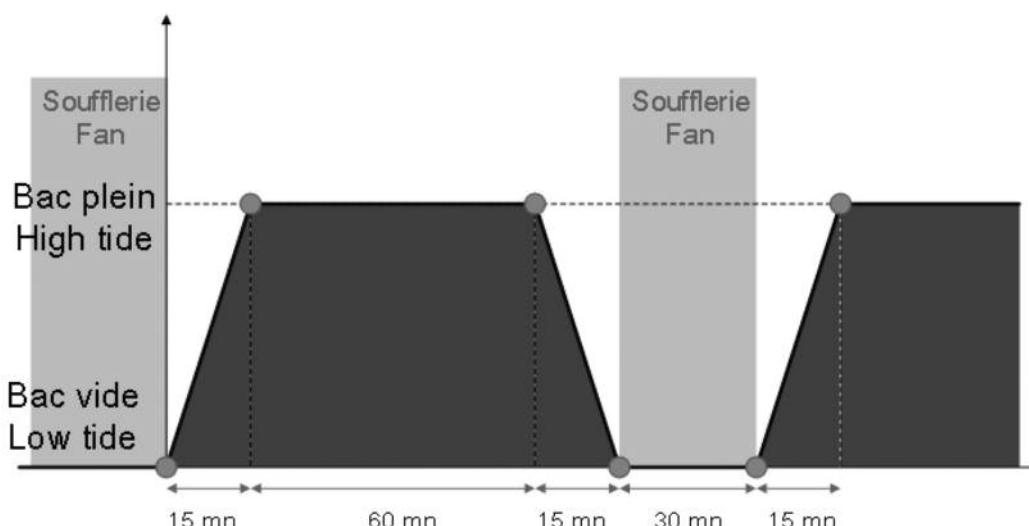


Figure 4 : Cycle de marnage accéléré.
Figure 4: Accelerated tidal cycle.

3. RÉSULTATS

Indépendamment des résultats présentés ci-après, il convient de noter les points suivants :

- le drainage par la nappe est effectif,
- les dallettes confectionnées avec nappes ne présentent aucun phénomène de bullage contrairement à celles confectionnées sans,
- les dallettes confectionnées avec nappes présentent une texture "rugueuse",
- après décoffrage, les dallettes confectionnées avec le dispositif drainant présentent une teinte nettement plus foncée que celles confectionnée avec un coffrage classique. Ceci peut s'expliquer par une teneur en ciment plus importante en peau pour les dallettes avec nappes. Ce phénomène s'estompe néanmoins avec le temps.
- après décoffrage, l'hétérogénéité de teinte est plus importante pour les dallettes avec nappes. Ce phénomène s'estompe néanmoins avec le temps. En fin d'expérimentation, ce sont les dallettes avec nappes qui présentent la meilleure homogénéité.

La mise en place d'une nappe drainante sur les coffrages avant le coulage du béton peut présenter un intérêt dans l'amélioration des propriétés du parement. La présente étude s'attache donc à étudier de façon qualitative et quantitative l'influence de ce dispositif sur les "indicateurs de durabilité" et les "témoins de durée de vie". Les "indicateurs de durabilité" permettent de mesurer les propriétés intrinsèques au béton étudié. Plus précisément, ces indicateurs permettent de mesurer les propriétés de transfert du béton, c'est à dire, sa capacité à résister notamment à la pénétration des chlorures. Les "témoins de durée de vie" permettent, quant à eux, de quantifier la pénétration progressive des agents agressifs (ici les chlorures) dans l'enrobage. Autrement dit, ils permettent d'évaluer l'avancement du processus de corrosion à un instant donné. La démarche d'évaluation adoptée s'appuie sur la méthodologie d'approche performante telle que décrite dans le guide AFGC (2004).

L'expérimentation comprenait la détermination de ces paramètres (indicateurs de durabilité et témoins de durée de vie) sur des prélèvements (carottes ou poudre selon les cas) effectués dans les quatre dallettes T, Cl, Z et ZCl.

3.1. Évaluation des indicateurs de durabilité

Les résultats obtenus sur les carottes de 5 ou 10 cm d'épaisseur sont montrés au tableau 6 et ceux des carottes de 2 cm d'épaisseur au tableau 7.

L'ensemble des indicateurs montre une amélioration des caractéristiques de durabilité du béton d'enrobage en présence de la nappe de coffrage drainante. Hormis pour le coefficient d'absorption capillaire, l'amélioration constatée sur les carottes de 2 cm est plus importante que sur celles de 5/10 cm. La profondeur d'influence de la nappe de coffrage drainante semble se limiter aux premiers centimètres (1 à 2 cm).

3. RESULTS

Regardless of the results presented below, it is worth noting the following points:

- draining the water by the formliner is effective,*
- the slabs made up with formliner have no bubbling phenomenon unlike those made without,*
- the slabs made up with formliner have a rough texture,*
- After stripping, the slabs made up with formliner are distinctly darker than those made with conventional formwork. This can be explained by a higher content of cement with the skin layers. This phenomenon, however, fade with time.*
- After stripping, the heterogeneity of color is important for slabs with formliner. This phenomenon, however, fade with time. At the end of the experiment, the slabs with formliner have the best homogeneity.*

The implementation of a controlled permeability formliner on the forms before pouring concrete may have an interest in improving the properties of the concrete front layer. The present study aims to investigate qualitatively and quantitatively the influence of this device on the "durability indicators" and "monitoring parameters". The "durability indicators" measure the intrinsic properties of the studied concrete. Specifically, these indicators measure the transfer properties of concrete, ie, its ability to resist to chloride penetration. "Monitoring parameters" can quantify the gradual penetration of aggressive agents (here chlorides) in the concrete cover. They can assess the progress of the corrosion process at a given time. Approach to assessment adopted here is based on the methodology of performance-based approach as described in the AFGC guide (2004).

The experiment involved the determination of these parameters (indicators of durability and monitoring parameters) on samples (carrots or powder as appropriate) on the four slabs T, Cl, and Z, ZCI.

3.1. Assessment of durability indicators

The results of the core of 5 or 10 cm thick are shown in Table 6 and those cores of 2 cm thick in Table 7.

All indicators show improved durability characteristics of concrete slabs made with controlled permeability formliner. Except for the capillary absorption coefficient, the observed improvement of cores of 2 cm is more important than those of 5/10 cm. The depth of influence of the controlled permeability formliner appears to be limited to the first centimeters (1-2 cm).

Indicateurs de durabilité Durability indicators	Unité Units	T	Z	Ecart entre Z et T Difference between Z and T
Coefficient de diffusion des chlorures (D_{app}) Chloride diffusion coefficient	$10^{-11} \cdot m^2 \cdot s^{-1}$	13,5	10,3	-24%
Porosité accessible à l'eau (P_{eau}) Porosity accessible to water	%	11,1	10,6	-5%
Coefficient d'absorption capillaire (C_o) – à 24 et 48h Capillary absorption coefficient 24 and 48h	$kg \cdot m^{-2}$	4,76 5,96	3,32 4,27	-30% -28%
Résistivité électrique (Ω) Electrical resistivity	$\Omega \cdot m$	62	68	+10%
Masse volumique (Mv) Density	$kg \cdot m^{-3}$	2342,5	2339,1	0%

Tableau 6 : indicateur de durabilité sur carottes de 5 et 10 cm.
Table 6: durability indicators of cores of 5 and 10 cm.

Indicateurs de durabilité Durability indicators	Unité Units	T	Z	Ecart entre Z et T Difference between Z and T
Porosité accessible à l'eau (P_{eau}) Porosity accessible to water	%	11,9	10,3	-13%
Coefficient d'absorption capillaire (C_o) – à 8h Capillary absorption coefficient 8h	$kg \cdot m^{-2}$	1,84	1,61	-13%
Résistivité électrique (Ω) Electrical resistivity	$\Omega \cdot m$	63	86	+37%
Masse volumique (Mv) Density	$kg \cdot m^{-3}$	2327,1	2352,2	+1%

Tableau 7 : indicateur de durabilité sur carottes de 2 cm.
Table 7 : durability indicators of cores of 2cm.

3.2. Évaluation des témoins de durée de vie

L'étude des témoins de durée de vie s'est appuyée sur le dispositif de vieillissement accéléré. Les dallettes Cl et ZCl ont ainsi été exposées pendant 454 jours à un cycle de marnage accéléré (accélération du cycle naturel par un facteur 6). A cinq échéances, des prélèvements ont été effectués dans les dallettes pour réaliser des dosages de concentration en chlorures à différentes profondeurs dans le béton.

Les profils de pénétration des chlorures obtenus montrent que la nappe de coffrage drainante a une influence significative sur la cinétique de pénétration des chlorures dans l'enrobage (graphiques 1 et 2) Elle a un rôle favorable pour la protection du béton d'enrobage contre ce phénomène à l'origine de la corrosion des armatures.

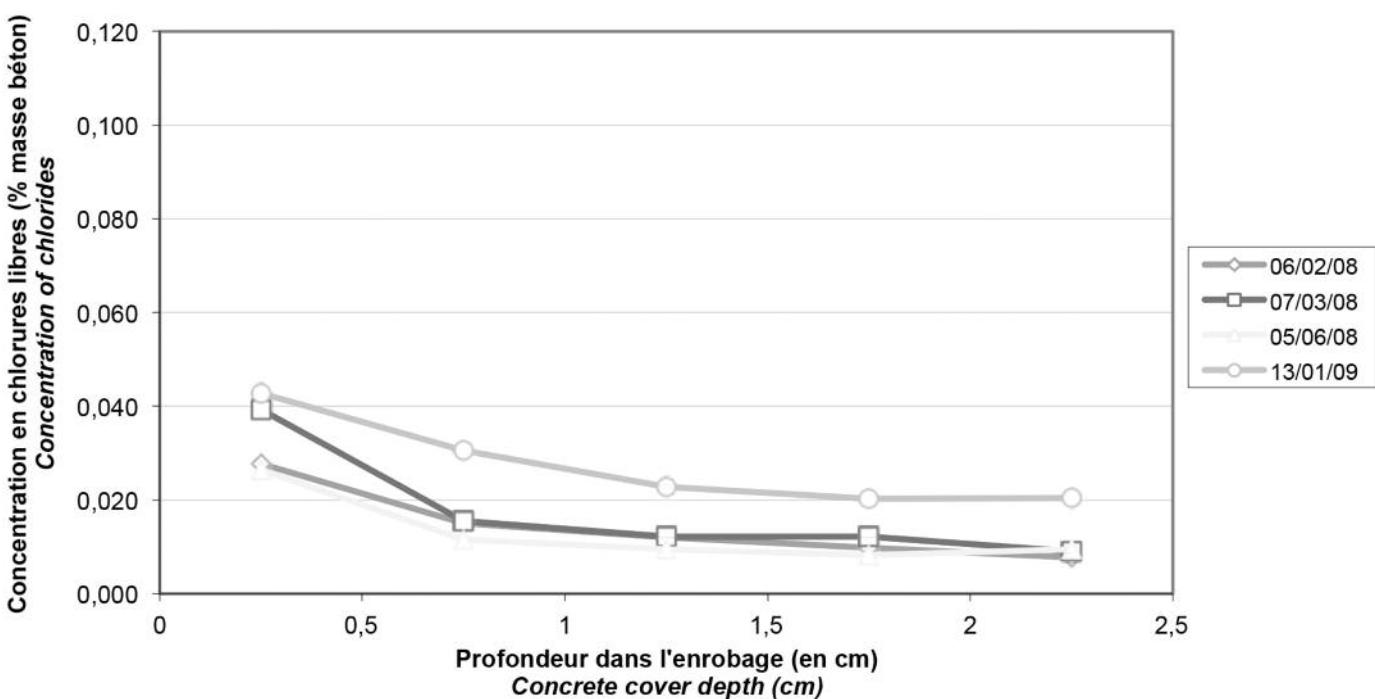
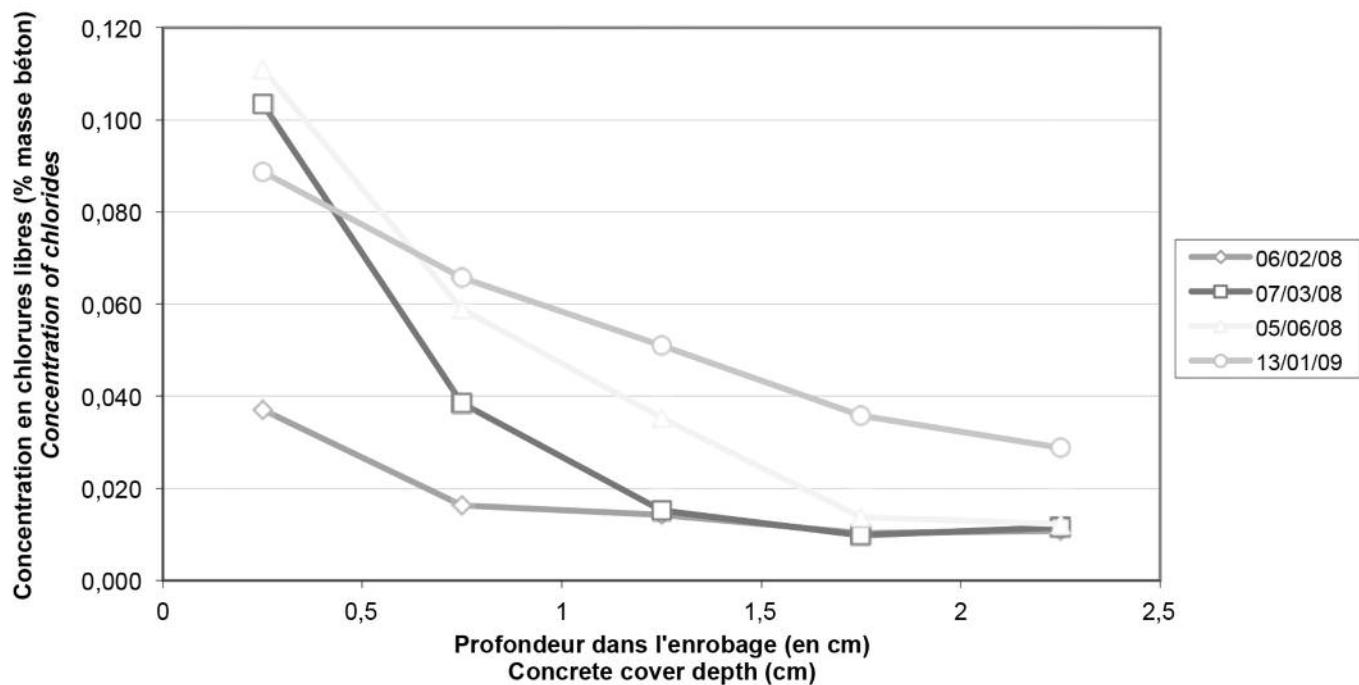
L'expérimentation a duré 454 jours. Le système de marnage a permis d'accélérer le phénomène de pénétration des chlorures par rapport à des conditions réelles d'exposition (environ 20 fois). Au terme de l'expérimentation, ces derniers ont pénétré jusqu'à environ 2 cm de profondeur. Au terme de l'expérimentation (correspondant à environ 25 ans d'exposition en condition réelle), il a ainsi été

3.2. Assessment of monitoring parameters

The study of monitoring parameters relied on the accelerated aging device. The slabs Cl and ZCl have been exposed for 454 days in a cycle of accelerated tide (acceleration of the natural cycle by a factor of 6). At five maturities, samples were taken in the slabs to determine chloride concentrations at different depths in the concrete.

The penetration profiles of chlorides obtained show that the controlled permeability formliner has a significant influence on the kinetics of chloride penetration in the concrete cover (Figures 1 and 2). It has a positive role to protect the concrete cover against chloride penetration leading to reinforcement corrosion.

The experiment lasted 454 days. The tidal system has accelerated the phenomenon of chloride penetration compared to natural conditions of exposure (about 20 times). At the end of the experiment, chlorides have penetrated about 2 cm deep. At the end of the experiment (corresponding to about 25 years of exposure in real conditions), it has been, a 60% decrease in the concentration of chlo-



constaté une diminution de 60% de la concentration en chlorures dans les deux premiers centimètres. Le procédé a donc un effet sensible et favorable sur la durabilité de la structure vis-à-vis des risques de corrosion.

La mise en place d'un dispositif de nappe de coffrage drainante au moment de la construction d'une structure en béton armé contribue à ralentir sensiblement le phénomène de pénétration des chlorures dans les premiers centimètres du béton.

rides in the first two centimeters. The process therefore has a significant and positive effect on the durability of the structure towards the risk of corrosion.

Implementation of a controlled permeability formliner on the formwork at the construction of a reinforced concrete structure contributes to significantly slow down the phenomenon of penetration of chlorides in the first centimeters of concrete.

4. CONCLUSION

La corrosion est l'une des principales causes de dégradation des ouvrages en béton armé. En environnement portuaire et maritime, la corrosion des armatures due à la pénétration des ions chlorures dans l'enrobage constitue la problématique majeure, notamment quand il s'agit de garantir une durabilité maximale des infrastructures.

Les nappes de coffrage drainantes sont mises en place sur les panneaux de coffrage avant bétonnage. Lors de la mise en œuvre du béton et plus tard lors de sa prise, elles drainent l'excès d'eau dans le béton à proximité du coffrage et assure une première phase de cure efficace. Elles améliorent ainsi, après la prise du béton, ses propriétés de transfert et plus précisément sa capacité à résister à la pénétration des chlorures.

L'objectif de l'étude était de confirmer les améliorations apportées par ce procédé et de les quantifier. Pour cela des corps d'épreuve ont été confectionnés et un dispositif de vieillissement accéléré a été conçu. A noter que ce dispositif a permis d'accélérer d'environ vingt fois le processus de pénétration des chlorures par rapport à des conditions réelles d'exposition aux cycles naturels de marnage. Autrement dit, les 454 jours d'expérimentation ont simulé un béton exposé au marnage pendant approximativement 25 ans.

L'étude a montré d'une part que les propriétés de transfert du béton d'enrobage mesurées sur les corps d'épreuve confectionnés avec la nappe de coffrage drainante étaient sensiblement améliorées sur les deux premiers centimètres de l'enrobage. L'étude a montré d'autre part que le procédé avait un impact significatif sur les profils de pénétration des chlorures. Les dernières campagnes de mesure ont cependant montré que cet impact semblait s'estomper avec le temps. La faible durée de l'expérimentation ne permet malheureusement pas de conclure sur ce point.

Au regard des résultats de l'étude, il semble pertinent d'émettre un avis favorable à l'utilisation du procédé de nappe de coffrage drainante pour les structures en béton armé en environnement maritime. Cet avis est néanmoins conditionné d'une part par le strict respect des conditions de mise en œuvre du procédé et d'autre part par une étude préalable de compatibilité du système avec les dispositions constructives.

4. CONCLUSION

Corrosion is one of the main causes of deterioration of reinforced concrete structures. In maritime environment, reinforcement corrosion due to the penetration of chloride in the concrete cover is the major issue, especially when it comes to ensure maximum durability of the infrastructure.

Controlled permeability formliner are implemented on the formwork before concreting. During the implementation of concrete and later during hardening, it drains the excess water in the concrete near the casing and provides a first step in an effective cure. They thus improve after hardening, the concrete transfer properties and more precisely its ability to resist to the penetration of chlorides.

The objective of the study was to confirm the improvements brought by this process and to quantify it. For this purpose test specimens were made and an accelerated aging apparatus was designed. Please note that this device has accelerated to about twenty times the process of chloride penetration compared to the actual conditions of exposure to natural tidal cycles. In other words, the 454 days of experiment simulated concrete exposed to tidal cycles for approximately 25 years.

The study showed firstly that the transfer properties of the cover concrete measured on test specimens made using the controlled permeability formliner were significantly improved in the first two centimeters of the concrete cover. The study showed further that the process had a significant impact on patterns of chloride penetration. The last measurement campaigns have shown, however, that this effect seemed to fade over time. The short duration of the experiment unfortunately does not allow to conclude on this point.

Considering the results of the study, it seems appropriate to give a positive opinion of the use of controlled permeability formliner for reinforced concrete structures in marine environment. This review is still conditioned in part by the strict conditions of implementation of the process and secondly by a preliminary study of compatibility of the system with the detailing.

TUNNELS DU PORT DE MIAMI

PORT OF MIAMI TUNNELS

R. B. STORRY, C. FESQ, Y. TAIBI, P. PASCUAL, L. BRAIS, P. DENIS, P. BOURDON
Bouygues Travaux Publics SA

1. INTRODUCTION

Il aura fallu plus de 28 ans de réflexion au Département des Transports de Floride (FDOT) pour aboutir en octobre 2009, à la construction des tunnels du Port de Miami, confiée à Bouygues Travaux Publics.

Ce projet comprend la construction de deux tunnels de 11.3m de diamètre et 1.27km de longueur, abritant chacun deux voies de circulations et reliant deux îles artificielles (Watson et Dodge) en traversant le chenal de Biscayne Bay. Ce projet inclut aussi la construction d'environ 4km de réseaux routiers et l'élargissement d'un pont autoroutier reliant Miami Downtown à l'île de Watson.

Les tunnels ont été réalisés au moyen d'un tunnelier hybride à pression de terre (EPB), dans des conditions de sol des plus difficiles. Avec un diamètre de 12.87m, le tunnelier du Port de Miami est le plus large tunnelier en terrain meuble de l'Amérique du Nord.

La grande perméabilité et hétérogénéité du terrain en place a nécessité la mise en œuvre de moyens innovants, non seulement pour le tunnelier, mais aussi pour les soutènements, les puits de lancements et de réception et les 5 intertubes.

Mais Bouygues Travaux publics a dû relever bien d'autres défis, tels que les permis d'environnement, la durabilité des bétons, les traitements de terrain, la protection au feu des voussoirs, les équipements spécifiques du tunnel dont ses portes anti-inondations et quelques autres spécificités techniques qui ont rendues ce projet unique.

1. INTRODUCTION

After more than 28 years of Project development, the Florida Department of Transportation launched construction of the Port of Miami Tunnel Project in October 2009, awarding the contract to Bouygues Travaux Publics.

The project comprises the construction of dual 11.3m internal diameter, 1.27km long, two lane road tunnels between the two man-made islands of Watson and Dodge and under a main shipping channel in Biscayne Bay. In addition, the project includes approximately 4km of roadway improvements and the widening of a major over-water bridge linking Downtown Miami with Watson Island and Miami Beach. The tunnels are being constructed using a 12.87m diameter modified EPB-TBM and are the first large diameter tunnels to be constructed through South Florida's challenging ground conditions. At the time of construction the 12.87m excavated diameter TBM, used for the project, was the largest soft ground TBM ever used in North America. The highly permeable and heterogeneous sedimentary strata required the use of innovative construction techniques to safely and effectively form the TBM launch / reception shafts, bore the tunnels and excavate five cross passages.

Bouygues Travaux Publics also had to address many other challenges such as environmental permitting, concrete durability, ground treatment and fire protection of tunnel liner. These together with other significant challenges, including the requirement for 4 major floodgates, made this project unique.

2. L'ENVIRONNEMENT

Le premier défi auquel Bouygues Travaux Publics a été confronté consistait à convaincre l'ensemble des autorités locales environnementales des approches techniques permettant de limiter l'impact sur l'environnement.

En mettant en place une équipe dédiée composée d'experts locaux et internationaux, et une approche innovante impliquant directement les autorités dans le développement du projet, ce sont plus de 40 permis environnementaux qui ont été approuvés dans un délai record, permettant notamment le début des travaux en octobre 2009 comme prévu au contrat.

3. LA RÉALISATION DU TUNNEL

Les conditions géologiques

L'interprétation des données géologiques du dossier de consultation a permis de définir un modèle géologique composé de différentes couches extrêmement perméables dont des remblais, des sédiments, des sable siliceux, et des formations calcaires de résistances très variables.

Un couche particulière, se situant entre 27m et 36m sous le niveau de la mer a suscité bon nombre d'interrogations, de part les faibles résultats de SPT (< 10 voir 0) et les faibles taux de récupération des forages (en moyenne 26%). De part la forte incertitude sur la nature des matériaux en place (environ 74%), Bouygues Travaux Publics a entrepris une campagne complémentaire sans précédent, sur plus de 22 mois, impliquant un large ensemble de techniques de forage et d'investigation telles que des SPT, CPT, sonic cores et divers puits de plus de 2 m de diamètre.

Après avoir développé différents modèles de corrélation entre ces diverses techniques, les ingénieurs de Bouygues Travaux Publics assisté des experts de GCG ont pu déterminer les caractéristiques géotechniques à prendre en compte dans les études du revêtement du tunnel et définir les traitements de terrain indispensables, à la réalisation des intertubes et des puits de lancement et de réception du tunnelier et à la traversée du tunnelier.

Le challenge pouvait alors se résumer à savoir comment forer des puits, un tunnel et des intertubes dans des couches géologiques :

- De très forte perméabilité ($> 10^{-2}$ m/sec), interdisant tout recours à des techniques de soutènement classique telle que les parois moulées,
- Métastables voir instables, plus particulièrement dans la zone du tunnel foré,

Avec un très faible niveau de fines rendant tout conditionnement de sol très difficile voir impossible, et compromettant la faisabilité de stabilisation de la face durant l'excavation des tunnels.

Les puits de lancement et de réception

Les puits de lancement et de réception du tunnelier représentent à ce jour les excavations les plus profondes jamais réalisées en Floride. La méthode employée pour en réaliser

2. ENVIRONMENT

The environmental permitting was a significant challenge which Bouygues Travaux Publics had to face at the beginning of the Project. This exercise was required to convince various local authorities, unfamiliar with tunneling projects, of the environmental friendliness of the tunneling activities. In order to achieve this goal, a specific team was dedicated to the task. With the assistance of local and international experts and the proactive cooperation of the authorities within the project development, more than 40 environmental permits have been granted on time, to allow the construction activities to start according to schedule in October 2009.

3. TUNNEL CONSTRUCTION

The geotechnical conditions

Interpretation of the investigation data during the project period tender led to the development of a geological/geotechnical model comprising various highly porous and permeable layers, comprising reclamation fill, silts, siliceous sands and variably indurated limestones.

A specific layer, 27m to 36m below sea level, was of specific concern due to very low SPT N values (< 10 locally) and low core recovery (averaging around 26%). In an attempt to more fully understand this layer and to reduce existing uncertainties, a specific additional site investigation program was carried out by Bouygues Travaux Publics over a period of 22 months involving various techniques including SPT, CPT, geophysical surveys, sonic coring and large diameter shafts (about 2m diameter).

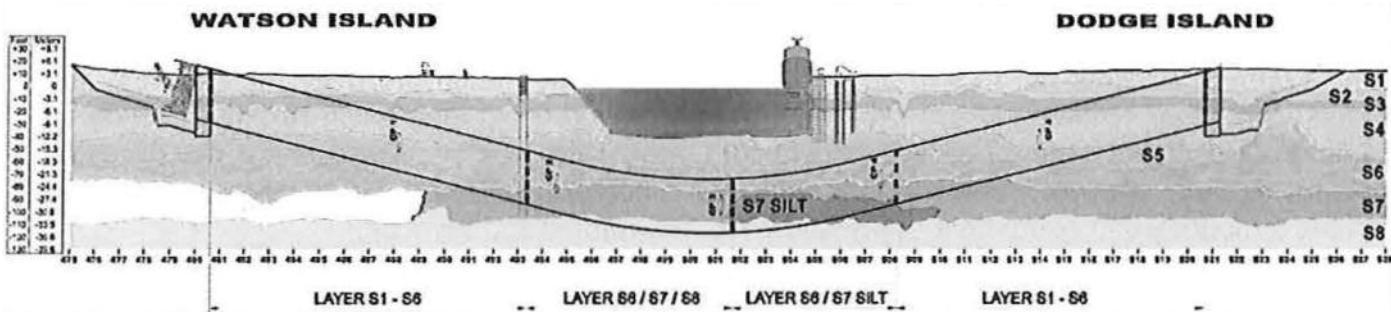
A site specific correlation was developed by Bouygues Travaux Publics Engineers and their experts from the GCG group to interpret the CPT data and to correlate with the results of the different investigation techniques. This enabled a better understanding of the expected ground conditions and parameters to be developed and considered in designing the tunnel lining and the ground treatment necessary for the construction of the launching and retrieval shafts, the bored tunnel and the cross-passages.

Following this campaign and its interpretation, the challenges identified could be summarized as follows: how to build shafts, how to drive the TBM, and how to construct cross-passages in ground conditions which are:

- *Highly permeable ($> 10^{-2}$ m/sec), precluding the use of slurry walls (diaphragm walls) as lateral supports;*
- *Meta-stable to unstable, especially along the TBM drive, Low fines content, preventing effective soil conditioning of tunnel spoil, compromising the TBM's ability to stabilize the excavation face using EPB mode.*

TBM Launching and retrieval shafts

At approximately 12m deep, the TBM launch and reception shafts are the deepest supported excavations constructed to date in South Florida. The solution adopted was Cutter



Soil Layer	Geological Description	Strata Description
Layer S1	Man-Made Deposits	Reclamation/Dredged Limestone Fill
Layer S2	Coastal Sediments	Sand, Silty Sand and Silt
Layer S3	Miami Limestone	Weakly cemented limestone with fine sand
Layer S4	Transition Zone	Siliceous sand, limestone / cemented sand layers
Layer S5	Fort Thompson Formation	Moderately to strongly cemented, fine to medium-grained sandy Limestone (UCS 1.5-35.5MPa)
Layer S6	Anastasia Formation	Cemented Shell / Cemented Sand (Coquina) (UCS 2.4-24.2MPa)
Layer S7	Key Largo Formation	Coralline limestone, heavily dissolved and highly porous (coral and limestone fragments weakly to very weakly cemented with calcarenite with zones of uncemented fragments and sand lenses)
Layer S7 SILT		Lime Silt with varying amounts of limestone fragments
Layer S8	Tamiami Formation	Limestone and Sandstone with interbedded lenses of cemented sand, cemented shell and sand (UCS 0.9-35.9MPa)

Fig. 1. Profil géologique / Geological profile

les soutènements consista à réaliser des panneaux en CSM « Cutter Soil Mixing » (broyage et mixage du terrain avec un mortier ciment) combinées avec la mise en œuvre de profilés métalliques, assurant ainsi résistance et étanchéité durant les phases de construction. Les panneaux de CSM d'une largeur de 1.2m et profondeur variant entre 13m et 22m, et retenues par des tirants d'ancrage d'une longueur maximale de 48m auxquels on été associés un béton immergé d'environ 1.5m retenu par un ensemble de micro pieux (Φ 0.215m) et de pieux(Φ 1.0m) a permis la mise en place du tunnelier et son démontage dans des conditions optimales d'étanchéité.

Cependant les limites de faisabilité de ces techniques et des moyens d'excavation a conduit le chantier à réduire très sensiblement la longueur des puits (environ 91m) permettant ainsi d'éviter de traverser une couche de terrain particulièrement dure, mais aboutissant à lancer et recevoir le tunnelier sans couverture naturelle.

De manière à récréer la couverture de terrain nécessaire à la stabilité du tunnel, un remblai de plus de 7m composé d'un remblai en grave ciment compacté renforcé par un géotextile a été réalisé sur les 100 premiers mètres de chaque tunnel.

Soil Mixing, CSM, (the first local use of the technique) reinforced with vertical steel soldier piles to form the reinforced walls for the support of excavation. The CSM panels were 1.2m wide and ranged between 13m and 22m deep with a specified low permeability. To provide a clear open space within which to erect and launch the TBM, inclined tieback anchors (up to 48m in length) were installed through the CSM panels, from above ground water level, following which excavation was achieved using long reach backhoes, in the wet. A 1.5m thick tremie concrete bottom seal was constructed underwater to allow dewatering of the excavation. Micropile (0.215m diameter) and pile (1 m diameter) tie-downs were required to resist uplift forces in both the temporary and permanent cases and were between 10 and 20m long.

Limitations on the depth and power of the CSM technique and the difficulty of the subsequent bulk shaft excavation necessitated making the shafts as shallow as practically possible to avoid having to excavate in the deep harder rock layers. This was overcome by extending the length of the bored tunnels (each bore was extended by 91 m) to effectively raise the base level of the shafts.

Alors qu'un exercice de Value Engineering avait permis d'aboutir à une optimisation de l'alignement du projet, Bouygues Travaux Publics a dû mettre en place un traitement complémentaire de terrain permettant de garantir la stabilité des tunnels alors que la distance entre chaque tube ne dépassait pas 4.3m. Ce traitement de renforcement de sol a été mené au moyen d'un ensemble de panneaux discontinus de CSM et de colonnes sécantes de « Shallow Soil Mixing ». Cette dernière technique, similaire à celle des CSM, mais pour de faibles profondeurs, permet de mélanger, au moyen d'un batteur de grand diamètre, le terrain naturel ainsi déstructuré à un mortier.

Grâce à la mise en œuvre de l'ensemble de ces techniques, les tassements de surface n'ont pas excéder 15mm en moyenne.



Fig. 3. CSM Cutter & Renforcement de sol de surface (SSM) / CSM Cutter & Shallow Soil Mixing (SSM)



Fig 5. Puits de lancement de Watson

Le tunnelier

L'analyse des conditions de terrain ayant mis en évidence les difficultés techniques importantes de confinement et donc de stabilité de la face sur un linéaire important du projet, le tunnelier à pression de terre (EPB) et son système de management de marinage a dû être notamment modifié de manière à pouvoir traverser cette zone difficile.

This shaft depth reduction resulted in the unique challenge for the TBM bored tunnels commencing and completing boring above the natural ground level. To provide a minimum cover to the TBM, 7m high permanent embankments were constructed on both islands over the alignment for the first approximately 100m of the tunnel bores. To enhance stability during tunnel boring, embankments were constructed using an engineered cement-stabilised fill with geotextile reinforcement.

A Value Engineering exercise carried out at the early stage of the project resulted in bringing the tunnels closer together which allowed the tunnel portals to be located in single shafts on each island (as opposed to the original scheme of two shafts on each island). This further resulted in a minimum separation between the tunnels of 4.3m at the portals. In order to guarantee the stability of the tunnels during construction and limit settlement during boring activities, a combination of shallow soil mixing treatment of the upper layers (reclamation fills and soft lagoon silts) and discontinuous CSM panels between the two tubes were constructed until the separation between the bores was more than 7m.

This treatment ensured minimal effect on surrounding public facilities with a final average ground settlement of 15mm achieved along the alignment.

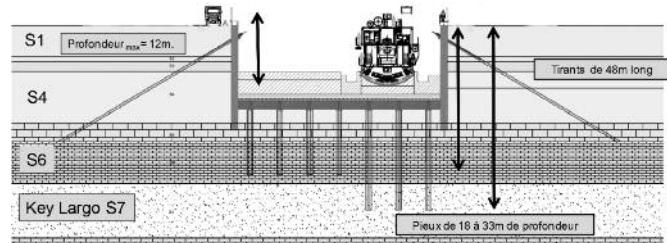


Fig 4. Principe de soutènement / lateral Support



Fig 6. TBM in launching shaft

Tunneling

Following the complementary ground investigation, which identified serious concerns regarding the possibility of not being able to sufficiently condition the TBM spoil in the cutterhead and thus to maintain face stability over a significant section of the project, a series of modifications to the TBM were implemented.

Les différents modes d'opération du tunnelier ont mis en œuvre en fonction des conditions géologiques rencontrées. Ainsi, sur une partie importante du tracé, la couverture du tunnel étant limitée (inférieure à un diamètre sur 67% du tracé), le confinement et le maintien de la stabilité de la face était primordiale pour limiter au maximum les tassements de surface sous les structures du Port de Miami ou sous l'autoroute conduisant à Miami Beach.

Le mode à pression de terre a été ainsi utilisé en début et fin de drive, là où la granulométrie des terrains permettait d'assurer un conditionnement de sol efficace et donc un confinement adéquat. Pour ce mode, le conditionnement des terrains excavés a été principalement assuré grâce à l'utilisation de mousse, mais, dans certaines zones où la teneur en eau était trop élevée, un polymère spécialement adapté au milieu salin a été mis en œuvre.

Cependant dans la zone la plus profonde, sur plus d'un tiers du tracé, où la stabilité du terrain en phase d'excavation était remise en question et la granulométrie inadaptée à un mode à pression de terre, la mise en œuvre du tunnelier, sans une adaptation particulière du processus d'excavation, aurait conduit à une prise de risque inacceptable pour le projet.

En dépit d'une campagne de tests de conditionnement hors normes avec les matériaux issus de la campagne complémentaire, que ce soit sur chantier ou dans les laboratoires de Bouygues Travaux Publics (avec l'utilisation du modèle réduit de simulation de conditionnement de sol OBYONE), et malgré l'utilisation de polymères en quantité importantes, il fut très difficile d'obtenir la pâte nécessaire au procédé EPB, et surtout impossible de la reproduire de façon fiable compte tenu de la granulométrie des sols rencontrés.

De manière à pouvoir relever ce challenge, un procédé innovant, appelé le « Water Control Process », a été mis en place sur le tunnelier. Ce procédé de marinage hydraulique installé à l'extrémité de la vis d'extraction et consistait à joindre un concasseur à un système de marinage hydraulique.

Cette méthode ne permettant pas d'assurer une pression de confinement des terrains en place, sa mise en œuvre a nécessité de s'assurer de la stabilité des terrains durant l'excavation, au moyen d'un traitement de sol adapté.

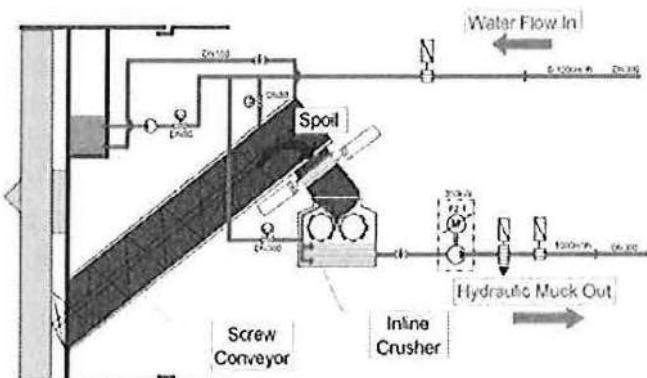


Fig. 2. Le mode « WPC » du tunnelier / TBM « WCP » modes

The tunnel boring was subdivided according to the different modes developed for the excavation in specific ground conditions. Effective and controlled operation was particularly important as a significant length of the tunnel bores (67% including the channel section) had a ground cover of less than one tunnel diameter with highways and existing Port structures above the tunnel which were sensitive to ground movement.

The EPB process was implemented where the ground conditions suited and generally corresponded to the beginning and end of the tunnel drives, in ground which during the excavation produced a suitably graded spoil to enable the EPB process to work effectively. Foam was generally used but where necessary in ground with high water content, a special water absorbent polymer developed specifically to address the saline ground water at the site was also used.

In the deeper sections of the tunnel alignment (about one third of the tunnel bore length), where the stability of the face was questionable and the ground conditions were such that the effective implementation of face support pressure by the EPB process was not assured, a significant risk of not being able to safely progress the tunnels existed. This put the project at an unacceptable risk level.

An extensive series of spoil conditioning tests were performed both in local laboratories and in Bouygues' materials laboratory (where a sophisticated model earth pressure balance machine OBYONE was used to perform tests under representative pressures) on samples obtained from the complementary ground investigation. Testing included the use of conditioning agents such as foam and polymer and a specifically devised filler material was used in an attempt to alter the overall grading of the spoil which would be produced in the cutterhead. A stable plastic spoil could rarely be formed in the granular materials, even using unusually high percentages of conditioning agents, and when it was achieved subsequent tests gave different results indicating the inability to guarantee the necessary robustness of the spoil conditioning in the prevailing conditions.

To ensure the project could progress, an innovative Water Control Process (WCP) boring mode was devised, which in addition to the classical EPB process, was considered to be the optimum approach to overcome the challenges presented by the ground conditions at the site. For the WCP mode a hydraulic circuit was connected to the end of the screw conveyor with an inline crusher.

As no consistent and controlled overpressure could be formed at the excavation face using the WCP method, a prerequisite to its implementation was that the excavation face be self stable. To achieve this, it was necessary to perform adequate ground treatment in advance of the tunnel boring.

Les traitements de terrain

Une série de 9 tests d'injection a été réalisée de manière à atteindre deux objectifs. Le premier était de définir la composition et les propriétés du mortier permettant une injection efficace évitant des pertes importantes suite à la forte perméabilité des terrains en place. Parallèlement, ce mortier se devait d'avoir aussi une rhéologie et résistance compatible au forage par le tunnelier. Le deuxième objectif était d'optimiser et valider les procédures d'injection, la distribution des forages et le phasage d'injection.

Ces différents tests sur chantier ont aboutit à la mise en œuvre d'un mortier thixotropique de faible mobilité compatible avec les conditions de sol, associée à une répartition de forage et des méthodes d'injection adéquates, permettant d'assurer la stabilité de la face durant les phases d'excavation du tunnelier.

Ce programme d'injection fut réalisé en amont de l'excavation du tunnel, avec des moyens terrestres classiques et des barges pour la partie principale réalisée dans le chenal. Cette campagne de plus de 1050 forages (~30km), 50 000m³ de mortier est à ce jour la plus grande campagne d'injection jamais réalisée aux États-Unis.

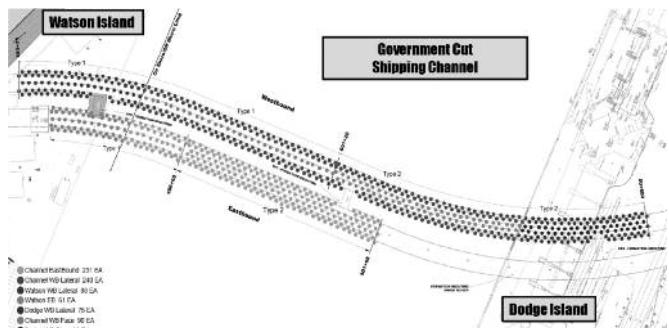


Fig 8. Traitement des terrains pour le tunnel / Tunnel ground treatment

Ground treatment

A series of nine extensive full scale field grouting trials were performed to satisfy two goals. The first was to identify stable grout formulations which were capable of effectively penetrating the porosity of the ground and which had rheological properties sufficient to manage the risk of "runaway" takes or washout. Equally, such mixes had to have low strength, compatible with the ground and be amenable to the TBM excavation. The second goal was to determine and optimise operational parameters relating to the placement of the grout such as hole spacing and delivery method (e.g. upstage versus downstage).

Based upon the findings of the field trials a unique low mobility, thixotropic grout was developed suited to the site specific conditions and an optimal grout hole spacing was defined to sufficiently achieve the formation grouting programme's target of controlling ground water and stabilising the meta-stable layer along the tunnel alignment.

This extensive grouting programme was performed in advance of the TBM progress both on shore and off shore from barges. The final formation grouting programme comprised more than 1050 holes (i.e 30 km of drilling) and the injection of approx. 50,000m³ of grout. At the time this was the largest grouting operation in the USA.



Fig 9. Traitement des terrains par barge / Tunnel Ground Treatment on pontoon

Bouchons d'inspection de maintenance du tunnelier & Intertubes

Sans des mesures spécifiques, la forte perméabilité des terrains rendait quasi impossible la maintenance du tunnelier et notamment les inspections de routine de la tête et le changement nécessaires des outils. Fort de l'expérience des soutènements des puits d'entrée et de sortie du tunnelier, un ensemble de bouchons d'inspection et de maintenance, judicieusement répartis sur le tracé.

De la même manière, trois des intertubes furent réalisés sous couvert de panneaux de CSM, permettant leur excavation selon les méthodes conventionnelles. Deux autres intertubes ont cependant nécessité des traitements de terrain similaires à ceux du tunnelier, compte tenu de leur

TBM intervention shafts & Cross-passages

The highly permeable ground conditions did not lend themselves to safely performing the necessary routine inspections of the TBM cutter discs and tools and associated maintenance. To address this, inspection plugs of CSM treated ground were formed using overlapping CSM panels constructed from Watson and Dodge Islands at predetermined locations along the alignments of the two tunnels.

To facilitate the safe excavation of the cross passages between the bores, three of the cross passages have been treated by overlapping CSM panels which provided a robust and low permeability temporary support for the excavation.

localisation (sous de réseaux importants, ou dans le chenal) et leur profondeur nécessitant une excavation sous congélation dans les terrains métastables identifiés lors de la campagne complémentaire. Pour ce faire, seul l'espace-ment entre les forages a été modifié et fortement réduit par rapport aux injections du tunnel, de manière à limiter la perméabilité et réduire la circulation de l'eau autour de ces intertubes.

Similar ground treatment at the remaining two cross passages was prohibited due to surface restrictions (utilities and shipping channel) and the solution adopted for the temporary support of these excavations was ground freezing. These two cross passages are located within the highly porous and meta-stable layer which together with high recorded ground water movements brought specific challenges to ground freezing in terms of effective freeze time and long term ground stability. These risks were mitigated by an intense campaign of pre-grouting at the cross passage locations using the same grout and methods as used for the tunnel grouting but with a reduced injection holes spacing.

4. DURABILITÉ

Alors que la plupart des structures ne sont soumise qu'à des critères de durabilité oscillant entre 50 et 75 ans conformément aux préconisations de FDOT et des ACI, le tunnel de Miami est quant à lui soumis à un critère de durabilité des structures de 150 ans.

En Floride comme partout ailleurs aux États-Unis, la conformité des ouvrages aux critères de durabilité se fait généralement par la stricte application des prescriptions, dans le cas précis FDOT, ou plus généralement des ACI (à savoir le ratio eau / ciment, la quantité de liant, l'enrobage, etc.), et ce en fonction :

- de l'exposition (classes environnementales),
- de la sélection de matériaux testés et approuvées,
- de mix béton définis et optimisés en laboratoires accrédités,
- de tests de convenance soumis à l'approbation de FDOT. Confortés par l'application strictes de règles de mis en œuvre :
 - Moyens de production certifiés (Centres accrédités par FDOT),
 - Méthode de bétonnage
 - Enrobage minimal et espacement des aciers
 - Contrôle qualité durant la production.

De manière à répondre aux impératifs du contrat imposant une durabilité de 150 ans, Bouygues Travaux Publics a dû explorer d'autres voies, impliquant l'extrapolation des conditions climatiques, des caractéristiques des matériaux et des modèles de détérioration.

Comme pour le design des structures, le design pour la durabilité requiert une méthodologie et des modèles de calcul intégrant les différents modes de dégradations, définissant les états limites et les facteurs de sécurité.

Alors que les normes FDOT s'attachent principalement à garantir la mise en œuvre de béton de très faible perméabilité, et à très faible teneur initiale en ion chlore, combiné à un enrobage minimum des armatures, Bouygues Travaux Publics a utilisé l'approche performancielle du modèle Duracrete/Darts. Cette approche a permis de prendre en compte l'agressivité de l'environnement, les modes de dégradations potentiels (corrosion, carbonatation etc.) et les caractéristiques des matériaux retenus, et de mettre en œuvre des modèles probabilistes qui ont permis à l'ingénieur d'estimer l'évolution des caractéristiques des matériaux en fonction de leur exposition.

4. DURABILITY

Whereas the general durability design strategy developed by the FDOT and ACI codes are defined for a service life of 75 and 50 years respectively, the Port of Miami tunnel structures are subject to 150 years service life requirement.

The usual methods of demonstrating durability, as defined by FDOT or the ACIs, is the application of prescriptive rules (specifications of w/c ratio, minimum cementitious content, cementitious replacement, concrete cover etc.), based upon:

- Environmental classification (different macro-environmental aggressiveness classes)
- Selection of tested and approved material (concrete constituents)
- Design and optimization of concrete mixes among accredited laboratory
- Compliance test and submission to FDOT Verifier.

And, execution parameters such as:

- Means for concrete production (e.g. use of FDOT's approved production centre)
 - Method for concreting operation and optimisation of execution process
 - Determining the reinforcement lay out and minimum concrete cover
 - Quality control process during production and construction.
- To design effectively a 150 years service life as required for the Project, the Bouygues' project team had to step outside the current codes, which required extrapolation of current knowledge of climate and material properties as well as the extrapolation of material deterioration models.*

The design for durability requires an overall methodology and calculation models for the actual degradation processes of concrete structures, similar to the structural design code for loads, using limit states and factor of safety. The FDOT codes are based on controlling the concrete mix to obtain low permeable concrete; limitation of the chlorides content in the original concrete mix ingredients; and minimum concrete cover on rebar. Bouygues' proposed a performance based design using the Duracrete/Darts model for the targeted service life to control corrosion of reinforcement taking into account the nature of the environmental aggressiveness, the degradation processes and the material properties involved. The big step forward to performance related durability design is that the full probabilistic models enable the designer to evaluate the time-related changes in materials depending on the specific material and environmental conditions.

Plusieurs modèles probabilistes furent ainsi utilisés, incluant pour chacun d'entre eux, un ensemble de paramètres tels que les dimensions des éléments concernés, les paramètres environnementaux possibles et la propriété des matériaux, comme pour une étude de structures.

En complément, ces études paramétriques ont été corrélées et validées par des études de sensibilité sur des ouvrages existants et des modèles étudiés résultant de l'expérience de FDOT en Floride (Sagüés, A.A. and Kran).

Ainsi, les voussoirs préfabriqués du tunnel et les structures coulés en place ont été considérées comme soumis à une vaste plage de conditions environnementales prenant en compte les zones de marnage, le taux actuel de chlorure, le taux de sulfate dans le sol existant, l'exposition à l'air marin et la pollution atmosphérique liée au dioxyde de carbone etc.

Suite à ces modélisations et en accord avec FDOT, le choix du béton des voussoirs s'est rapidement porté sur un béton ternaire (ciment, cendres volantes et laitier).

Le mode principal de dégradation des armatures a quant à lui été identifié comme étant lié à la dépassivation des aciers par les ions chlorure, et à moindre niveau, la carbonatation. Les modèles probabilistes ont permis de démontré que les critères de durabilité pouvaient être respectés, en prenant en compte l'ensemble des phénomènes, de la phase d'initiation à celle de propagation.

En conséquence de quoi, l'enrobage des armatures des voussoirs du tunnel a été fixé à 3" (76.2mm), alors que l'enrobage de 4" (101,6mm) des structures extérieures (tranchées couvertes et ouvertes) tels que prescrits par FDOT a été validé.

Different models used for this durability design consist of design parameters such as structural dimensions, environmental parameters and material properties that correspond to the load and resistance variables of the structural design procedure.

The parametric studies have been complemented by a sensitivity analysis using the proposed mixes design with actual field data collected from bridges in Florida (Sagüés, A.A. and Kranc).

The tunnel reinforced precast and cast in-situ structure elements were considered to be exposed to a broad range of environmental conditions which may harm the material and as a consequence the structure itself, including a marine tidal/splash zone; elements permanently submerged in seawater; high chloride and acid sulphate potential soil in place; exposure to airborne salt and atmospheric Carbone dioxide etc.

Following this specific modeling and various discussions held with FDOT, the use of ternary blend was agreed upon for the design of the mix for the tunnel precast tunnel segments.

The deterioration mechanism with regards to onset reinforcement corrosion in the evaluation of the service life was regarded as reinforcement depassivation by chloride ingress and at a lower level by carbonation induced corrosion. The result of the simulation, using the full probabilistic Duracrete/Darts model, shows that the design service life can be reliably achieved, taking into account the relevant initiation and subsequent deterioration process.

Consequently, the cover on reinforcement for the tunnel segments were chosen at 3" [76.2 mm], whereas a cover of 4" [101.6 mm] as prescribed by FDOT for the cast-in place elements such as Cut & Cover and open Cuts was confirmed.

5. LA PROTECTION AU FEU

Le projet du Port de Miami est le premier tunnel aux Etats-Unis, soumis à la stricte application de la norme NFPA 502 édition 2008. Même si cette norme est similaire à celles appliquées de nos jours en Europe, notamment pour ce qui concerne les critères de non-éclatement des bétons, l'absence d'expertise locale, de matériaux adéquats et de laboratoires capables de réaliser des tests au feu de grande échelle a été problématique.

De manière à surmonter ces problèmes, Bouygues Travaux Publics a proposé une approche innovante utilisant l'expertise d'Efectis Netherlands et le développement récent d'un four mobile. L'approche retenue peut être résumée comme suit :

Etape 1 : détermination de la température d'éclatement du béton des voussoirs du tunnel, pour évaluer le comportement au feu du béton seul.

Etape 2 : Vérification du respect des critères de températures maximales en fonction système de protection passive retenu.

La première étape a été réalisée durant le mois de Mai 2012 à Miami, au travers de tests au feu. Cette étude paramétrique a été conduite sur la base de courbes de feu visant à simuler la température maximale d'interface une fois le

5. PASSIVE FIRE PROTECTION

The Port of Miami Tunnel is the first project within the United States of America being subject to the requirements for passive fire protection (NPFA 502 edition 2008). These requirements, even if rather similar to those applicable nowadays in Europe and especially for what relates to no-spalling of precast concrete elements under fire conditions, raised many issues in the absence of local expertise, adequate laboratories able to perform the required fire tests, and local materials.

To overcome this issue, Bouygues Travaux Publics has developed an innovative approach using the mobile furnace designed by Efectis Netherlands. This approach can be summarized as follow:

Step 1: Determination of the critical spalling temperature of the concrete precast segments used on the Port of Miami Tunnel, assessing the behavior of the concrete itself under fire conditions;

Step 2: Verification of the proposed fire proofing systems with regards to its ability to fulfill the temperature criteria as obtained in Step 1.

Step 1 was completed through fire tests performed in Miami during the month of May 2012, using the expertise of Efectis Netherlands in determining a range of equivalent interface temperature curves, corresponding to the temper-

béton des voussoirs protégé. Cette étude a été rendue possible grâce à l'expertise d'Efectis Netherlands.

La deuxième étape a alors consisté à vérifier que le système de protection passive permettait alors de respecter les critères de température d'interface obtenue à l'étape précédente.

L'avantage principal de cette méthode a été de s'affranchir totalement du choix des produits pour les tests au feu sur les voussoirs du tunnel, et de limiter ainsi le nombre de test au feu à réaliser. Dans le cas présent, cette approche a aussi permis d'éviter de réaliser ces tests en Europe.

La solution technique retenue est celle de plaques Promat T, posées en facettes et retenue par des ancrages inox, permettant une mise en œuvre rapide et concourante avec la pose de certains équipements.



Fig. 10. Test au Feu / Fire test

atures curves which would be achieved if the concrete was protected by a passive fire protection material.

Step 2 consisted then by checking that the chosen passive fire protection system allowed to reduce the heat transfer to the concrete to the maximum allowable interface temperature curve determined in step 1.

This approach had the main advantages to save time by limiting the number of fire tests (which were carried out independently of the passive fire protection), and to avoid such tests to be performed in Europe.

The Passive fire protection system implemented on site is a faceted system of Promat T boards anchored with stainless steel nails, which allowed equipments to be installed concurrently.

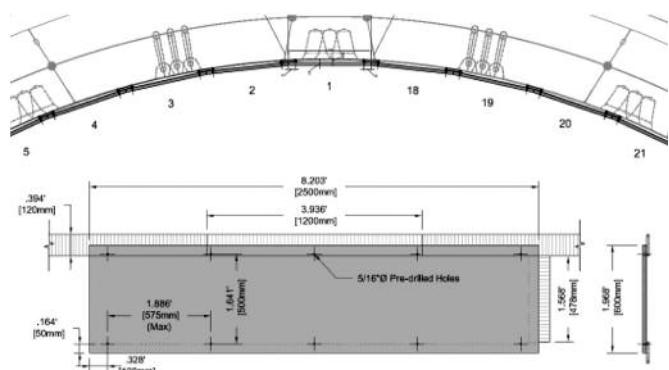


Fig 11. Passive Fire protection system

6. SYSTÈMES & OPÉRATIONS

Dès la phase de conception du projet, un comité santé et sécurité dédié au projet fut constitué. Ce comité, composé du client (FDOT), de l'exploitant, des différents services d'urgence et de Bouygues Travaux Publics, avait comme principaux objectifs :

- de valider les options prises tant en terme d'opérations que d'études,
- de garantir la conformité du projet aux règlements applicables en matière de sécurité,
- d'aboutir à un consensus entre les différents services d'urgences,
- de définir et coordonner les réponses à donner à chaque type d'incident,
- de définir les principales procédures d'urgence,
- de se familiariser avec l'infrastructure et ses équipements,
- et enfin de procéder à toutes les formations nécessaires des personnels concernés.

Ce comité a permis de développer la conception du tunnel et de ses équipements en totale coordination avec les principaux intervenants garantissant ainsi l'adéquation entre l'infrastructure et ses systèmes, les modes opérationnels de l'exploitant, les moyens et modes opératoires des services d'urgence locaux.

Deux systèmes d'opération du tunnel en ont alors découlé ; l'un purement dédié à la gestion du trafic (*Traffic Surveillance and Control System ou TSCS*), et l'autre dédié à la gestion des principaux équipements de sécurité et

6. SYSTEMS & OPERATIONS

During the planning/construction process, a Fire/Life Safety and Traffic Operations and Traffic Management working group representing emergency responder interests was established as a steering committee, to pursue the following goals:

- To validate the design and operational principles;
- To ensure compliance with all appropriate regulations and codes to maximize safety;
- To achieve consensus from emergency response stakeholders;
- To coordinate their response efforts to incidents;
- To review current and proposed emergency response stakeholders response plans and procedures;
- To review and become familiar with tunnel proposed response plans and procedures;
- To become familiar with the new tunnel safety and life support equipment;
- And to establish and conduct ongoing tunnel training for their staffs (incident response drills, etc.);

This process continued throughout the life of the Project as a forum to mitigate design and operational issues and maintain agency input into the emergency response and fire/life safety aspects of the Project.

The primary tunnel operations and control system consist of two individual systems; the Traffic Surveillance and Control System (TSCS) and Supervisory Control and Data Acquisition (SCADA) System.

d'exploitation du tunnel et leur intégration (*Supervisory Control and Data Acquisition* ou *SCADA system*).

Ainsi le TSCS permet la gestion directe des équipements suivant :

- les caméras de vidéosurveillance et de détection d'incident (CCTV),
 - le système de détection des véhicules,
 - les feux d'affectation des voies,
 - les panneaux à messages variables,
 - le système de détection des hors-gabarit,
 - les systèmes de fermeture du tunnel au trafic,
 - le système d'information radio,
 - la signalisation fixe.
 - en coordination totale avec le système d'exploitation du Client (FDOT) sur les lots adjacents.
- Le SCADA, quant à lui, est dédié à l'ensemble des systèmes d'opérations du tunnel (hors trafic), et plus particulièrement aux systèmes de sécurité que sont :
- Ventilation du tunnel et qualité de l'Air,
 - Ventilation et pressurisation des intertubes,
 - Pompes,
 - Portes anti-inondations,
 - Sprinkler,
 - Alimentation principale et secondaire,
 - Éclairage,
 - Anti-intrusion,
 - Onduleurs,
 - Alarme incendie,
 - Mesure de vibrations et d'explosion,
 - Et tous les systèmes et équipements des bâtiments annexes de services et d'exploitation.

De manière à fournir à l'opérateur un système d'opération unifiée, un interface spécifique a été développé pour permettre de suivre le trafic en temps réel et d'opérer l'ensemble des systèmes du projet à partir d'une simple console. Les chiffres à retenir, en termes d'équipements, sont les suivants :

Système Électrique

- Distribution Electrique - 150km câbles
- Eclairage Tunnel - 1500 luminaires
- Détection Incendie - 350 détecteurs
- Contrôle Commande - 3 postes de contrôle
- Gestion de trafic - 60 Panneaux d'affichage
- Télécommunications - 5km fibre optique
- Détection d'Incident - 100 caméras
- Détection de déflagration - 10 appareils

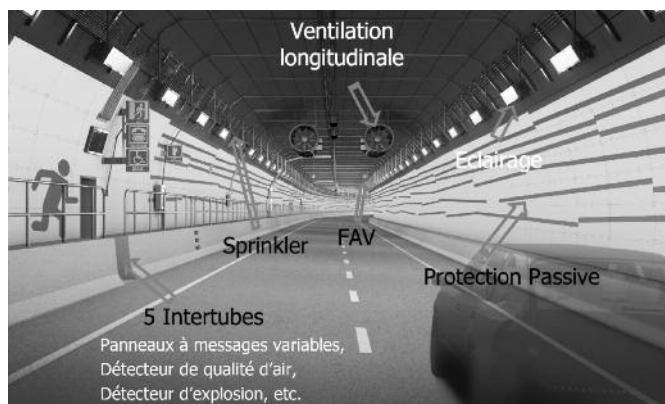


Fig 13. Les équipements du tunnel

The TSCS system is dedicated to the following subsystems:

- Closed-Circuit Television (CCTV) Cameras and Incident Detection (CCTV fixed Cameras with software);
- Vehicle Sensors;
- Lane Use Signals (LUS);
- Dynamic Message Signs (DMS);
- Over-height Vehicle Detection (OHVD);
- Portal Traffic Closure Signals (PTCS);
- Traffic Control Gates;
- Radio Rebroadcast and,
- Fixed signage.

Secondly, the SCADA System is designed to allow performing all monitoring and controlling functions required to support the operation of all of the tunnel systems, including the life safety system:

- Ventilation and Air Quality;
- Cross Passage Ventilation and Pressurization;
- Pump Stations and discharge Station;
- Flood Gates;
- Fire Protection (sprinkler);
- Primary and secondary Power Distribution;
- Lighting; and
- Intrusion Detection
- Secondary Power Distribution
- Uninterruptible Power Systems;
- Fire Alarm and Detection;
- Tunnel Vibration Monitoring
- Buildings systems.

A unified operator interface has been developed that integrates the TSCS and SCADA System allowing each system to be monitored and controlled from a workstation.

The main characteristics of the tunnel equipments are as follow:

Electrical system

- Cables – 150 km
- Lighting – 1500 luminaries
- Fire detection – 350
- Control Command – 3
- Traffic management – 60 panels
- Communication – 5km
- Incident detection – 100 cameras
- Blast Monitoring – 10 monitors

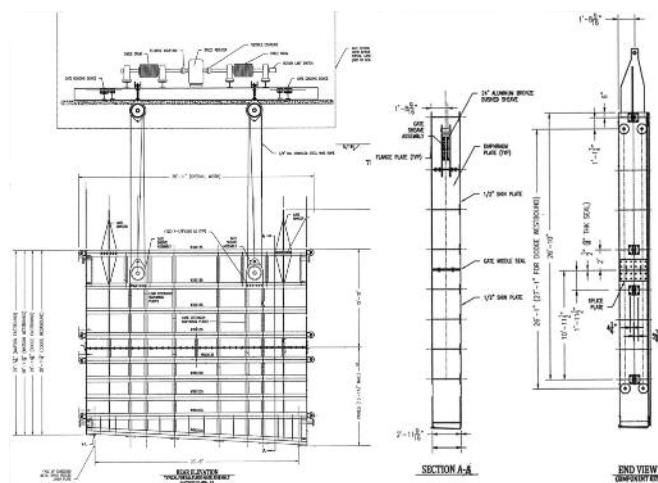


Fig 14. Flood gates

- Analyse de qualité d'air
- Système mécanique :
 - Ventilation tunnel - 44 ventilateurs Jet 50 ch.
 - Protection Incendie - 2000 sprinklers
 - Pompage, Drainage - 9 pompes 150 ch., 12m³/mn
 - Portes coupe-feu - 40 portes
 - Portes anti-inondations - 4 portes de 60 tonnes 9.5m de hauteur 12m de largeur

7. CONCLUSION

A bien des égards, le tunnel du Port de Miami est un projet unique, qui a mérité une attention toute spécifique, que ce soit pour ses conditions géologiques, et ses spécificités en terme durabilité, systèmes et modes opératoires. Grâce à des moyens hors du commun, et des procédés innovants, Bouygues Travaux Publics a su relever avec succès l'ensemble des défis qui s'offrait à lui. Ce projet unique méritait donc bien un écrin à sa hauteur ; une architecture innovante emblème du savoir faire de l'entreprise.

- Air quality monitors
- Mechanical system
 - Ventilation – 44 fans of 50 h.p
 - Sprinkler – 2000
 - Pumps – 9 of 150 h.p 12m³/mn
 - Fire doors – 40
 - Flood gates – 4 doors of 60tons 9.5m high 12m wide

7. CONCLUSION

As presented above, the Port of Miami tunnels project is, in many aspects, “one of a kind”. It deserved very particular attentions due to its unique ground conditions, and its specificities in term of durability requirements, systems and operations modes.

Innovative processes and extraordinary means enabled Bouygues Travaux Publics to successfully overcome the different challenges of this Project. Accordingly, this unique project expanded the boundaries of current knowledge and technology thereby showcasing Bouygues’ know-how and commitment to rising to the challenge.



Fig 15. Architecture du Projet / Project Architecture

LA TOUR MAJUNGA A PARIS LA DEFENSE

THE MAJUNGA TOWER IN PARIS - LA DEFENSE

Evelyne OSMANI

Directeur du bureau d'Etudes Structures d'Eiffage Construction
Director Structural Design Department of Eiffage Construction

LE PROJET

Le projet de la Tour Majunga s'inscrit dans le Plan Renouveau du quartier de la Défense qui vise notamment la construction de nouvelles tours écologiques et architecturalement innovantes.

Conçue par l'architecte Jean-Paul Viguier pour le compte d'Unibail-Rodamco, la Tour Majunga est constituée de jeux de plans, d'obliques et de contre obliques inspirés des paysages de montagnes (**figure 1**), bien que son nom de code soit celui d'une ville balnéaire de Madagascar.

La végétalisation est présente sur toute la hauteur de la Tour autant que les niveaux de végétation en montagne. Enfin les performances énergétiques sont ambitieuses puisque les labels HQE et BREEAM sont recherchés. Réalisé dans une fouille unique et sur une fondation continue, le projet de la Tour Majunga se décompose en plusieurs parties (**figure 2**).

- la partie principale est la zone « Tour » : elle comporte 2 niveaux enterrés, 5 niveaux de médiastucture et 43 niveaux de superstructure
- les locaux techniques comptent 2 niveaux de sous-sol et s'élèvent en R+1 à R+3
- l'aire de livraison est en R+2

Les 8 niveaux inférieurs constituent le socle de la Tour.

THE PROJECT

The Majunga tower project is part of the Renewal Plan of La Defense area, which especially expects the erection of new ecological towers with innovative design.

Designed by architect Jean-Paul Viguier on behalf of Unibail-Rodamco, the Majunga tower is made up of a set of planes, obliques and counterobliques inspired by mountain landscapes (figure 1), despite the fact that its name is the one of a seaside town in Madagascar.

Vegetation is present at each level, high up to the top of the tower, as well as vegetation levels in the mountain.

At last, energy performances are outstanding, searching for HQE and BREEAM labels.

Erected in a single excavation and built on a continuous foundation, the tower Majunga project may be divided in several parts (figure 2)

- *the main part is the tower area, including 2 underground levels, 5 mediastucture levels and 43 superstructure levels*
 - *the technical levels are designed with 2 underground levels and rise up to GF+1 or GF+3*
 - *the delivery area rises up to GF+2*
- The 8 lower levels form the base course of the Tower.*



Architecte : J-P. VIGUIER

Figure 1.

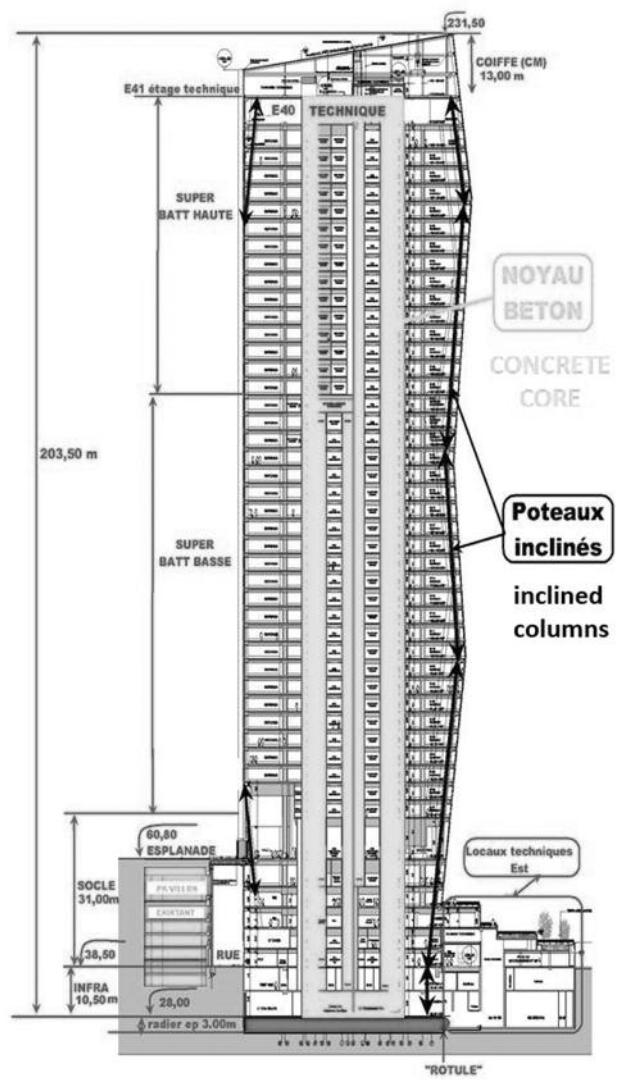


Figure 2.

L'emprise du chantier est extrêmement étroite et entourée d'immeubles de bureaux et de logements dont le plus élevé, la Tour Ariane, a été érigé par Eiffage Construction en 1975 (**figure 3**).

La surface totale de plancher atteint 92.500 m².

Les principales quantités de matière constituant la structure en béton armé sont les suivantes :

- 48.000 m³ de béton
- 6.500 t d'acières

Le béton a été coulé en place par pompage à l'aide de 2 colonnes et d'un mât de bétonnage. Seules des retombées de poutres évidées et les volées des radiers ont été préfabriquées.

En termes de résistances caractéristiques, les bétons utilisés sont du C40/47 dans le radier de fondation, du C80/95 dans les poteaux verticaux et inclinés et de C40/47 à C60/70 dans les murs du noyau de contreventement.

Deux grues à tour ont été montées pour assurer l'approvisionnement en ferrailage, le déplacement des coffrages des poteaux intérieurs et des talons de poutres.

The site area is extremely narrow and surrounded by office

and housing buildings, the highest of which, Ariane tower,

was erected by Eiffage Construction in 1975 (figure 3).

The total floor area reaches 92, 500m².

The main quantities of materials involved in the reinforced concrete structure are the following ones:

- 4,800 m³ of concrete*
- 6,500 t of reinforcing bars*

The concrete has been cast in situ by pumping by mean of 2 concreting pipes and 1 concreting pole. Only the under slab parts of beams and flights of stairs were pre-cast.

In terms of characteristics resistances, the concrete provided are C40/47 in the foundation raft, C80/95 in the vertical and tilted columns, and from C40/47 to C60/70 in the core walls.

Two tower cranes were erected to supply all the reinforcement precast units and the other components in elevation floors, and to remove the interior columns formwork from part to part.

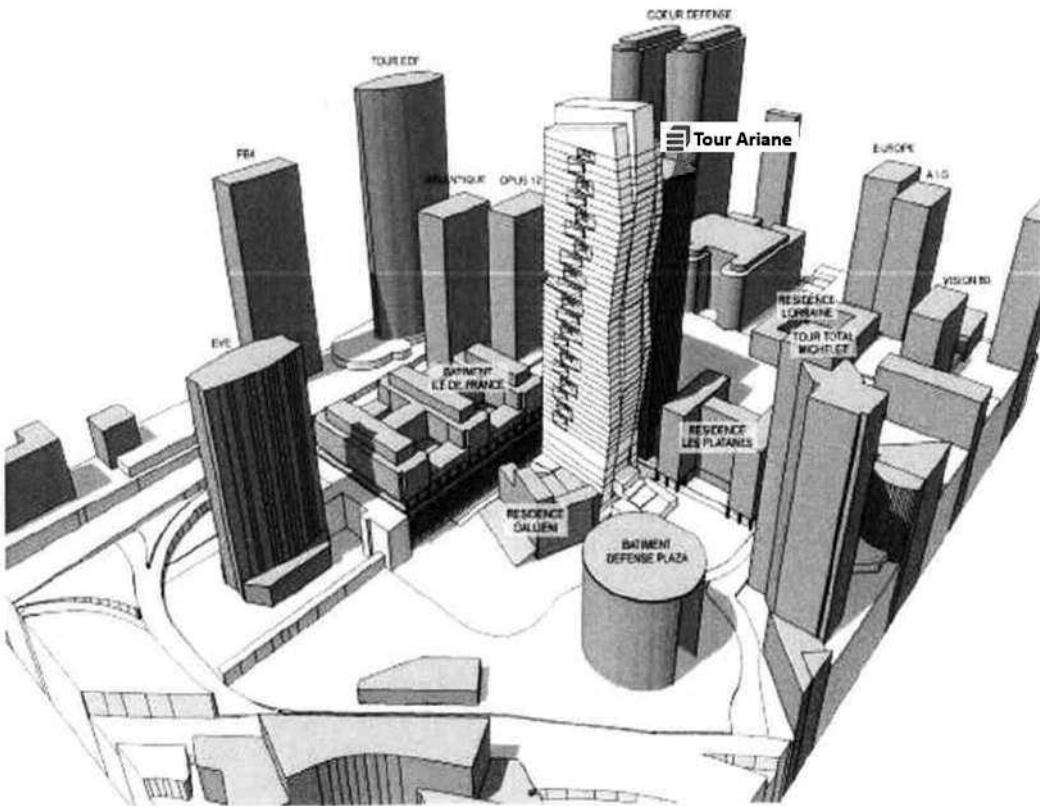


Figure 3.

Trois lifts extérieurs et un jump lift ont été utilisés pour assurer l'approvisionnement des divers composants ainsi que la circulation des ouvriers.

La durée de construction est de 3 ans, sur la base d'un niveau « courant » par semaine en allure de croisière de construction.

Le travail de nuit est interdit à cause des immeubles d'habitation très proches.

Le noyau a été, dès que possible, coulé par plots à l'aide de coffrages auto grimpants. Enfin un outil coffrant a été mis au point pour, en une levée, former le coffrage des poteaux et des poutres de façade tout en assurant la sécurité des ouvriers par ses passerelles consoles intégrées.

Le noyau était en avance de 4 à 5 niveaux sur le reste de la structure (**figure 4**).

Les 6000 m³ de béton du radier ont été coulés en 5 plots sans joint définitif.

LA SUPERSTRUCTURE

Un plancher « courant » est montré en **figure 5**.

En réalité, l'inclinaison variable des poteaux gomme l'impression d'étage courant ; ils sont tous différents, et les loggias et balcons contribuent aussi à leurs différences.

La structure est conçue en béton armé majoritairement coulé en place (murs, poteaux, planchers, certaines poutres et clavetages des poutres).

Elle comporte un noyau de contreventement intégrant tous les locaux communs (ascenseurs, escaliers et leurs sas, sanitaires, locaux techniques et gaines verticales).

Three outside lifts and one jump lift were provided for components supplies and for site men use.

The duration of construction progresses over 3 years, on the basis of the execution each week of a “current” level, during the cruising construction speed. No night work was authorized because of the very close housing buildings.

The core was, as soon as possible, built in separate blocks by means of self-climbing formwork.

At last, a self-climbing formwork tool was designed so that, in one lifting, the formwork of façade columns and beams might be ready for reinforcing and concreting the façade framework, providing the site men’s security with the cantilever foot walk connected to the formwork tool.

*The core execution took place 4 to 5 levels earlier than the remaining part of the structure (**figure 4**).*

The 6,000 m³ of the foundation raft concrete were cast in 5 times, without definitive joint.

THE SUPERSTRUCTURE

A “current” floor is shown on **figure 5**.

In reality, the variable tilt of columns erases the appearance of current floor: they are all different, and the loggias and balconies contribute a bit to their differences.

The structure is designed with reinforced concrete, mostly cast in situ (walls, columns, slabs, part of beams and key-work of beams).

It is composed with a wind bracing core including the common parts (lifts, staircases and their airlocks, restrooms, technical rooms and shafts).

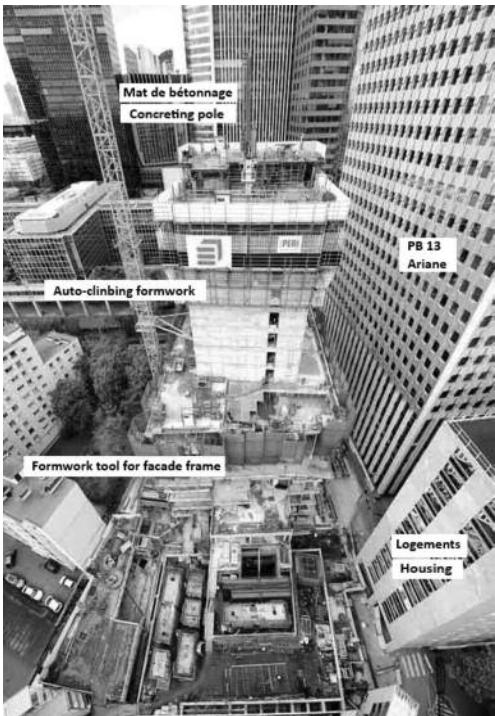


Figure 4.

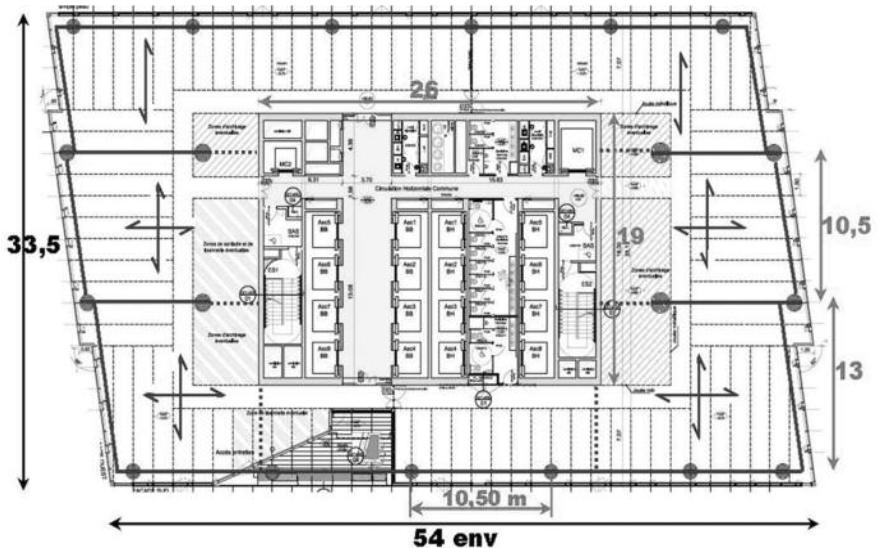


Figure 5.

L'épaisseur des murs du noyau, varie de 20cm à 80cm. À l'extérieur du noyau, la partie restante du niveau est dévolue à des bureaux le long de la façade et à des archives le long du noyau. Dans cette partie, la structure est conçue en poteaux/poutres avec une dalle portant souvent dans 2 directions. 20 poteaux (15 verticaux et 5 inclinés), d'un diamètre variant de 70 cm à 1,40 m, supportent des poutres 70 cm de haut.

Tout le long des murs du noyau, les poutres sont remplacées par des bandes noyées, afin de procurer une plus grande hauteur libre, permettant ainsi le passage des gaines principales d'air conditionné, alimentées par les gaines verticales de climatisation situées çà l'intérieur du noyau. Du fait que la hauteur entre la rue utilisée comme accès pompier et le dernier plancher de bureaux est inférieure à 200m, le bâtiment est classé IGH au lieu d'ITGH. La réglementation française en matière de sécurité incendie, qui est techniquement écrite par les pompiers, impose à la structure béton armé une stabilité au feu de 2h, sans l'aide de sprinklers ou de protections.

Les façades sont conçues avec un mur rideau porté par la structure poteau/poutre. La platitude de la façade Sud est brisée par des loggias et balcons se décalant tous les deux étages.

Afin de respecter la planification des travaux, la mise en œuvre du mur rideau a commencé tôt, au 10^e étage « courant », pendant que la structure continuait à s'élever vers le ciel (**figure 6**).

Dans la partie Ouest du bâtiment, 4 poteaux de 16 m de haut supportant 3000 à 4000 t, permettent d'ouvrir un hall d'accueil monumental en communication avec l'esplanade, qui est le principal accès piéton à la Tour Majunga (**figure 7**).

The thickness of the core walls varies from 20 cm to 80 cm. Outside the core, the remaining part of the level is intended to offices all along the façade and to record offices along the core. In this part, the structure is designed with columns / beams with a slab often bearing in 2 directions. 20 columns (15 vertical ones and 5 tilted ones), the diameter of which varying from 70 cm to 1,40 m, bear beams 70 cm high.

All along the core walls, the beams are replaced with flat beams, to provide greater headroom, thus allowing the way for main air conditioned ducts taking air from vertical air shafts inside the core.

Because the height between the street used as an access for fire safety means and the last office level is less than 200m, the building is classified as a High Rise Building instead of a Very High Rise Building. The French fire regulation, which is technically written by firemen, imposes the concrete structure to be 2 hours fire resistant, without the help of sprinklers or coatings.

The facades are designed with a curtain wall supported by the concrete frame. The flatness of the southern façade is broken with loggias and balconies moving along each two levels.

*In order to respect the planning of the works, the setting of the curtain wall began early, at the 10th current floor, while the structure was still going up to the sky (**figure 6**).*

*In the western part of the building, 4 columns 16m high, bearing 3,000 to 4,000 tons, permit the opening of a monumental lobby in communication with the Esplanade, which is the main pedestrian access to the Majunga Tower (**figure 7**).*



Figure 6.

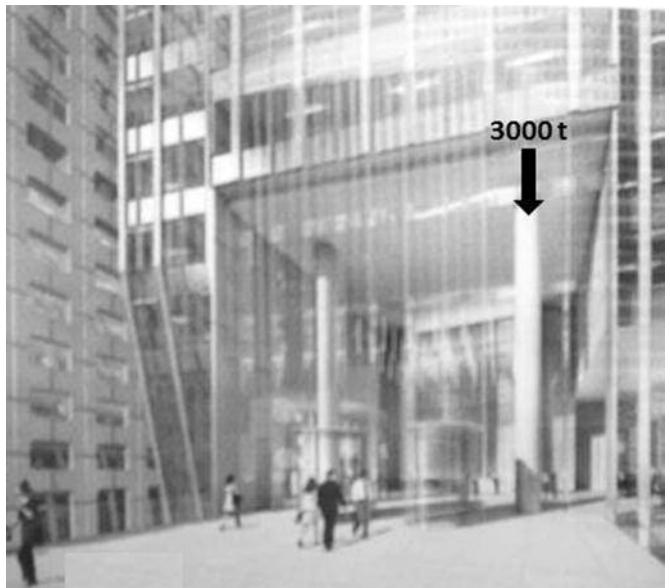


Figure 7.

CHARGES GLOBALES À LA BASE DE LA TOUR

La descente de charges gravitaires à la base de la tour est de 126.000 tonnes de poids propre et de 18.000 tonnes de charges d'exploitation, distribuées comme suit : 50 % dans le noyau et 50 % sur les poteaux ; le poids du radier à ajouter est de 15.000 tonnes.

La descente de charges totale ELS est de 159.000 tonnes. L'enlèvement du terrain en place lors de l'excavation donne un crédit de charge de -50.000 tm.

L'inclinaison des poteaux y compris l'effet PΔ, génère un moment de flexion vers l'Est de 50.000 tm.

Les effets du vent ont été calculés à partir de mesures effectuées sur une maquette rigide de la tour et des immeubles environnants placée dans le tunnel d'essais en soufflerie du CSTB avec un vent de 50 ans de période de retour (24 m/s) (figure 8)

Les efforts horizontaux et moments de flexion engendrés à la base de tour par le vent cinquantenal sont :

- vent Est-Ouest (petite largeur) : 600 t / 80.000 tm
- vent Nord-Sud (grande largeur) : 130 t / 174.000 tm

GLOBAL LOADS AT THE BASIS OF THE TOWER

The global gravity loads at the basis of the tower is 126,000 tons of dead loads and 18,000 tons of live loads, distributed as follows : 50 % in the core, 50 % on the columns ; the weight of the raft to be added is 15,000 tons. The total vertical SLS load is 159,000 tons.

The removing of in situ soil for excavation gives a credit of load of -50,000 tons.

The inclination of columns, including PΔ effect, induce a bending moment towards East of 50,000 tm.

The effects of wind were calculated from measurements managed on a stiff model of the tower and of the surrounding building placed in the CSTB wind tunnel, with a wind of a return period of 50 years (24 m/s) (figure 8). The horizontal forces and bending moments generated at the basis of the tower by the 50 years wind are:

- wind East-West (small wideness) : 600 t / 80,000 tm
- wind North-South (great wideness) : 1,300 t / 174,000 tm

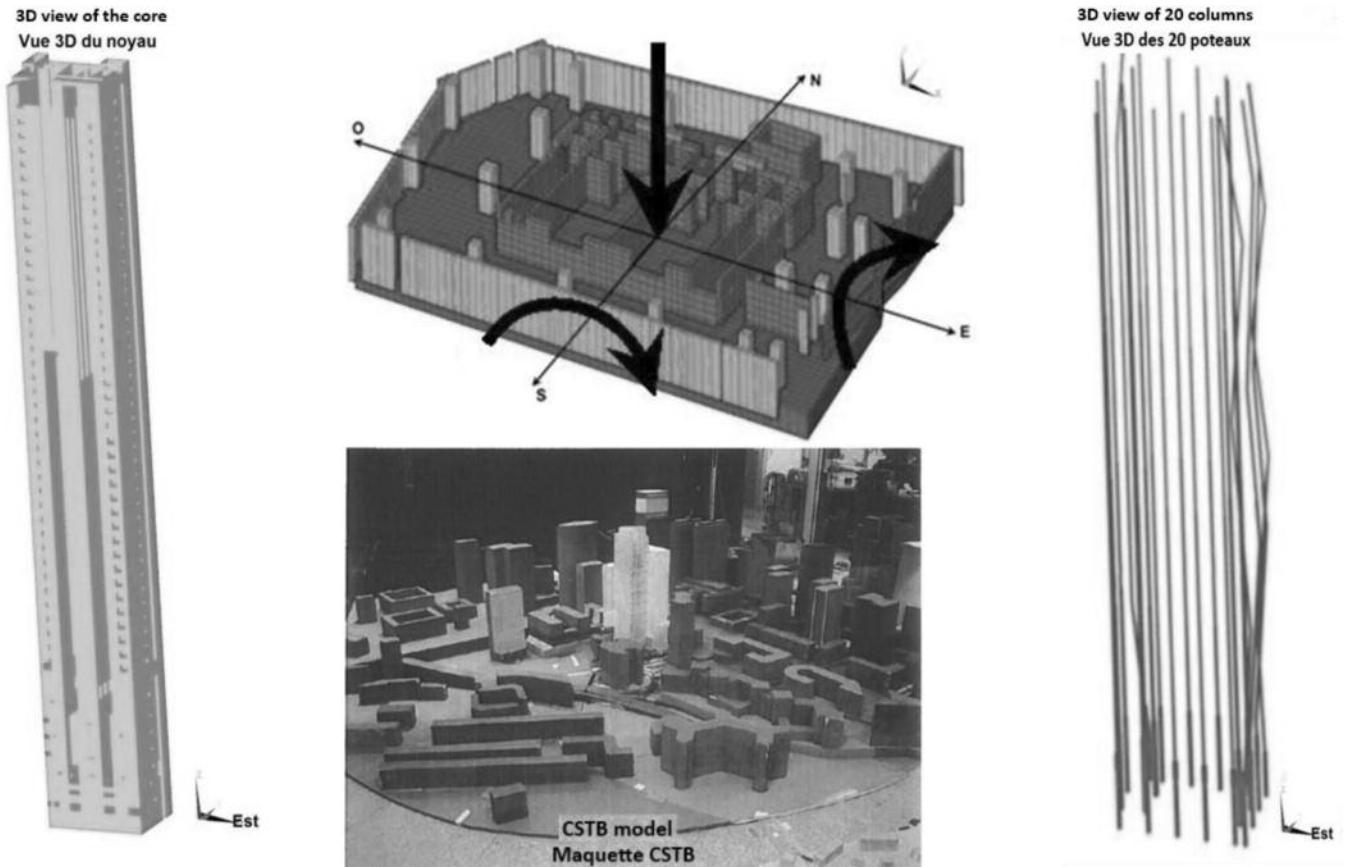


Figure 8.

FONDATIONS DE LA TOUR MAJUNGA

La tour Majunga est implantée sur une zone géotechnique de transition entre la couche courante de calcaire grossière approximativement horizontale et la vallée alluvionnaire de la Seine. La **figure 9** montre la coupe géologique correspondante.

Dans cette partie, 3 principaux problèmes ont été mis en évidence par des forages géotechniques :

THE MAJUNGA TOWER FOUNDATIONS

The Majunga tower is located on a transitional geotechnical area between the usual approximately horizontal layer of limestone lying above superior sands and the alluvial Seine valley. Figure 9 shows the corresponding geological section.

In this area, 3 main problems were revealed by geotechnical drilling:

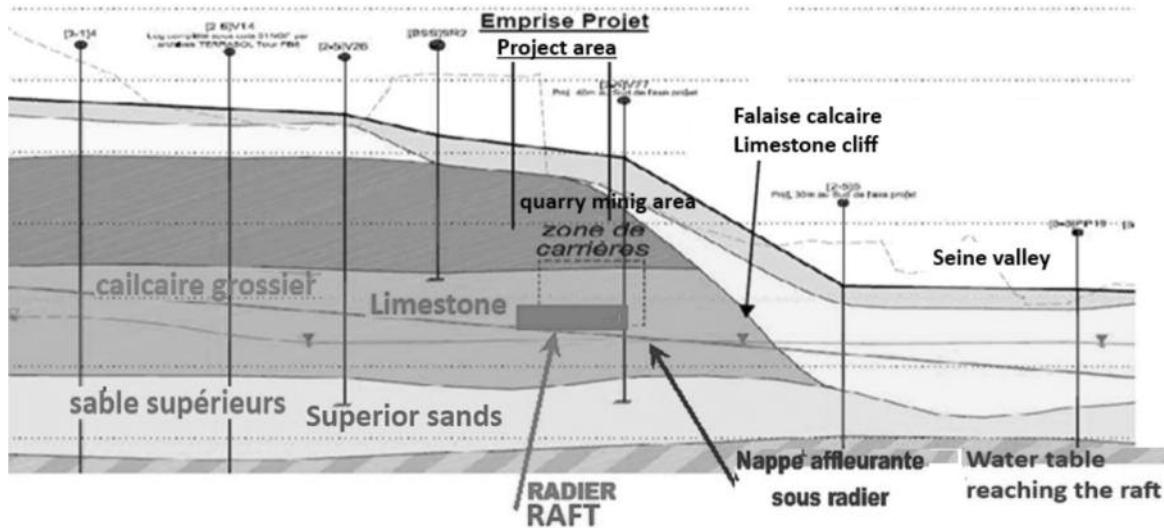


Figure 9.

- le calcaire grossier a été exploité, laissant une zone de carrières sur une partie du site
- les paramètres de forage montrent la présence d'une couche très, faible de la base du calcaire grossier à la partie de la plus haute des sables supérieurs
- le niveau de la nappe phréatique atteint la sous-face du radier

Il a alors été décidé de renforcer la couche de sol faible par plots de jet grouting situés à l'aplomb des poteaux et des murs les plus chargés, après remplissage de tous les vides de carrières.

Le ratio de substitution en jet grouting a atteint 75 % du sol traité. (**figure 10**)

Le renforcement du sol par jet grouting a permis de limiter les tassements sous la tour, donc les tassements différen-

- the limestone was exploited, leaving a quarry mining area on part of the site
- the drilling parameters shows a very weak layer, from the basis of limestone to the higher part of superior sands
- the level of the water table is reaching the under face of the raft.

It was then decided to strengthen the weak layer of soil by means of jet grouting piles located under the columns and most loaded walls, after filling all empty spaces of quarries.

*The substitution ratio with jet grouting reaches 75 % of the treated soil. (**figure 10**).*

The soil reinforcement with jet grouting permitted to limit the settlements under the tower, then the differential settle-

Ariane tower

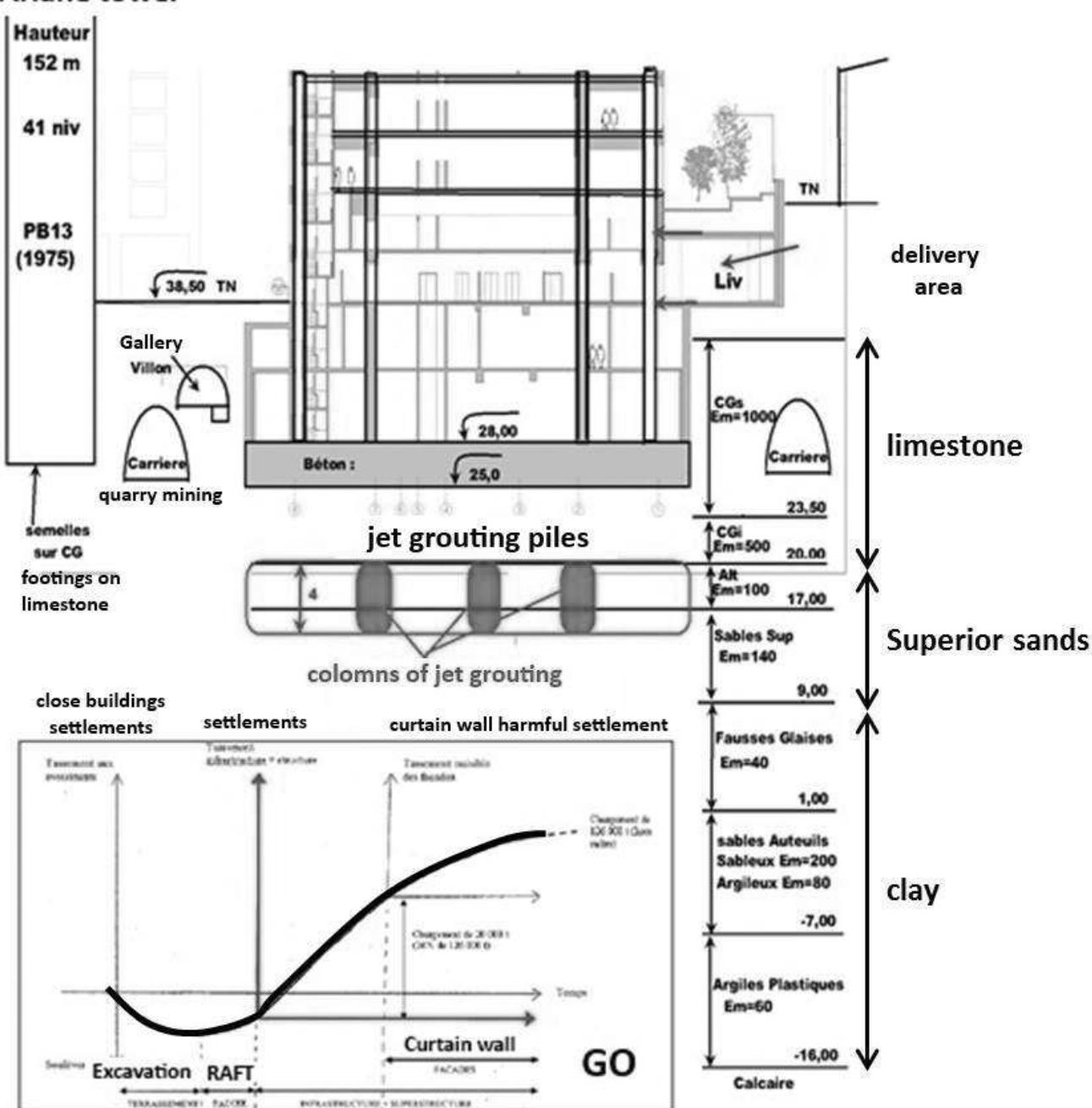


Figure 10 shows the location of jet grouting piles.

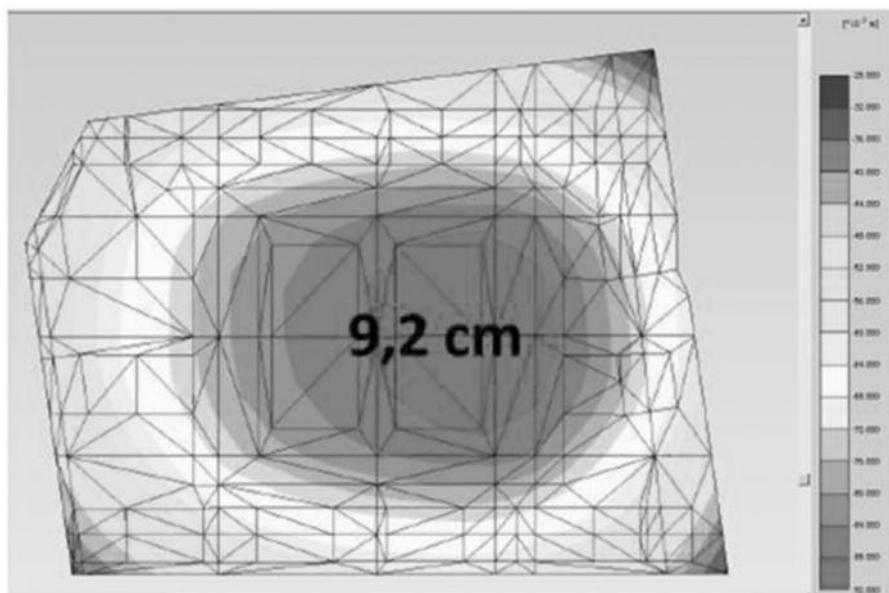


Figure 11.

tiels entre poteaux, entre poteaux et murs, ainsi que ceux des bâtiments proches.

Les prédictions de la forme de cuvette de tassements sous la tour ont pu être estimées avec un modèle MEF3D. (**figure 11**)

Un programme de surveillance mis en place durant les travaux a rendu possible la comparaison entre valeurs calculées et valeurs mesurées des tassements et la vérification de leur conformité aux critères de 2 % imposés pour les valeurs de tassements différentiels entre appuis voisins de la tour autant que pour celles des tassements différentiels entre appuis de bâtiments et ouvrages existants proches. (**figure 12**)

Les problèmes de confortement du sol de fondations étant réglés, il restait à calculer et mettre en œuvre le radier de fondation de 3m d'épaisseur armé avec des barres HA de diamètre 40 mm et de 12 m de long pour respecter le gabarit routier.

Les 6000 m³ de béton sont armés avec 1500 t d'acier HA feE500, avec des recouvrements de barres par tiers.

Compte tenu de la densité du ferraillage (localement 16 lits de barres HA40), le béton a été mis en œuvre à l'aide de

ments between columns and walls of the tower and those of the close buildings.

Predictions of the shape of the surface settlement under the tower could be estimated by a 3D FEM model (**figure 11**). A survey program, set during the construction works, made it possible to compare calculated and measured values of settlements and the verification of their conformity to the imposed 2 % criterion for the values of differential settlements between close bearing supports of the tower as well as those of differential settlements between bearing supports of close existing buildings and close existing construction works (**figure 12**).

The problems of reinforcement of the foundation soil being solved, one had to calculate and build the foundation raft 3 m thick, reinforced with high bond bars Φ 40 mm and 12 m long to respect the wideness of roads.

The 6,000 m³ of concrete were reinforced with 1,500 tons of high bond bars feE500, with overlapping of bars one third by one third.

Taking the density of reinforcement bars (locally 16 layers of Φ 40 mm bars) into account, the concrete was cast in situ with the help of socks reaching the bottom of the raft

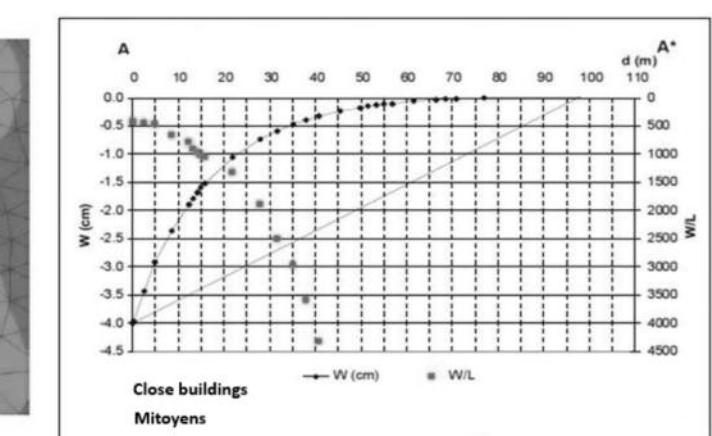
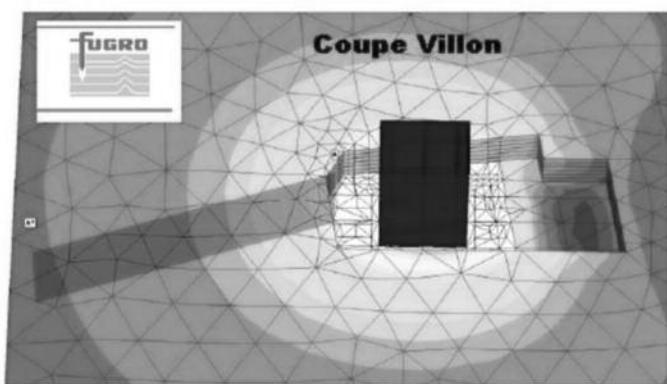


Figure 12.

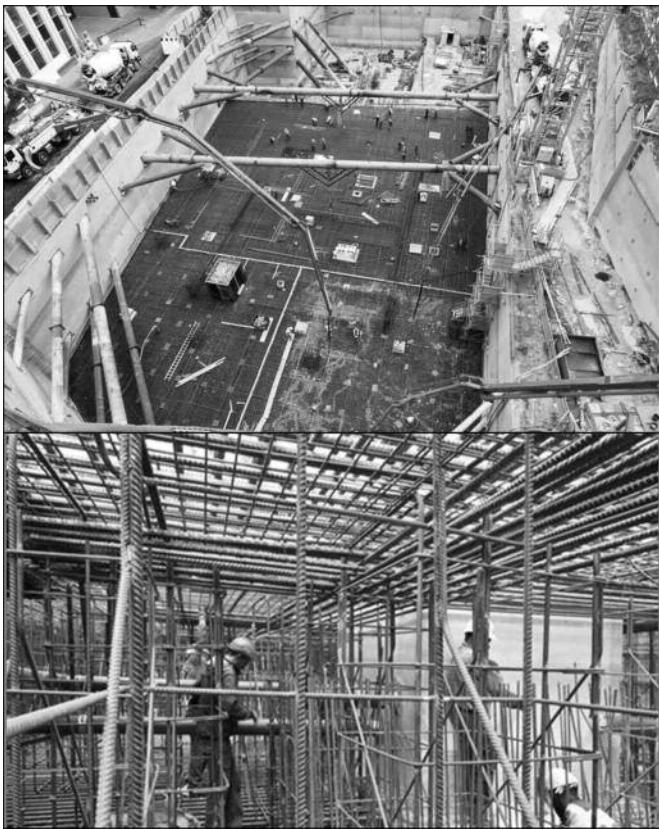


Figure 13.

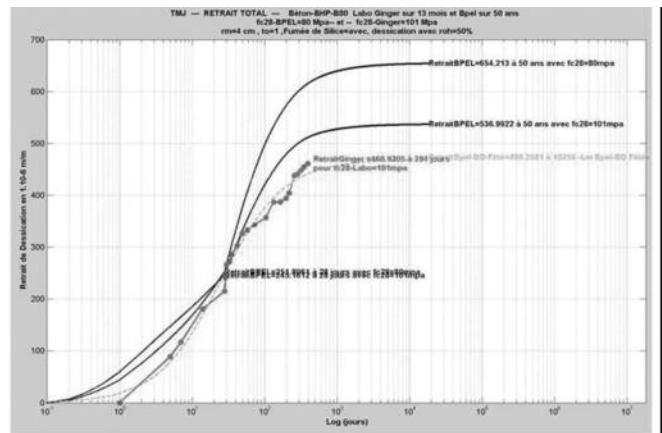


Figure 14.

chaussettes descendant en fond de radier pour assurer un enrobage correct des armatures. (**figure 13**)

Les formulations du béton de radier ont été élaborées selon un protocole d'essais afin de limiter la vitesse de montée en température du béton et de limiter les effets de retrait. Le béton du radier a été instrumenté pour suivre l'évolution de sa température et fiabiliser la formulation.

COMPORTEMENT DES BÉTONS

De façon générale, les bétons mis en œuvre ont été suivis pour, outre leur résistance, limiter les effets dus au retrait et au fluage et vérifier les écarts éventuels par rapport aux lois de comportement des codes de calcul (**figures 14**)

CRITÈRE DE CONFORT

Le noyau de contreventement de la tour Majunga est plutôt rigide, mais le critère de confort a néanmoins été vérifié, le radier n'étant pas encastré dans le sol (**figures 15a et 15b**). Les déplacements horizontaux ELS en tête sous vent décennal et charges permanentes sont de $\frac{H}{1000}$ pour un critère

de $\frac{H}{500}$, et en ELU non pondéré sous vent cinquantenal seul de $\frac{H}{950}$ pour un critère de $\frac{H}{800}$

*in order to insure an adequate cover of the reinforcing bars (**figure 13**)*

The cast concrete formulae were designed following a testing program in order to limit the temperature rise of the concrete and the effects of shrinkage.

The raft concrete was monitored in order to follow the temperature rise and to ensure the concrete formula.

CONCRETE BEHAVIOUR

*In a general way, the different types of concrete cast in situ were monitored in order to, besides their resistance, limit the effects of shrinkage and creeping and to verify the possible discrepancies between measurements and behaviour predictions issued from the calculation codes (**figure 14**).*

COMFORT CRITERION

*The Majunga tower core is stiff, but the comfort criterion was nevertheless verified, as the raft was not fit inside the soil (**figures 15a and 15b**).*

The SLS horizontal displacement at the head of the tower under decennial wind and dead loads is $\frac{H}{1000}$ for a criterion

of $\frac{H}{500}$ and the ELU without factor displacement is $\frac{H}{950}$ for a criterion of $\frac{H}{800}$ under wind of a fifty years return period.

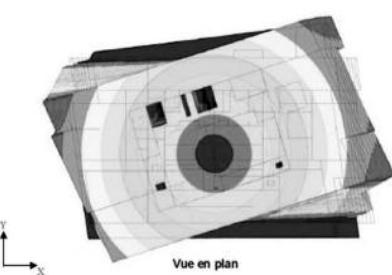
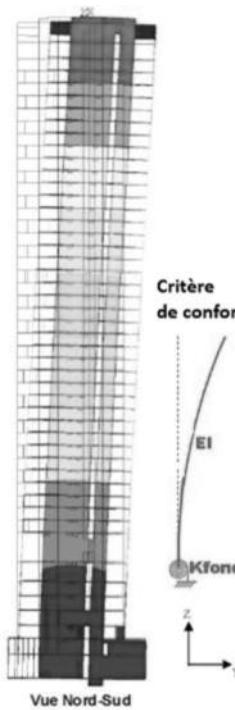


Figure 15b.

Figure 15a.

DÉFORMÉE NUISIBLE POUR LE MUR RIDEAU

Le mur rideau, constitué de cadres pouvant bouger les uns par rapport aux autres, doit en principe comporter entre cadres un joint permettant les déplacements relatifs (**figure 16**).

Ce qui est susceptible d'engendrer des déplacements relatifs des panneaux de mur rideau :

- la flèche des poutres portant les panneaux
- les tassements différentiels entre poteaux portant ces poutres
- les tassements différentiels de fondation entre ces poteaux.

Ces 3 phénomènes sont cumulables.

Les critères classiques de tassements différentiels et de flèche nuisible de poutre ayant donné une épaisseur de joint refusée par l'architecte, certaines poutres ont dû être encastrées dans les poteaux pour réduire les valeurs de leurs flèches.

On voit ci-dessous (**figure 17**) la situation de la Tour Majunga depuis la perspective des Champs-Elysées à la Défense.

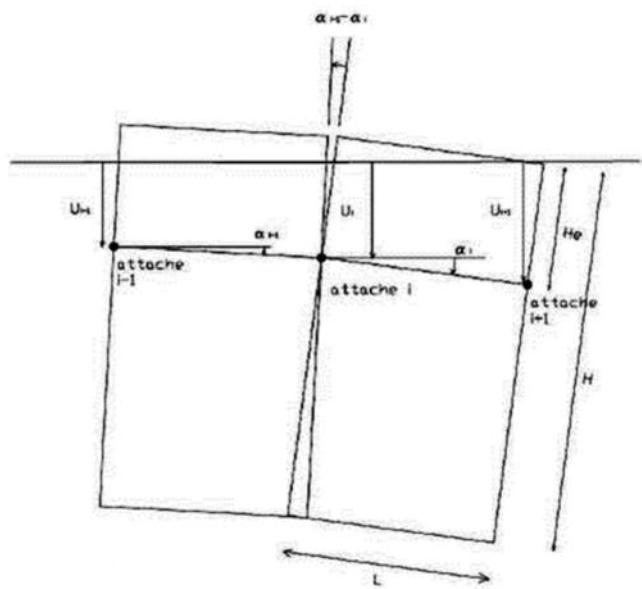


Figure 16.

LIMIT OF DISPLACEMENT FOR THE CURTAIN WALL

The curtain wall, designed with rigid frames able to move relatively one to another, has to manage joints between frames. (figure 16).

The following effects may generate relative displacements of the frames:

- the deflection of the beam supporting the frames
- the differential settlements between columns supporting the beam
- the differential settlements in the foundation of the columns.

These 3 phenomena must be added.

The classical criterion of differential settlements and limitation of deflection of the beam induced a joint thickness which was refused by the architect; for this reason, some beams had to be restrained in their columns in order to reduce their deflection.

The Majunga tower location (figure 17) can be seen from the view line going from Champs Elysées to La Défense.



Figure 17.

TERMINAL GNL DE DUNKERQUE : CONCEPTION DES RÉSERVOIRS

DUNKERQUE LNG TERMINAL : TANKS DESIGN

Louis MARRACCI, Brahim DJESSAS, Anthony SCARAMOZZINO
Bouygues Travaux Publics, Design Office, St Quentin en Yvelines, France



*Fig 1 : Vue du futur terminal méthanier.
View of future Dunkerque LNG terminal.*

1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE

1.1. Description générale du chantier

Dunkerque LNG, filiale d'EDF, construit un terminal d'importation et de regazéification de GNL sur le site du Clipon, dans l'avant Port Ouest de Dunkerque, dans le

1. GENERAL PRESENTATION

1.1. General Description of the project

Dunkerque LNG, a subsidiary of EDF, is building a LNG import and regasification terminal in "Le Clipon" area of Dunkerque West harbour, in the North of France. This LNG

Nord de la France. Ce terminal de GNL est destiné à permettre à EDF, déjà grand consommateur industriel de gaz naturel, de pénétrer le marché français du gaz naturel récemment ouvert en tant que fournisseur, le Terminal GNL étant relié au réseau de transport de gaz naturel français de GRTgaz (Gestionnaire du Réseau de Transport du Gaz). Il permettra également de sécuriser l'alimentation en gaz de l'ensemble de l'Europe du Nord, puisque le terminal de Dunkerque sera également directement connecté au réseau belge.

Le chantier comprend, entre autres :

- trois réservoirs de stockage de GNL de 190 000 m³ de chaque capacité nette,
- une usine de regazéification de GNL, comprenant :
 - les installations de traitement d'une capacité nominale d'environ 13 bcm (milliards de m³) de gaz naturel par an.
 - un tunnel d'eau de mer d'environ 5 km de long, qui apporte 5% des eaux tièdes rejetées par la centrale de Gravelines, aux vaporisateurs de GNL du terminal,

Le consortium composé d'Entrepose Projets et Bouygues Travaux Publics a remporté l'appel d'offres pour concevoir et construire les trois réservoirs de stockage cryogéniques de GNL.

1.2. Description du réservoir

1.2.1. Principe d'un réservoir à intégrité totale

Un réservoir à intégrité totale se compose d'un réservoir primaire et un réservoir secondaire, qui forment ensemble un réservoir de stockage intégré.

Le réservoir primaire est constitué d'une cuve en acier autoporteuse, contenant le produit liquide.

Le réservoir secondaire est un réservoir en béton autoporteur muni d'un toit en forme de dôme, destiné à combiner les fonctions suivantes :

- en service normal : maintenir l'isolation thermique du réservoir primaire et confiner les vapeurs ;
- en cas de fuite du réservoir primaire : contenir tout le liquide et demeurer structurellement étanche à la vapeur.

1.2.2. Principales données sur les réservoirs de GNL à Dunkerque

Les principales dimensions d'un réservoir en béton sont les suivantes:

- Diamètre extérieur : 92.60 m
- Hauteur extérieure : 51 m
- Capacité maximale : 212 000 m³
- Capacité nette: 190 000 m³ de GNL

La structure externe du réservoir se compose des éléments suivants :

- un radier en béton armé, de 500 mm d'épaisseur au centre de la cuve à 1 200 mm d'épaisseur au niveau du bord, au dessous des voiles. Il transfère la charge de liquide directement au sol. L'anneau externe du radier, de 1 200 mm d'épaisseur, est précontraint par 4 câbles 19T15. Le radier est protégé contre les fuites de GNL par une double couche d'acier au nickel associé à un complexe isolant, et il est équipé d'un système de chauffage.

Terminal is intended to allow EDF, already large industrial consumer of natural gas, entering newly open-up natural gas French market as a supplier, the LNG Terminal being linked to the French natural gas transmission network of GRTgaz (Gestionnaire du Réseau de Transport du Gaz). It also aims at securing gas supply to the whole of Northern Europe, as the Dunkirk terminal will also be directly connected to the Belgian network.

The site includes, among others :

- three LNG storage tank of each 190,000 m³ net capacity,
- a LNG regasification Plant, comprising of :
 - process facilities with a nominal capacity around 13 bcm (billion cubic meter) natural gas per year.
 - a Seawater Tunnel (about 5 km long) which brings 5% of warm seawater discharged from Gravelines power station to the LNG vaporizers of the terminal,

The consortium composed of Entrepose Projets and Bouygues Travaux Publics has won the tender to design and build the three cryogenic LNG storage tanks.

1.2. Tank description

1.2.1. Principle of a full containment tank

A full containment tank consists of a primary container and a secondary container, which together form an integrated storage tank.

The primary container is a self-standing steel, single shell tank, holding the liquid product.

The secondary container is a self-supporting concrete tank equipped with a dome roof, designed to combine the following functions:

- in normal tank service: to hold the thermal insulation of the primary container and to contain vapors;
- in case of leakage of the primary container: to contain all liquid product and to remain structurally vapor tight.

1.2.2 Main data about Dunkerque LNG tanks

The main dimensions of a concrete tank are:

- outer diameter: 92.60 m
- outer height: 51 m
- Maximum capacity : 212 000 m³
- Net capacity: 190 000 m³ of LNG

The external structure of the tank consists of the following elements:

- **Reinforced concrete foundation raft**, 500 mm thick in the center of the tank and 1200 mm thick at the edge, under the walls. It transfers the loads from the liquid contents directly to the soil. The external 1200 mm thick ring is prestressed by 4 cables 19T15. The foundation raft is protected from LNG leakages by a double-layer of nickel steel associated with an insulating complex, and it is equipped with a heating system.

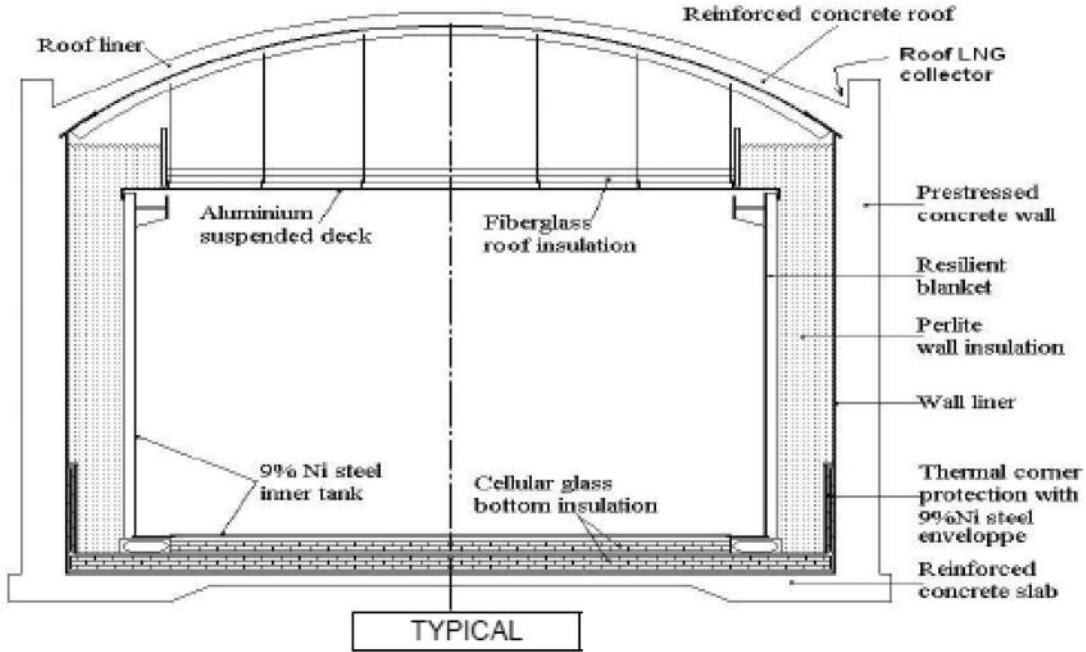


Fig 1 :



Fig 2 : Principle of full containment tank.

- un voile circulaire en béton précontraint, de 800 mm d'épaisseur. Il protège le réservoir d'acier primaire des risques d'incendie et des impacts externes et agit en tant que réservoir de sécurité en cas de débordement ou de fuite du réservoir interne. Il est protégé contre les fuites de GNL dans sa partie inférieure par une isolation thermique, associée à une barrière d'acier. la barrière anti vapeur, constituée d'une feuille d'acier au carbone, est fixée sur la face interne du voile. le voile circulaire est précontraint dans le sens horizontal (câbles 19T15S) et dans le sens vertical (câbles 12T15S, bouclés en bas) , comme le montre la figure 3.
- un dôme en béton armé, coulé sur la coupole en acier carbone. Tous les tuyaux, utilisés pour l'instrumentation du process, et l'azote pénètrent dans la cuve à travers le toit (cf. fig 4). Le toit de béton armé supporte les charges dues

• **Circular prestressed concrete wall**, 800mm thick. It insulates the primary steel tank from possible external fire and impacts, and acts as safety container in the event of overflow or leakage of the inner tank. It is protected from LNG leakages in its lower part by a thermal insulation, associated with a steel barrier. A vapor barrier, consisting in a carbon steel sheet, is fixed on the inner face of the surface of the wall. Circular wall is prestressed in horizontal direction (19T15S cables) and in vertical direction (12T15S cables, looped at the bottom), as shown on figure 3.

• **Upper reinforced concrete dome**, cast on the carbon steel cupola. All pipes, used for process instrumentation and nitrogen penetrate in the tank through the roof (cf. fig 4). The reinforced concrete roof supports the loads due to process pipes. It protects the internal structure

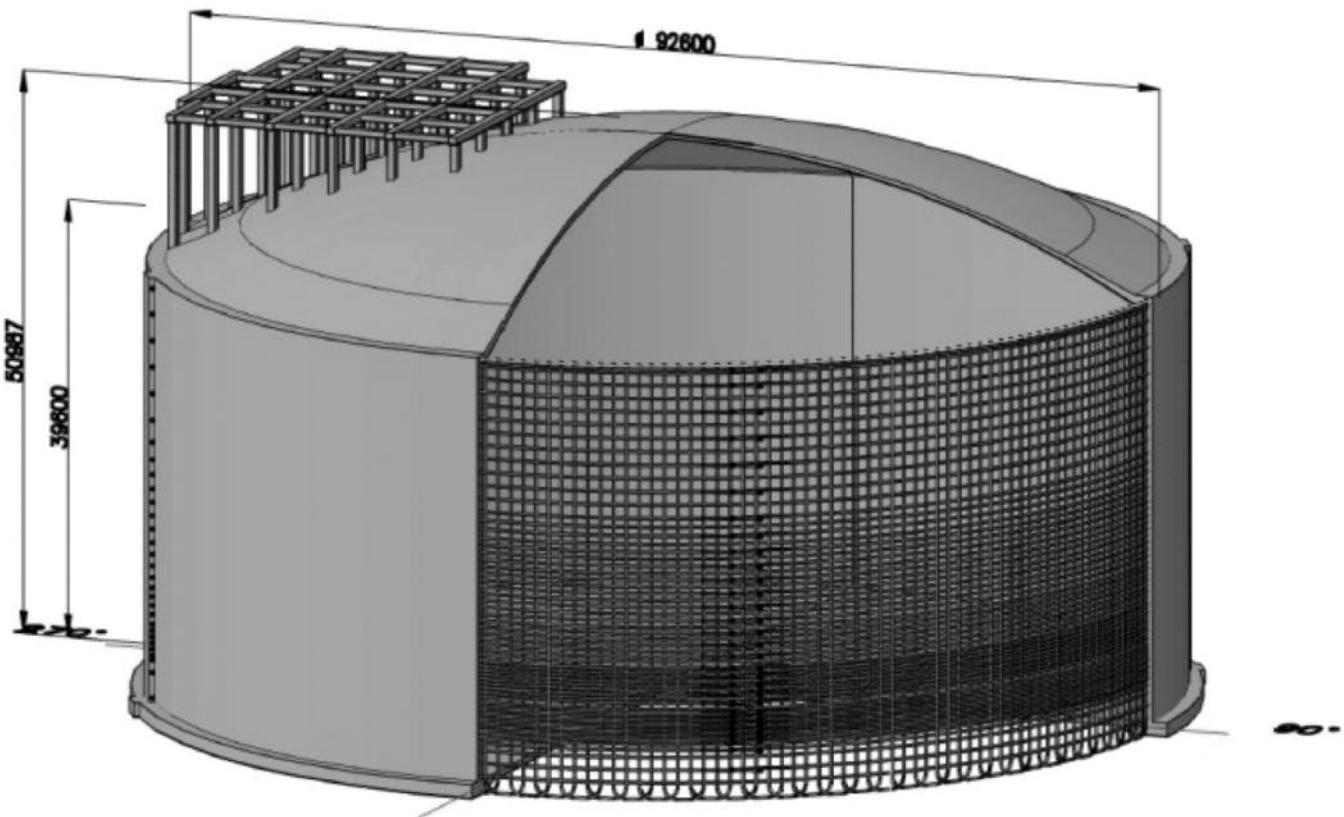


Fig 3: General arrangement, main dimensions and prestress principle.

aux canalisations. Il protège la structure interne des chocs et des incendies ou des explosions externes. La tôle d'acier n'est pas prise en compte dans la section résistante en service ou sous configurations accidentielles.

- Une plate-forme de toit constituée de poutres / poteaux en béton, avec une structure secondaire en acier et un plancher de caillebotis avec des supports d'équipement ainsi qu'un accès pour le personnel au toit du réservoir. Toutes les connexions de tuyauterie au réservoir interne se font par le toit, à l'emplacement de cette plate-forme (cf.fig 4 plate-forme).

1.2.3. Hypothèses de calcul

- température de service du GNL: -165 ° C
- Pression de calcul : 290 mbarg / -10 mbarg
- Niveau maximal de liquide : 33,72 m (masse volumique du GNL : 475 kg/m³)
- Pression d'essai : 362,5 mbarg
- Niveau de test hydrostatique pour réservoir interne : 19,32 m, ce qui correspond à 1,25 fois la charge maximale générée par le poids du GNL à la base.

2. PROBLÉMATIQUES DES MODÈLES STRUCTURELS

Les réservoirs sont conçus pour toutes les conditions de chargement pouvant survenir en cours de montage, essais, mise

from shocks and external fires or blasts. The steel sheet is not taken into account in the resisting section in service or accidental configurations.

- A concrete framed roof platform, with a steel secondary structure and grating floor with equipment supports and personnel access will be provided on tank roof. All piping connections to the inner tank will be through the tank roof, at the location of this platform.

1.2.3. Design conditions

- LNG service temperature : -165°C
- Design pressure: 290 mbarg / -10 mbarg
- Maximum Design liquid Level : 33.72 m (LNG density : 475 kg/m³)
- Pneumatic test pressure: 362.5 mbarg
- Hydrostatic Test Level for inner tank: 19.32 m which corresponds to 1.25 times maximum load generated by LNG weight at the basis.

2. STRUCTURAL PROBLEMATICS AND MODELS

Tanks are designed for all possible loading conditions which may occur during erection, testing, commissioning,

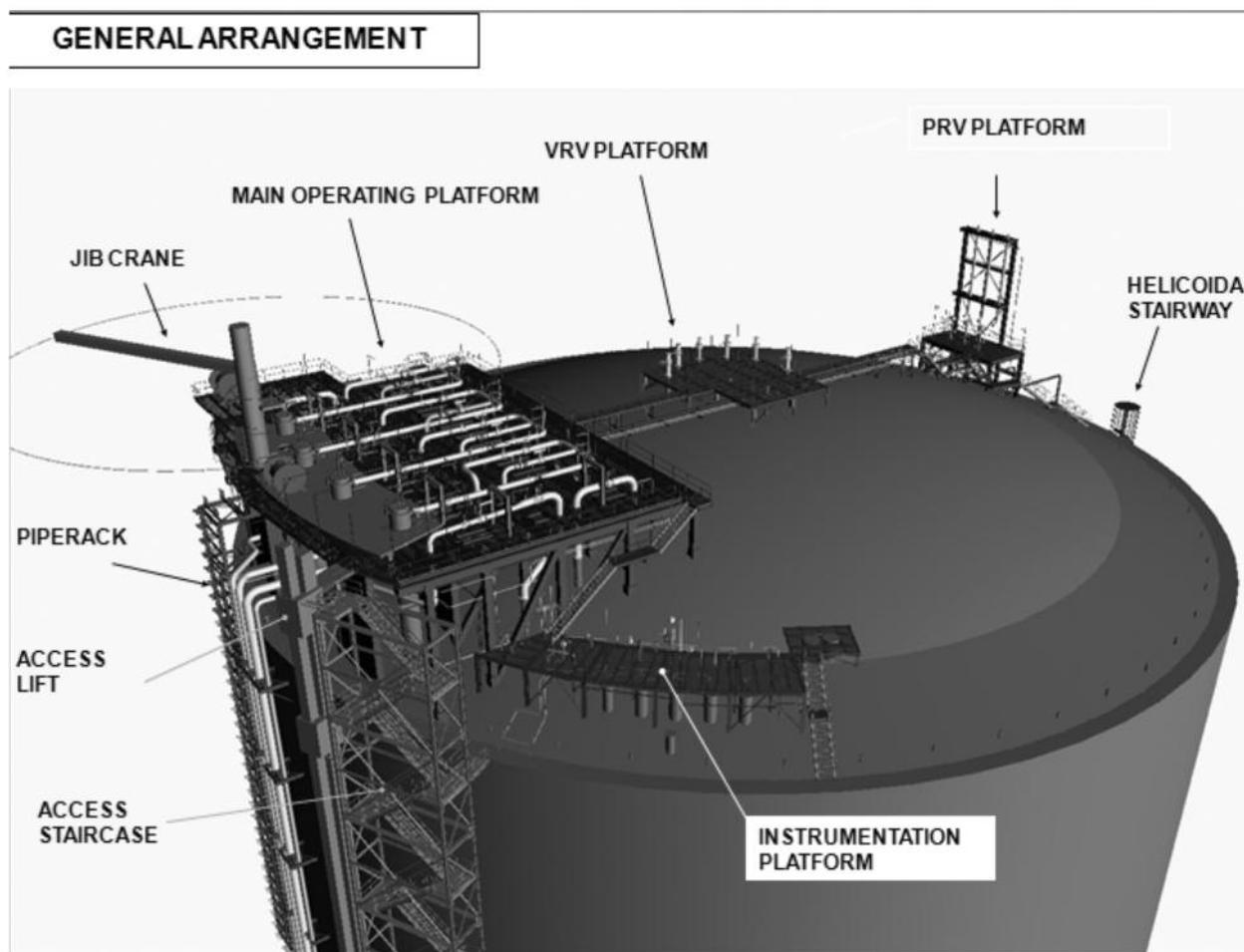


Fig. 4. Platform arrangement.

en service, exploitation, mise hors service, maintenance ainsi que pour les conditions de chargement accidentielles. Dans les paragraphes suivants, les divers modèles numériques élaborés afin de prendre en compte les différentes conditions de chargement sont décrites.

2.1. Modèles géotechniques

2.1.1. Stratigraphie

La stratigraphie établie par TERRASOL à partir des différentes campagnes géotechniques, est la suivante:

operation, de-commissioning, maintenance and also for accidental loading conditions.

In the following paragraphs, the miscellaneous numerical models elaborated in order to cope with the different loading conditions are described.

2.1. Geotechnical models

2.1.1. Stratigraphy

Stratigraphy established by TERRASOL from different geotechnical surveys, is the following:

layer	Elevation of the base (CMG)	Modulus E (MPa)	Friction Angle ϕ'	Permeability K (m/s)
Hydraulic fill (1)	+4.80	15-40	30-33°	Permeable
dense superior sand (2)	-7.15	55	35 °	
Loose silty sand (3)	-12.50	22	30 °	
dense inferior sand (4)	-16.60	80	38 °	
dense silty sand (5)	-17.60	40	33 °	
Sand and sandy clay (6)	-22.50	70	30 °	
Flanders Clay (7)	-40.00	30-50	23 °	
Ostricourt sand (8)			Mechanical Substratum	2×10^{-10}

Table 1 : Northern tank stratigraphy.

2.1.2. Modèle géotechnique non linéaire

Le but de ce modèle, élaboré par TERRASOL avec le code PLAXIS V9, est d'établir, pour chaque réservoir, l'évolution générale des tassements dans le temps, au centre et au bord du radier ainsi que dans la zone proche des réservoirs. Les tassements sont calculés par un modèle axi symétrique non linéaire en tenant compte de la stratigraphie du sol à l'emplacement de chaque réservoir et de la raideur des principaux éléments de structure (radier et voile). Afin d'être conservatif, les tassements sont calculés sans tenir compte de l'amélioration de sols (cf. § 2.1.3).

Les calculs seront effectués selon une séquence représentative de l'historique de chargement des fondations. Le modèle prend en compte le comportement différent des argiles des Flandre et la distinction entre la partie instantanée des tassements et la partie survenant 50 ans après la construction.

La figure 4 présente la déformation du radier obtenue à chaque phase de chargement.

La phase la plus critique en ce qui concerne les tassements est la phase de remplissage maximum du réservoir après 50 ans de construction. Le tassement maximal est de $28 + 5 = 33$ cm au centre de la cuve. Ceci est causé par l'effet combiné de la charge maximale et du tassement de consolidation des argiles.

Le tassement différentiel maximal entre le centre et le bord de la cuve est : $33-11-16 = 6$ cm

Les tassements sont surveillés pendant la construction et à différents stades de l'hydrotest (pendant les phases de remplissage et de vidange) et pendant la durée de vie des réservoirs, et comparés aux tassements calculés.

2.1.2. Geotechnical non linear model

The purpose of this model, elaborated by TERRASOL with the computer code PLAXIS V9, is to establish, for each tank, the general evolution of settlements in time, in the center and at the edge of the foundation raft as well as in the area close to the tanks.

Settlements are calculated with an axi symmetrical non linear model taking into account the soil stratigraphy at each tank location and the stiffness of the main structural elements (raft and wall). In order to be conservative, settlements are calculated without taking into account soil improvement.

Calculations will be carried out according to a sequence representative of the loading history to which the foundations of the tanks will be subjected. The model takes into account the differed behavior of Flanders clays and the distinction between the instantaneous part of settlement and the part occuring 50 years after construction.

Fig 5 presents the deformation of the foundation raft obtained to each loading phase.

The most critical phase regarding settlements is the phase of maximum filling of the tank after 50 years since construction. Maximum settlement is $28+5=33$ cm at the centre of the tank. This is caused by the combined effect of the maximum loading and development of consolidation settlement of clays.

Maximum differential settlement between the center and the edge of the tank is: $33-11-16=6$ cm

Settlements will be monitored during construction and at different stages of hydrotest (in filling and emptying phases) and during the lifetime of the tanks, and compared to calculated settlements.

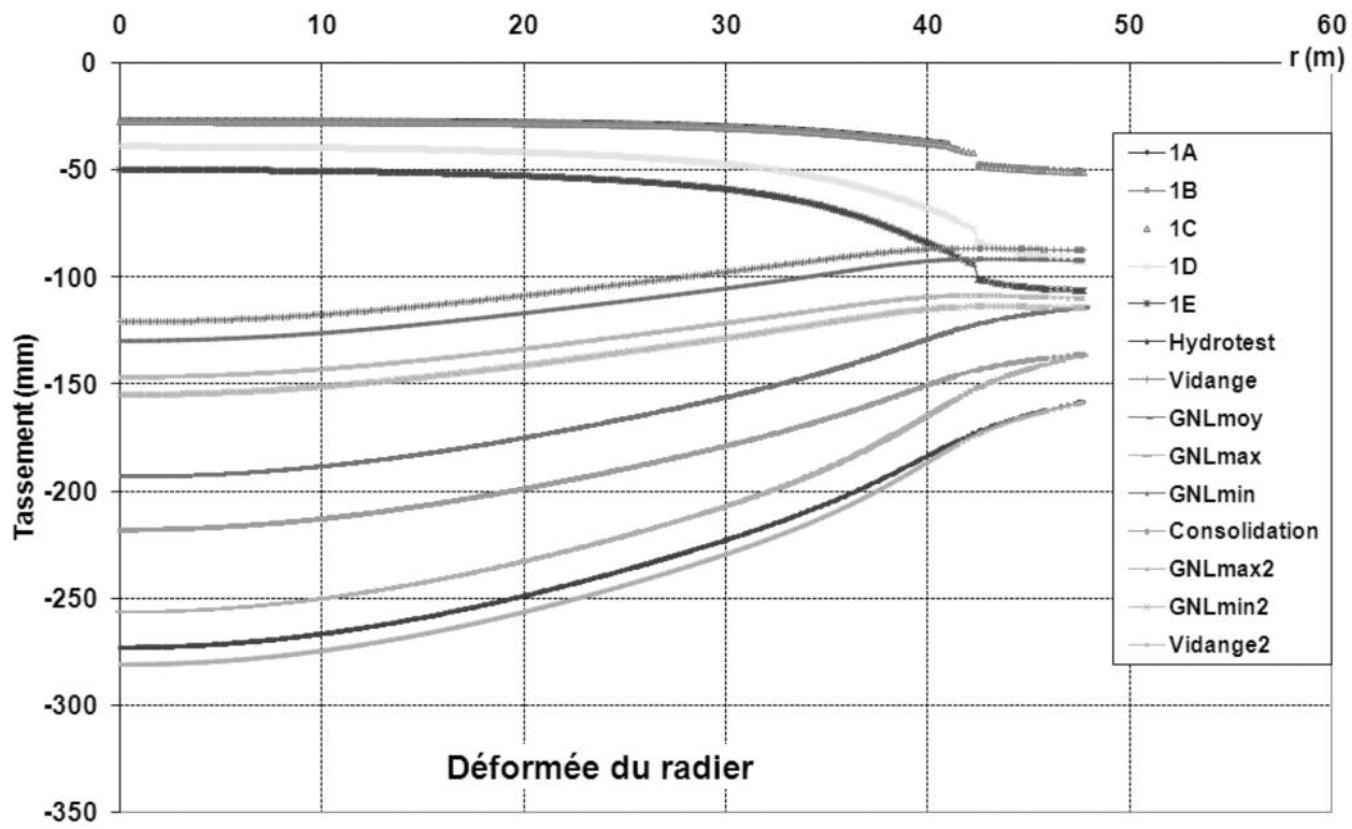


Fig 5: Raft deformation at each loading stage, for northern tank.

2.1.3. L'amélioration de sols

Le but de l'amélioration de sols n'est pas de réduire les tassements, qui sont admissibles pour la structure, et pris en compte dans sa conception, ni d'augmenter la capacité portante, qui est suffisante à la fois en statique et en dynamique. Son but est :

- d'homogénéiser le remblai hydraulique, avec un objectif de densité minimum.
- d'éviter la liquéfaction de la couche de sable limoneux lâche (3) et de la partie inférieure du remblai hydraulique dans les réservoirs Nord et Sud

L'homogénéisation du remblai hydraulique sera obtenue par vibroflostion, effectuée à partir de la surface jusqu'à une profondeur comprise entre 17 et 22,5 m. le traitement anti-liquéfaction sera obtenu par des colonnes ballastées, entre 12,5 et 22,5 m de profondeur.

L'adéquation du traitement mis en œuvre a été validée par la réalisation de planches d'essai, afin de comparer l'efficacité de différentes trames de traitement (2,2 à 2,6 m) et différents diamètres des colonnes (de 600 à 800 mm) par rapport aux performances attendues.

2.2. Conception statique

Les modèles de conception statique décrits ci-après utilisent le code Sofistik Version 2010.

2.2.1. Modèle 3D axi - symétrique

Le réservoir forme une surface de révolution. Pour les charges respectant une symétrie semblable (poids propre du béton et des équipements, précontrainte, poids du GNL, pression du gaz en service ou lors des essais, température, charges de construction et d'exploitation à symétrie axiale), la détermination des contraintes et déformations est obtenue par un modèle éléments finis axi - symétrique élastique linéaire (cf. figure 5). Les différentes couches de sol ont été modélisées avec des propriétés élastiques. Afin de prendre en compte le comportement non linéaire du sol dans des situations particulières (hydrotest, remplissage maximum en service, vidange, etc.), des déformations imposées sont appliquées au radier pour correspondre au profil de tassements obtenu par les modèles géotechniques (cf. § 2.1.2)

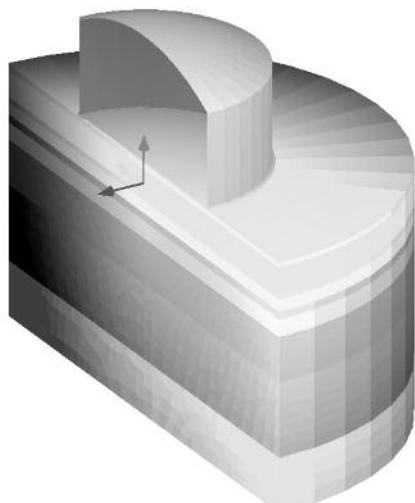


Fig 6: View of 3D soil + structure axis-symmetrical model.

2.1.3. Soil improvement

The purpose of soil improvement is not to reduce settlements, which are allowable for the structure, and taken into account in its design, nor to increase bearing capacity, which is sufficient, both in static or dynamic conditions. Its purpose is:

- To homogenize the hydraulic fill, with an objective of minimum relative density.
- To avoid liquefaction of loose silty sand layer (3) and of the lower part of hydraulic fill in Northern and Southern tanks

Homogenization of the hydraulic fill will be obtained by vibroflostion, performed from surface to a depth comprised between 17 and 22.5 m. Anti-liquefaction treatment will be obtained by stone columns, between 12.5 and 22.5 m depths.

The adequacy of the treatment implemented has been validated by the realization of pilot tests of ground improvement, in order to compare the effectiveness of various frames of treatment (from 2.2 to 2.6 m) and columns diameter (from 600 to 800 mm) with respect to the criteria.

2.2. Static design

Static design models described hereafter use computer code SOFISTIK Version 2010.

2.2.1. 3D axis-symmetrical model

The tank forms a revolution surface. For the loads respecting a similar symmetry (concrete and equipment self weight, prestress, LNG weight, service or test gas pressure, temperature, axis-symmetrical construction and service live loads), the determination of the stresses and strains is obtained by an axis-symmetrical linear elastic finite elements model (cf. Fig 6). The different soil layers have been modeled with elastic properties. In order to take into account the non linear behavior of the soil under particular situations (hydrotest, maximum filling in service, emptying, etc), imposed deformations are applied to the foundation raft to match the settlement profile obtained by geotechnical models (cf. § 2.1.2)



Fig 7: View of full 3D model.

2.2.2. Modèle 3D complet

Ce modèle, composé d'éléments de coque (cf. figure 6), est utilisé pour les calculs de sollicitations sous les charges non axi – symétriques, comme le vent, l'explosion, la neige, le séisme, les missiles et les impacts d'avion.

2.3. Conception parasismique

2.3.1. Charges sismiques

La norme française et européenne NF EN 1473 définit deux tremblements de terre de référence :

- le séisme en exploitation (OBE), pour lequel aucun dommage au terminal méthanier n'est autorisé et pendant lequel le fonctionnement peut se poursuivre. Sa période de retour est de 475 années, les caractéristiques de l'OBE sont une magnitude $M = 5,4$ et une accélération maximale du sol (PGA) : $a_{\max} = 0,134 \text{ g}$
 - le séisme majoré de sécurité (ESS), pendant lequel les fonctionnalités et les mécanismes de sécurité essentiels sont préservés. Sa période de retour est de 5 000 ans. les caractéristiques du SSE sont une magnitude $M = 5,4$ et une accélération maximale du sol (PGA) : $a_{\max} = 0,30 \text{ g}$
- Les spectres de réponse de calcul du séisme horizontal sont donnés dans la figure 7 (pour un facteur d'amortissement de 5%).

La composante verticale du séisme est prise égale à 2/3 de la composante horizontale.

2.3.2. Modèles sismiques

Quatre modèles sismiques ont été élaborés, avec des objectifs différents.

In g :

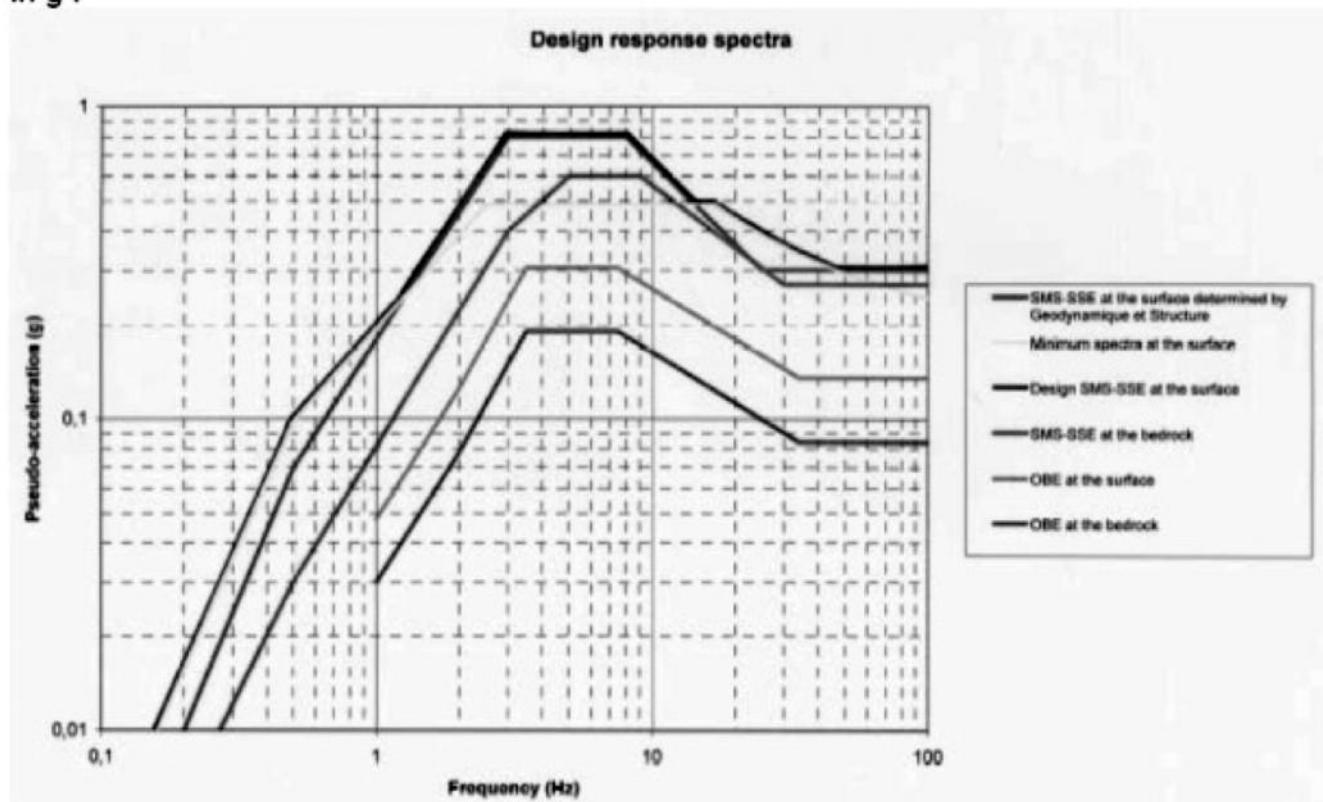


Fig 8: Design response spectra for horizontal earthquake.

2.2.2. Full 3D model

This model, composed of shell elements (cf. Fig 7), is used for calculations of internal forces under non axi-symmetrical loads, such as wind, blast, snow, earthquake, missile and plane impacts.

2.3. Seismic design

2.3.1. Seismic loads

The French and European standard NF EN 1473 defines two reference design earthquakes :

- Operating Basis Earthquake (OBE), for which no damage to the LNG terminal is sustained and restart and safe operation can continue. Its return period is 475 years., OBE features are a magnitude : $M = 5,4$ and a peak ground acceleration (pga) : $a_{\max} = 0,134 \text{ g}$
- Safe Shutdown Earthquake (SSE), for which the essential fail-safe functions and mechanisms are designed to be preserved. Its return period is 5,000 years. SSE features are a magnitude : $M = 5,4$ and a peak ground acceleration (pga): $a_{\max} = 0,30 \text{ g}$

The design response spectra for horizontal earthquake are given in Fig 8 (for a damping factor of 5%).

Vertical earthquake component is taken equal to 2/3 of horizontal component.

2.3.2. Seismic models

Four seismic models have been elaborated, with different purposes.

2.3.2.1. Modèle de sol 3D

Le but de ce modèle 3D, élaboré par Géodynamique et structure, est la détermination des impédances dynamiques du sol (raideur et amortissement) de la fondation du réservoir, nécessaires pour l'analyse sismique de la structure pour les deux séismes de référence (OBE et SSE).

Les données d'entrée nécessaires pour effectuer des calculs de l'interaction sol-structure sous événement sismique sont, pour chaque couche, la densité du sol, les vitesses de propagation des ondes de cisaillement et de compression, évaluée à partir de sondages géotechniques , en particulier d'essais cross hole et CPT.

Deux ensembles de caractéristiques du sol sont utilisées : caractéristiques sous-estimées, sans traitement du sol et des caractéristiques majorées, qui prennent en compte le traitement des sols.

Les matrices d'impédance sont déterminées à partir d'un modèle d'élément fini 3D du sol et du radier. Le code de calcul est SASSI. Elles permettent d'obtenir les rigidités et les coefficients d'amortissement dans le domaine fréquentiel.

2.3.2.2. Modèle 3D global “brochette”

L'objectif de ce modèle est la détermination de la réponse sismique globale de la structure, prenant en compte les interactions entre le réservoir intérieur, le liquide, le réservoir extérieur, le pont suspendu, la fondation et le sol, dans un seul modèle. Ce modèle “brochette”, constitué de masses concentrées à degrés de liberté multiples est élaboré en utilisant le code Sofistik Version 2010. Une analyse spectrale modale est effectuée, sous spectres horizontaux et verticaux, qui fournit des efforts et des accélérations pour chaque composant modélisé (réservoir intérieur, fondation, réservoir extérieur).

Tous les nœuds sont situés sur l'axe central du réservoir. L'interaction sol / structure est prise en compte grâce à des matrices d'impédance qui sont introduites à la base du modèle.

La masse de liquide de réservoir intérieur est modélisée comme une masse convective (oscillante) et une masse impulsrice (« rigide »). La valeur de la masse et sa position dans le modèle sont déterminées conformément à la théorie de Housner. Huit configurations de charge sont étudiées, combinant réservoir plein / vide, OBE / SSE, sol souple / raide.

2.3.2.3. Modèle 3D “sol + radier (coques) + brochette”

Ce modèle fonctionne comme un zoom de la partie inférieure du modèle brochette. Il permet une détermination correcte des charges sismiques dans le radier, qui ne peut être faite à partir du modèle brochette, le radier n'étant pas parfaitement rigide, en particulier dans sa partie centrale mince.

2.3.2.4. modèle 3D “parasol”

Ce modèle fonctionne comme un zoom de la partie supérieure du modèle de la brochette. Il permet une analyse spectrale modale précise du dôme et de la plate-forme.

2.3.2.1. 3D Soil model

The purpose of this 3D model, elaborated by Géodynamique & Structure, is the determination of soil dynamic impedances (stiffness and damping) of the tank foundation, necessary for the structure seismic analysis under the two reference design earthquakes (OBE and SSE).

The necessary input data to perform calculations of soil-structure interaction under seismic event are, for each layer, the soil density, shear and compression wave propagation velocities, evaluated from geotechnical surveys, in particular from cross-hole and CPT tests.

Two sets of soil characteristics are used: underestimated characteristics, without soil treatment and increased characteristics, which takes into account soil treatment.

The impedance matrices are determined from a 3D finite element model of the soil and the raft. The computer code is SASSI; they enable to obtain the stiffness and damping ratio in the frequency domain.

2.3.2.2. 3D Global “skewer” model

The purpose of this model is the determination of the global seismic answer of the structure, coping with the interactions between inner tank, liquid, outer tank, suspended deck, foundation and soil, in a single composite model. A “skewer” model, with multi degree of freedom lumped masses is elaborated, using computer code SOFISTIK Version 2010. A modal spectral analysis is performed, under horizontal and vertical spectra, which provides global forces, moments and accelerations for each modeled component (inner tank, foundation, outer tank).

All the nodes are located on the tank central axis.

Sol structure interaction is taken into account through impedance matrixes which are introduced at the bottom of the model.

The inner tank fluid mass is modeled as a convective mass (sloshing) and impulsive mass (restrained). The magnitude of mass and its location within the model is determined in accordance with Housner's theory. Eight load configurations are studied, combining filled / empty tank, OBE/ SSE, weak / stiff soil.

2.3.2.3. D Model “ground + raft (shells) + skewer”

This model acts as a zoom of the lower part of skewer model. It enables a correct determination of seismic loads in the foundation raft, which cannot be done from the skewer model, as the raft is not perfectly rigid, particularly in its central thinner part.

2.3.2.4. 3D “parasol” model

This model acts as a zoom of the upper part of the skewer model. It enables an accurate modal spectral analysis of the dome and the platform.

2.4. Modèle Thermo mécanique

L'objectif de ce modèle est d'étudier les conséquences d'une fuite importante du réservoir métallique interne. Suite à l'accident, la totalité du GNL est transférée dans le réservoir externe en béton. Le voile en béton précontraint est alors en contact direct avec le GNL à -165 °C et supporte la pression hydrostatique.

Une analyse non linéaire d'un modèle 3D de révolution, est réalisée par ADDL, en utilisant le code ANSYS. Le ferrailage passif et les câbles de précontrainte sont modélisés par des éléments spécifiques. Plusieurs éléments sont modélisés dans l'épaisseur des éléments en béton. L'évolution des propriétés des aciers passifs, de précontrainte, et du béton avec la température (principalement le module) sont intégrés, selon les recommandations de la FIP et de l'Eurocode 2.

L'analyse est effectuée en deux phases :

- un calcul thermique, qui détermine la distribution de température. Il est effectué pour 6 niveaux de remplissage jusqu'à 31 m de GNL avec l'hypothèse d'un remplissage très lent (pas de calcul transitoire) et une pression de calcul de 290 mbarg .
- Cette distribution de la température est intégrée en tant que donnée d'entrée d'un calcul mécanique qui intègre aussi les autres sollicitations mécaniques.

2.4. Thermo mechanical model

The purpose of this model is to study the consequences of an important leakage in the inner metallic tank. Following the accident, the entirety of the LNG is transferred in the concrete outer tank. The prestressed concrete wall is then in direct contact with LNG at -165°C and bears the hydrostatic pressure.

A nonlinear analysis of an axisymmetric 3D model, is carried out by ADDL, using ANSYS code. Passive reinforcement and prestressing cables are modeled by specific elements. Several elements are modeled in the thickness of concrete elements. The evolution of the properties of prestressing, passive steels and concrete with temperature (mainly the module) are integrated, according to the FIP and Eurocode 2 recommendations.

The analysis is carried out in two phases:

- A thermal calculation, which determines temperature distribution. It is carried out for 6 levels of filling up to 31 m of LNG with the assumption of a very slow filling (no transitory calculation) and a design pressure of 290 mbarg .
- This temperature distribution is integrated as input data of a mechanical calculation which also integrates the various mechanical loads.

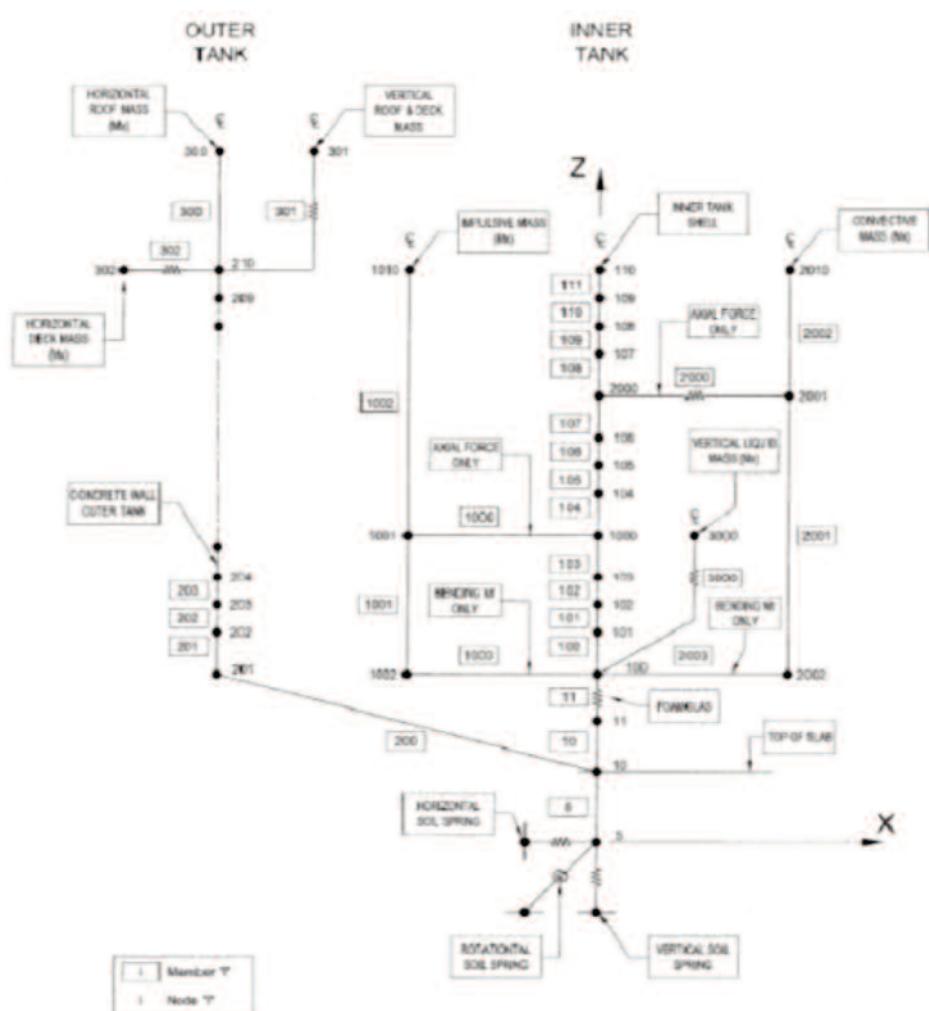


Fig 9: Overview of "skewer" model (filled tank).

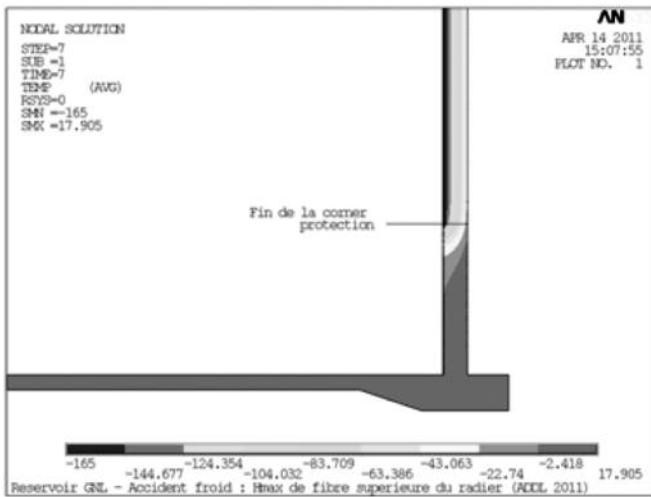


Fig 10: Thermal model results (leakage at max height).

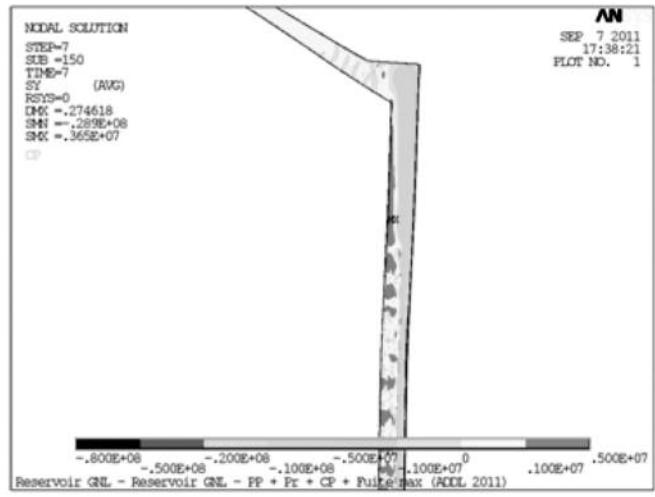


Fig 11: Vertical stresses leakage at max height.

L'étanchéité du voile extérieur est vérifiée dans ce scénario, en veillant à garantir une zone de béton comprimé de 100 mm minimum (cf. figure 11). Ce critère dimensionne la précontrainte (câbles horizontaux et verticaux)

Tightness of the outer wall is checked under this scenario, by ensuring a minimum compression zone of 100 mm in concrete section (cf. Fig 12). This criterion governs the prestressing system (horizontal and vertical cables).

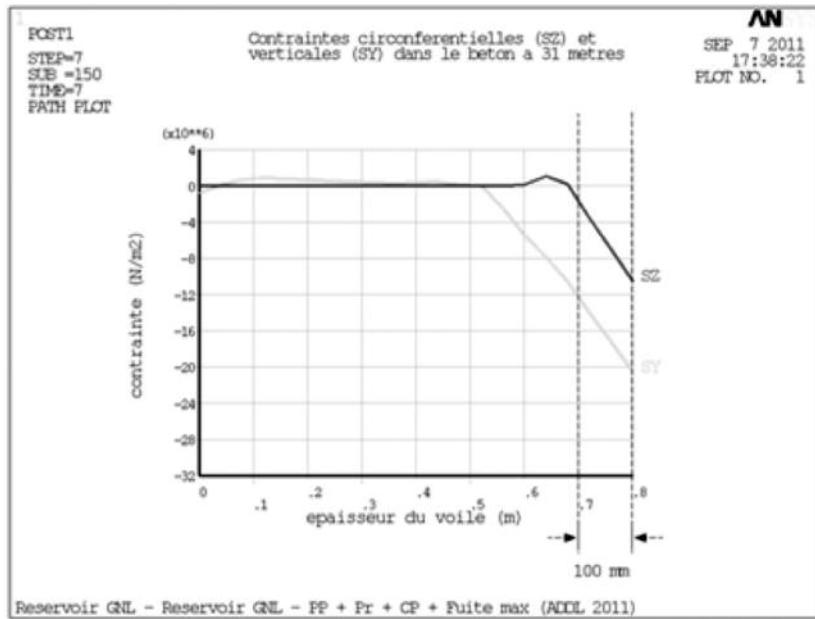


Fig 12: Vertical and circumferential stresses in concrete, showing the minimum compression zone.

2.5. Scénario de sur-remplissage

Dans le cas d'un sur-remplissage accidentel du réservoir, le GNL déborde du réservoir intérieur et envahit progressivement l'espace inter-annulaire entre les réservoirs intérieur et extérieur, rempli de perlite. La pression du gaz augmente rapidement, après évaporation partielle du GNL en contact avec les éléments chauds de l'espace inter-annulaire. Dans ce cas, il doit être démontré que, pour un débit de GNL de 14 000 m³/h pendant 30 minutes, la détérioration du toit sous l'effet de la surpression se produira en premier lieu, permettant l'évacuation de la sur-pression. Dans ces condi-

2.5. Overfilling scenario

In case of an accidental overfilling of the tank, the LNG overflows the inner tank and progressively invades the annular gap between inner and outer tank, filled with perlite. The internal gas pressure increases quickly following partial evaporation of the LNG in contact with the warmer elements of the annular gap. In this case, it has to be demonstrated that, for a LNG flow of 14000 m³/h during 30 minutes, the damage of the roof under the corresponding over pressure will occur in the first place enabling the over pressure to be dissipated and the containment of

tions, le confinement de GNL doit encore pouvoir être assuré par le voile externe en béton et le radier.

Tout d'abord, une étude thermodynamique spécifique et l'analyse structurelle permettent d'établir la séquence suivante : le GNL déborde dans l'espace inter-annulaire. Il y a évaporation totale puis partielle du GNL, entraînant l'augmentation de pression du gaz, la rupture des soudures du pare-vapeur du dôme, puis la fissuration totale du dôme en béton (à 757 mbarg) qui permet l'évacuation de la surpression à travers les fissures du béton. L'espace inter-annulaire se remplit. L'évacuation de pression à travers les fissures du dôme est quantifiée et on vérifie que, après la première minute de l'accident et la fissuration totale du dôme, la pression interne reste inférieure à la pression de conception de 290 mbarg. Ceci permet de dissocier le phénomène de surpression (1^e minute) et le refroidissement du voile du fait du débordement du GNL dans l'espace inter-annulaire (24 dernières minutes).

Une deuxième étape consiste à démontrer que l'intégrité du voile externe en béton et du radier est assurée lors de l'accident. Le modèle de révolution 3D décrite au § 2.2.1 est utilisé à cette fin, avec quelques modifications :

- Le dôme est considéré comme totalement fissuré ; la section du dôme prise en compte ne correspond qu'à la section de ferraillage passif
- Le modèle permet le glissement et le soulèvement à l'interface entre radier et le sol (éléments de contact)
- Une rotule plastique se forme entre dôme et son gousset à 620 mbarg

Une première série de calculs élasto plastique est réalisée à partir d'un état initial de GNL au niveau maximum dans le réservoir interne et la pression de gaz de service de 290 mbarg. La surpression accidentelle est appliquée jusqu'à la pression de fissuration du dôme de 757 mbarg.

Un deuxième ensemble de calculs élasto plastiques est effectué, qui correspond à la fin du scénario de sur-remplissage, lorsque le niveau de GNL est maximum dans l'espace inter-annulaire. Le dôme, complètement fissuré, est supprimé du modèle. La pression est alors égale à la pression atmosphérique.

Ces calculs démontrent l'intégrité de la voile et le radier pendant le scénario de sur-remplissage.

2.6. Autres situations

D'autres situations qui ont été étudiées et modélisées ne sont pas détaillées dans ce document. Les phases de construction sont justifiées par un modèle évolutif. D'autres situations accidentelles, comme la tâche froide (fuite locale créant un point froid sur le béton et donc un choc thermique local et des contraintes de traction locales dans le béton), les risques d'incendie, de fuite de GNL sur le dôme ont également été prises en compte à travers différents modèles.

3. CONCLUSION

Un tel projet donne l'opportunité d'étudier de nombreuses situations différentes, avec différents modèles. La plupart

LNG still being ensured by the outer concrete wall and raft.

First, a specific thermodynamic and structural analysis enables to establish the following sequence: LNG overflow in annular gap, total then partial evaporation, gas pressure increase, failure of dome vapor barrier welds then total cracking of concrete dome (at 757 mbarg), evacuation of overpressure through concrete cracks, filling of annular gap. The evacuation of pressure through the cracks of the dome is quantified and it is checked that after the first minute of the accident and the total cracking of the dome, the internal pressure remains lower than design pressure of 290 mbarg. This enables to dissociate the phenomenon of overpressure (1^e minute) and wall cooling by LNG overflowing in annular gap (24 last minutes).

A second stage consists in demonstrating that integrity of outer concrete wall and raft is ensured during the accident. The 3D axisymmetrical model described in §2.2.1 is used for this purpose, with some modifications:

- The dome is considered as totally cracked; the section of the dome takes only into account the section of passive reinforcement
 - The model allows sliding and uplift at the interface between raft and soil
 - A hinge is formed between dome and gusset at 620 mbarg
- A first set of elasto plastic calculations is performed from an initial stage with LNG at maximum level in the inner tank and design gas pressure of 290 mbarg. Accidental overpressure is applied till dome cracking pressure of 757 mbarg is reached.

A second set of elasto plastic calculation is performed, which corresponds to the end of the overfilling scenario, when LNG level is maximum in the annular gap; the dome, completely cracked, is suppressed in the model. The pressure is supposed to balance atmospheric pressure.

These calculations demonstrate the integrity of wall and raft during overfilling scenario.

2.6. Other situations

Other situations which have been studied and modelled are not detailed in this paper. Construction phases are justified by an evolutive model. Other accidental situations, such as cold spot (local leakage creating a cold spot on concrete and therefore a local thermal shock and local tensile stresses in concrete), fire hazard, LNG leakage on the dome have also been taken into account through different models.

3. CONCLUSION

Such a project gives the opportunity to study many various situations, with different models. The most specific studies

des études spécifiques traitent du contexte géotechnique (sol compressible et liquéfiable , conception de l'amélioration des sols), le comportement sismique (interactions entre le réservoir intérieur, le liquide, le réservoir extérieur, le pont suspendu, la fondation et le sol) et les scénarios accidentels (fuite importante, sur remplissage). Certains de ces résultats peuvent être comparés à des mesures, en particulier les calculs géotechniques (tassements et le comportement de l'amélioration des sols), permettant de détecter à un stade précoce tout comportement inattendu. A ce jour, les radiers et les voiles en béton sont entièrement achevés alors que la réalisation des dômes béton est en cours.

deal with the geotechnical context (compressible and liquefiable soil, conception of soil improvement), the seismic behaviour (interactions between inner tank, liquid, outer tank, suspended deck, foundation and soil) and the accidental scenarios (major leakage, overfilling). Some of the results can be compared to monitoring results, in particular geotechnical calculations (settlements and soil improvement behavior), which enables to compare calculation results to site measurements, and to detect at an early stage any unexpected behavior. To date, the concrete slabs and walls are fully completed while the concrete roofs are in progress.

LES VIADUCS DU PROJET GAUTRAIN

GAUTRAIN PROJECT VIADUCTS

VALÉRY PREMAUD - LOUIS MARRACCI

Bouygues Travaux Publics, Design Office, St Quentin en Yvelines, France

1. INTRODUCTION

Le projet Gautrain est un des plus importants projets réalisé par Bouygues Travaux Publics. Il s'agit de développer, concevoir et construire, exploiter et maintenir un système de transport rapide de 77km de longueur, 9,000 places de parkings réparties sur les 10 stations et enfin un réseau secondaire de bus dédié au projet et desservant une zone de 10 km autour de chaque station. C'est un projet complet et complexe pour lequel Bouygues TP a joué le rôle de leader technique et a contribué avec la société Murray & Roberts ainsi que le groupe d'intérêt Sud-africain Strategic Partner Group à la construction du génie civil. Bombardier et RATP complètent le panel de la société de concession et ont fourni respectivement le matériel roulant et les systèmes ferroviaires d'une part, 15 ans d'exploitation et de maintenance des infrastructures d'autre part.

Sur les 77 kilomètres de ligne que compte le projet Gautrain, une place particulière est faite aux viaducs avec pas moins de 13 ouvrages (Figure 1). Ils se décomposent ainsi :

- 2 viaducs à poutres précontraintes (Photo 2)
- 2 viaducs construits selon la méthode des encorbellements successifs avec voussoirs coulés en place (Photo 3)
- 9 viaducs réalisés avec des voussoirs préfabriqués (Photo 4)

1. INTRODUCTION

The Gautrain Rail project is one of the most important projects developed and built by Bouygues Travaux Publics. It consists of developing, designing, constructing, operating and maintaining a 77km long railway line to provide domestic and airport train services, together with a dedicated bus network servicing a radius of 10km around each of the 10 stations, and 9,000 specific parking spaces within the station precincts. In this comprehensive and complex project, Bouygues TP ensured the technical leadership and, in association with local groups Murray Roberts and Strategic Partners Group, implemented the construction of the civil infrastructure. Bombardier and SPG are supplying the rolling stock and railway systems and RATP, M&R and SPG will manage the 15 years of operation and maintenance with Bombardier being heavily involved in the maintenance of the railway.

On the 77 km Gautrain project tracks, particular emphasis is given to the viaducts with no less than 13 viaducts (Figure 1):

- 2 viaducts with prestressed beams (Photo 2)
- 2 cast in situ concrete cantilever viaducts (Photo 3)
- 9 precast segments viaducts (Photo 4)

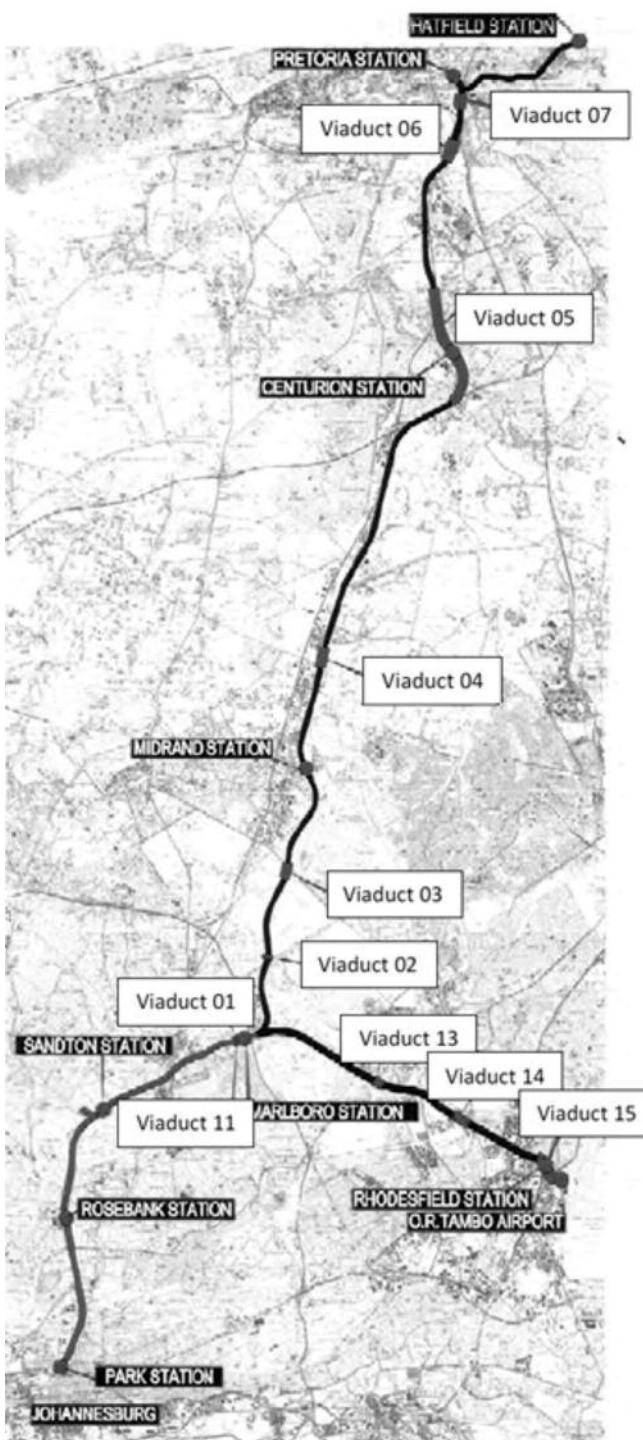


Fig. 1 : Localisation des ouvrages / Bridges locations.

Les tabliers comportent deux voies ferroviaires pour accueillir le futur train Electrostar. Les longueurs des ouvrages vont de 174m (Viaduc 02) à 3278m (Viaduc 5c). La longueur cumulée de tous les viaducs est d'environ 10 km. Certains de ces ouvrages ont la particularité d'accueillir les futures stations : Rhodesfield, Ortia (Viaduc 15) et Centurion (Viaduc 5c). Les 2 Viaducs V5b (John Vorster) et V5d (Jean Avenue), coulés en place assurent le franchissement avec un très fort biais de 2 importantes autoroutes assurant la liaison entre Johannesburg et Pretoria. Les plus grandes travées de ces



Photo 2 : Pont à poutres precontraintes / Prestressed beams bridges.



Photo 3 : Viaduc 05d construit par encorbellement avec voussoirs coulés en place / Cast in situ concrete cantilever viaduct 05d.



Photo 4 : Viaduc 03 avec voussoirs préfabriqués / Precast segments viaduct 03.

Decks have two railways for the future train Electrostar. The lengths of these viaducts range from 174m (Viaduct 02) to 3278m (Viaduct 5c). The total length of all the viaducts is about 10km.

Some of these viaducts have railway stations: Rhodesfield, Ortia (Viaduct 15) and Centurion (Viaduct 5c). The 2 cast in situ concrete cantilever viaducts V5b (John Vorster) and V5d (Jean Avenue) ensure the crossing of two major highways between Johannesburg and Pretoria with a strong bias. The largest spans of these two bridges are 110m (John Vorster) and 121m (Jean Avenue).

2 ouvrages sont de 110m (John Vorster) et 121m (Jean Avenue).

En ce qui concerne les fondations de ces différents viaducs, l'article spécial concernant la zone dolomitique explicite le choix fait pour les fondations des ouvrages situés dans cette zone.

Hors zone dolomitique, les fondations des ouvrages sont de 2 types :

- Semelles superficielles reposant directement sur le rocher
- Fondations sur pieux de diamètres variant de 600 à 1500mm et ancrés dans le rocher

2. HISTORIQUE DU PROJET DES VIADUCS

L'idée de réaliser des viaducs avec des voussoirs préfabriqués était apparue pendant l'offre. La maîtrise de la technique par les entreprises Bouygues TP et VSL et une analyse économique avaient justifié ce choix. Les travées prévues à l'époque étaient plutôt de l'ordre de 40 m.

Dans la zone de Centurion à 10 km au sud de Pretoria, il y avait 2 grands franchissements d'autoroutes à très fort biais qui nécessitaient des portées allant jusqu'à 120 m. A cette phase des études, 2 ouvrages de 600 m de long chacun étaient proposés en béton précontraint avec voussoirs coulés en place réalisés avec la méthode des encorbellements successifs.

Jean Muller International et Ingerop étaient les bureaux d'études en charge des études des viaducs en phase d'Avant Projet Détailé. Ingerop avait en charge la zone de Pretoria et de l'aéroport et JMI s'occupait des autres ouvrages.

Ingerop a étudié principalement les viaducs préfabriqués. Les principales questions posées pendant cette phase étaient :

- le type de précontrainte ; tout en précontrainte interne, tout en externe ou mixte.
- Utilisation de la colle entre les voussoirs ou non
- La mise en place de précontrainte additionnelle
- La pose d'une étanchéité sur les tabliers ou étancher seulement les joints entre les voussoirs

JMI a aussi étudié les voussoirs préfabriqués mais dans la zone de Centurion.

Pour les 2 grands ouvrages de franchissement d'autoroutes, le bureau d'études de Bouygues TP était en charge de la solution béton à voussoirs coulés en place et construits par encorbellement afin de franchir des portées atteignant au maximum 120m.

Enfin, afin de prendre en compte l'effet de la continuité des rails, des études poussées d'interaction rail-structure ont été réalisées par Systra et Ingerop dès la phase APD. Ces calculs ont permis d'optimiser les fondations.

3. LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

Organisation générale

En phase d'exécution, le chantier a été divisé en 4 zones géographiques. Les études ont suivi sensiblement le même

Foundations of these viaducts are explained in the article about the dolomitic area.

Excluding dolomitic area, foundations of these structures are of 2 types:

- *Spread Footings on the rock*
- *Piles with diameters ranging from 600 to 1500mm and anchored in the rock*

2. PROJECT VIADUCTS HISTORY

The idea of precast segments viaducts was mentioned during the tender. Bouygues TP and VSL's technology and an economic analysis justified this choice. Spans provided at the tender were about 40 m.

In the Centurion area 10 km in the south of Pretoria, there were two major crossings of highways that required skew bridges with spans up to 120 m. At this stage of studies, two cast in situ concrete cantilever viaducts of 600 m length were proposed.

Jean Muller International and Ingerop were design offices in charge of preliminary detailed design of these viaducts. Ingerop was in charge of the area of Pretoria and the airport and JMI in charge of other bridges.

Ingerop studied mainly precast segments viaducts. The main questions in this phase were:

- *The type of prestressing: internal ,external or mixed.*
- *The use or not of glue between segments*
- *The additional prestressing installation*
- *The installation of a waterproofing all along decks or just on joints between segments*

JMI also studied the precast segments but in the Centurion area.

For two major viaducts over highways, the design office of Bouygues TP was in charge of the concrete solution with cast in situ segments and built by cantilever method to cross spans of a maximum of 120m.

Finally, to take into account the continuity of rails, extensive studies of rail-structure interaction were carried out by Systra and Ingerop from the beginning of the preliminary detailed design. These calculations were used to optimize foundations.

3. DETAILED DESIGN

General Organization

For the detailed design, the project was divided into four geographical areas. The studies followed essentially the

découpage. Les viaducs préfabriqués étaient confiés à Africon et VKE (2 bureaux d'études locaux) qui ont été assistés par le bureau d'études anglais Halcrow. Les études d'exécution des 2 viaducs de Centurion (Viaduc John Vorster et Viaduc Jean Avenue) avec les grandes travées (maximum 121m) ont été confiées au bureau d'études de Bouygues TP et les études des viaducs et ponts à poutres à SNA (bureau d'étude sud-africain) et Scott Wilson.

Afin de maîtriser les hypothèses de calcul, la direction de projet a rédigé de façon très précise les hypothèses et méthodes principales d'études avec l'appui du bureau d'études de Bouygues TP. Ces documents ont ensuite été approuvés par le client (la Province du Gauteng).

Afin d'avoir une homogénéité d'approche entre les différents bureaux d'études, la direction de projet a confié au bureau d'études de Bouygues TP la réalisation d'une « étude type » qui consistait :

- À définir et figer la géométrie des voussoirs en concertation avec les services méthodes de Bouygues TP et VSL. Ceci a permis de commander les coffrages des voussoirs bien avant la fin des études d'exécution.
- À réaliser les études de détail complète d'une travée de 44 m afin de clarifier, entre autres, en amont les problèmes liés à l'Eurocode (cf paragraphe suivant) qui n'est pas familier aux bureaux d'études locaux et de donner une base de travail commune aux bureaux d'études en coffrage, câblage et ferraillage.

Principales hypothèses de calcul

Les normes sud-africaines, à savoir TMH7 et SATS, se rapportent aux ponts route et au transport de fret lourd. Elles ne s'appliquent pas à la justification du système rapide de transport en commun de Gautrain. C'est pourquoi le groupement a proposé l'application des Eurocodes, qui constitue une chaîne complète de normes homogènes entre elles. Les Eurocodes permettent de couvrir notamment la conception des ponts en béton et d'intégrer les critères de justification les plus à jour en matière d'ouvrages ferroviaires. Les normes sud-africaines ont toutefois été appliquées pour certains sujets particuliers comme l'évaluation des efforts de vent ou les règles de façonnage des aciers de béton armé. Les viaducs de Jean Avenue et John Vorster constituent une des premières applications en vraie grandeur des Eurocodes à des ouvrages de cette importance.

L'interprétation des textes a été facilitée par les compléments édités par le SETRA, notamment quant à la justification des zones d'efforts concentrés ou la justification de la stabilité de fléaux, et par l'expertise de J.A. CALGARO du Conseil Général des Ponts et Chaussées, pour la définition des « charges verticales classifiées » (au sens de l'EN1991-2) correspondant au matériel roulant retenu.

Les principales évolutions amenées par les Eurocodes par rapport aux pratiques issues des BAEL/BPEL sont :

- L'apparition de la notion d'ouvertures de fissure à la place des notions de fissuration; l'application des critères d'ouverture de fissure à des sections quelconques restant malaisée, il a été fait application de la DAN (Document d'application nationale) qui permet de se ramener à une justification des contraintes dans les aciers.

same division. Precast bridges were entrusted to Africon and RLO (two local consulting firms) who were assisted by the English design office Halcrow. The detailed design of the two viaducts in Centurion (Jean Avenue Viaduct and John Vorster Viaduct) with long spans (maximum 121m) have been assigned to the design office of Bouygues TP and viaducts and prestressed beams bridges to SNA (South African design office) and Scott Wilson.

To master the assumptions, project management has very precisely written the assumptions and methods with the support of Bouygues TP design office. These documents were then approved by the client (Gauteng Province).

In order to have consistency between different design offices, the project management entrusted the design of a typical study to Bouygues TP design office:

- *To define and fix the geometry of the segments in conjunction with methods departments of Bouygues TP and VSL. The purpose was to order segments formworks before the end of detailed design.*
- *To carry out the detailed design of a full span of 44 m to clarify problems due to Eurocode (see next paragraph) which is not familiar with local design office and provide a common working basis to consultants in formwork, reinforcement and prestressing.*

Design assumptions

South African standards TMH7 and SATS deal with road and rail bridges for heavy freight. They do not apply to the justification of a rapid train like Gautrain. This is why the group has proposed the application of the Eurocodes, which is a consistent and complete system of standards between them. Eurocodes can cover the design of concrete bridges and integrate criteria of justification more up to date in terms of railway structures. South African standards, however, were applied to specific topics such as the evaluation of wind loads or the rules of shaping bars of reinforced concrete.

Viaducts Jean Avenue and John Vorster are the first full-scale applications of the Eurocodes to bridges of such importance.

The interpretation of texts was facilitated by books edited by SETRA, particularly with regard to the justification of concentrated efforts or justification for cantilever stability and also by the expertise of J.A. CALGARO Conseil Général des Ponts et Chaussées, for the definition of "vertical loads" (as defined in EN1991-2) corresponding to the Gautrain train.

The main changes done by the Eurocodes compared with standards BAEL / BPEL are:

- *The concept of crack openings instead of notions of cracking, the application of the crack opening in any reinforced concrete section being difficult, it has been applied to the DAN (Document Application National) which can justify the stresses in bars.*

- La justification des contraintes tangentées et notamment la disparition des critères de justification à l'ELS. Les justifications ELU sont également modifiées, faisant intervenir un modèle de double treillis dont on peut fixer dans certaines limites l'inclinaison des bielles.
 - Le chargement réglementaire à prendre en compte pour le calcul des ouvrages a fait l'objet d'un important débat avec la Province. La Province considérait que le chargement de l'Eurostar proposé par Bombardier n'était pas réglementaire et non enveloppe du matériel roulant existant susceptible de rouler sur la ligne dans l'avenir.

- The justification of shear stresses, with the disappearance of justification criteria at SLS. The ULS justifications are also modified, involving a double lattice model in which we can fix, within certain limits, the inclination of the struts.

- Standard loads have been an important debate with the Province. Province considered Eurostar loads proposed by Bombardier not regulatory and non-envelope of existing trains which could use the line in the future.

4. LES VIADUCS EN ZONE COURANTE

Les viaducs avec voussoirs préfabriqués

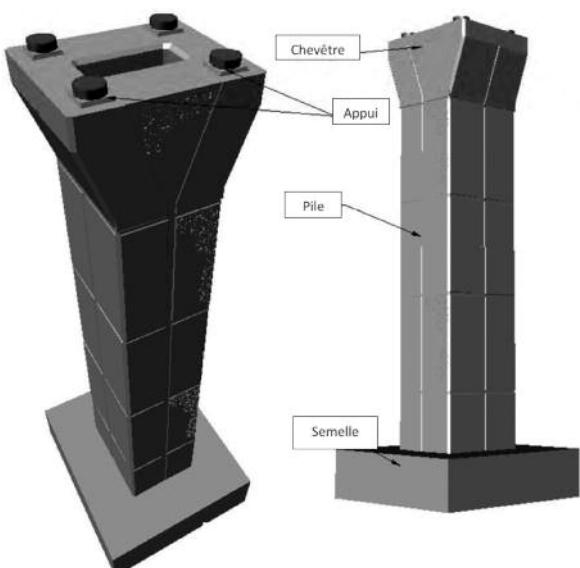
a) Appuis (Figure 5)

Les piles sont creuses en forme de caisson avec une section de 3m par 4m. L'épaisseur des parois est de 300mm. Elles sont réalisées à l'aide de coffrages grimpants et reposent sur une semelle de section 6.5m par 6.5m et d'épaisseur 1.5m. La construction des piles se fait par levée de 4m. D'un point de vue architectural des sillons horizontaux ont été introduits pour cacher les joints de construction entre les différentes levées. Des sillons verticaux ont également été réalisés partant du bas de la pile puis s'évasant vers le haut afin de donner à la tête de pile une forme en V avec des dimensions de 4m par 4.7m.

b) Tablier (Figure 6)

Les viaducs avec voussoirs préfabriqués représentent la majorité des ouvrages.

Les travées sont isostatiques et les portées vont de 22m à 56m. Le tablier est de hauteur constante égale à 3.5m, de largeur 10.1m et repose sur des appareils d'appuis à pot.



**Fig. 5 : Pile des viaducs à voussoirs préfabriqués /
Piers of precast segments viaducts.**

4. VIADUCTS IN THE COMMON AREA

Precast segments viaducts

a) Piers (Figure 5)

Piers are hollow box-shaped sections of 3m by 4m. The wall thickness is 300mm. They are built using a climbing formwork. Pilecaps have a section 6.5m by 6.5m and 1.5m thick. The construction of piers is done by pouring 4m. From an architectural point of view, some horizontal recesses have been added to hide the construction joints between the different pourings. Vertical recesses have also been added from the bottom of the pier and widening upwardly in order to give a V-shape to the top pier with dimensions of 4.7m by 4m.

b) Deck (Figure 6)

Precast segments viaducts represent the majority of bridges.

The spans are isostatics and span lengths range from 22m to 56m. The deck has a constant height equal to 3.5m, 10.1m wide and is born by pot bearings.

The web thickness varies from 450 mm for segments on piers to 300mm for current segments. The deck prestressing is realized with 19T15 12T15 units. Additional ducts are also provided as additional prestressing in the future life of the bridges. The prestressing is mixed: external and internal.

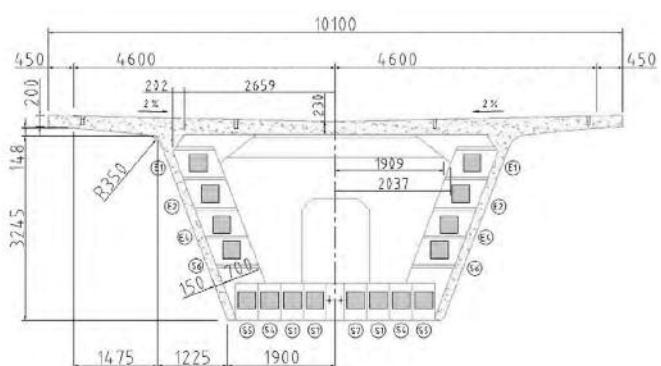


Fig. 6 : Coupe du voussoir sur pile au niveau des ancrages des câbles de précontrainte/ Segment on pier cross section with prestressing anchorages.

L'épaisseur des âmes varie de 450 mm pour les voussoirs sur piles à 300 mm pour les voussoirs courants. La précontrainte du tablier est réalisée à l'aide d'unités 19T15 ou 12T15. Des gaines supplémentaires sont également prévues comme précontrainte additionnelle dans la vie future des ouvrages. La précontrainte est mixte : extérieure et intérieure.

A noter que les joints sont encolles à la résine époxy et qu'une étanchéité générale a été mise œuvre sur le tablier. La longueur des voussoirs varie de 2.2m à 2.6m et leur poids de 35 à 50 tonnes. Les joints de dilatation comportent une plaque en acier fixée d'un coté et se déplaçant sur Teflon et évitant la chute du ballast.

Les viaducs avec voussoirs coulés en place

a) Appuis

Les piles courantes sont elliptiques, de dimension 7mx3,5m à 7mx5m . Leur hauteur varie de 3m à 14m. Leur construction se fait par levées de 3m.

Le tracé des viaducs étant très biais par rapport au tracé de l'autoroute franchie, le grand axe des ellipses est quasi-mént parallèle à l'axe longitudinal du tablier.

10 des 12 chevêtres courants ont une section particulière (Photo 7). Les deux autres chevêtres ont une section elliptique s'inscrivant dans la continuité de la pile.



Chaque pile comporte deux appareils d'appui à pot. L'un est bloqué transversalement, l'autre est libre. Tous les appuis sont libres de glisser dans le sens longitudinal du pont, hormis pour les piles centrales P78 et P8 qui sont les points fixes de chacun des deux ouvrages.

Note that the joints are glued with epoxy resin and a general sealing has been installed on the deck. The length of the segments varies from 2.2m to 2.6m and the weight of 35-50 tons. Expansion joints are a steel plate attached to one side and moving on Teflon on the other side to avoid the ballast fall.

Cast in situ segments viaducts

a) Supports

Current piers are elliptical, with dimensions 7mx3.5m to 7mx5m. Their height varies from 3m to 14m. Their construction is done by pouring 3m.

Viaducts alignment is very bias to the highway below, so the main axis of the ellipse is almost parallel to the longitudinal axis of the deck.

10 of the 12 current top piers have a special section (Photo 7). The other two pier heads have an elliptical section as the pier.

**Photo 7 : Piles des viaducs coulés en place/
Piers of cast in situ segments viaducts.**

Each pier has two pot bearings. One transversely blocked, the other is free. All supports are free to slide in the longitudinal direction of the bridge, except for piers P78 and P8 which are the fixed points of the two structures.

Par appareil d'appui pour les piles courantes, les ordres de grandeurs des charges sont les suivants :

- Efforts verticaux : 3600 tonnes
- Efforts longitudinaux : 350 tonnes (appui fixe seulement)
- Efforts transversaux : 300 tonnes

Les appareils d'appui à pot sont de dimensions maximales 1500*1720mm.

Des vérins sont prévus de part et d'autre des appareils d'appui pour permettre le changement éventuel de ces appareils.

b) Tablier

Caractéristiques générales

Les viaducs de Jean Avenue et John Vorster sont très similaires du point de vu des tabliers : nombre de travées similaire, formes architecturales identiques. Ils sont constitués de 6 travées pour une longueur totale de plus de 1km. (Photo 8)

Loads per bearing for current pier are about:

- Vertical forces: 3,600 tons
- Longitudinal forces: 350 tons (fixed bearing only)
- Transversal forces: 300 tons

*The pot bearings are maximum dimensions 1500*1720mm. Jacks are provided on either side of the bearings in order to change these devices.*

b) Deck

Main characteristics

Viaducts Jean Avenue and John Vorster are very similar from the point of view of decks: similar number of spans, the same architectural forms. They have 6 spans for a total length of about 1km. (Photo 8)

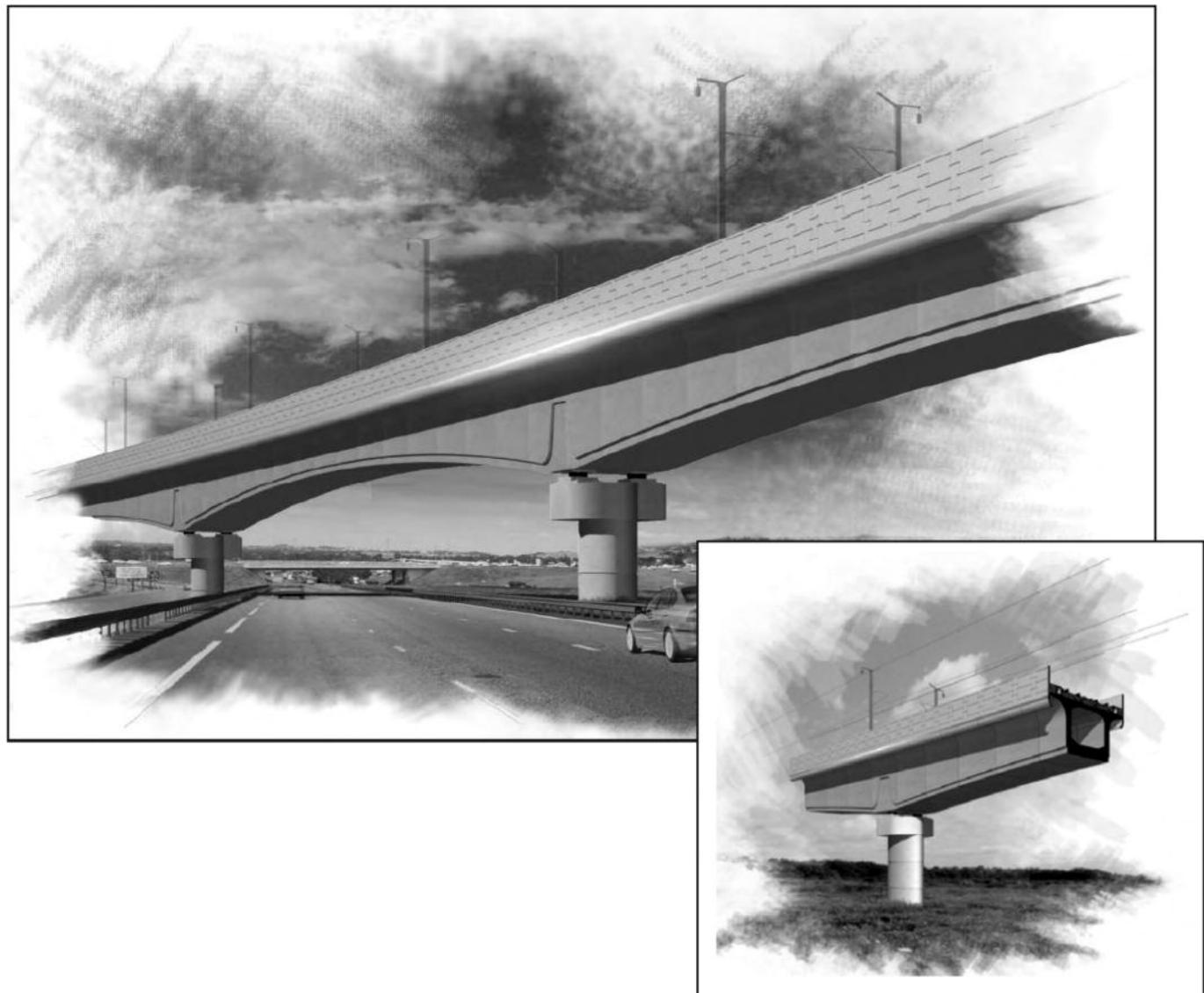


Photo 8 : Vue architecturale de Jean Avenue / Architectural view of Jean Avenue viaduct.

Le viaduc de Jean Avenue est en alignement droit et celui de John Vorster présente une courbe en plan de 1172 m de rayon.

Les tabliers ont une largeur constante de 10,75m et une hauteur variable de 3,5 à 7,5m pour le viaduc de Jean Avenue et de 3,5 à 6,2m pour le viaduc de John Vorster. Le viaduc de Jean Avenue est composé de 151 voussoirs courants, de 2 voussoirs sur culée de 3.4 m de long, et de 5 voussoirs sur pile de 9 m de long. Celui de John Vorster est composé de 126 voussoirs courants, de 2 voussoirs sur culée de 3.5 m de long, et de 5 voussoirs sur pile de 9 m de long.

Le câblage suit la technologie de la précontrainte mixte, c'est-à-dire comprenant à la fois des câbles intérieurs et extérieurs au béton.

On distingue 3 familles de câbles (**Figure 11**) :

- Les câbles de fléau, intérieurs, nécessaires à l'assemblage des voussoirs successifs ; ils sont constitués d'unités 19T15 super. Une paire de gaines vides avec ancrages 19T15 est prévue sur chaque fléau à titre de précontrainte complémentaire.
- Les câbles éclisse intérieurs, qui solidarisent entre eux les fléaux; ils sont également constitués d'unités 19T15 super. Une paire de gaines vides avec ancrages 19T15 est prévue au niveau de chaque clavage à titre de précontrainte complémentaire.
- Les câbles extérieurs, qui règnent sur deux travées, sont ancrés sur les voussoirs sur pile et sont déviés au niveau des voussoirs déviateurs (2 par travée). Ils sont constitués d'unités 37T15 super. Ces câbles sont démontables et remplaçables. Une paire de câbles extérieurs de 37T15 est prévue à titre de précontrainte additionnelle.

Méthodes de calcul

Modèle global PONT

L'étude de la flexion longitudinale en service comme en phases de construction est effectuée au moyen du logiciel PONT, développé par la direction scientifique de Bouygues TP. Ce logiciel permet la prise en compte de l'historique construction en intégrant le calcul scientifique des pertes de précontrainte différencées et la redistribution des efforts internes à la structure. Le tablier est représenté par un modèle filaire spatial. Ce modèle sert également de base au réglage géométrique.

Modèle de flexion transversale

L'étude de la flexion transversale des voussoirs courants est mené à partir de modèles cadre en 2D. Les sections aciers de flexion transversale sont ensuite cumulées aux sections issues de la justification sous effort tranchant / torsion longitudinaux, ainsi qu'aux aciers de diffusion. Le cumul se fait selon les règles de l'EC2 complété par les recommandations du SETRA.

Modèles de voussoirs spéciaux

Les voussoirs spéciaux tels que les voussoirs sur pile et les voussoirs sur culée ont fait l'objet de modélisation 3D aux éléments finis sous ANSYS, permettant de s'assurer de l'intégration correcte de l'ensemble des phénomènes agis-

Jean Avenue viaduct is straight and John Vorster has a plan radius of 1172 m.

Decks have a constant width of 10.75 m and a height varying from 3.5 to 7.5 m for the Jean Avenue viaduct and 3.5 to 6.2m for the John Vorster viaduct.

Jean Avenue viaduct has 151 current segments, 2 segments on abutments of 3.4 m long and 5 segments on piers of 9 m long. John Vorster has 126 segments, 2 segments on abutments of 3.5 m long and 5 segments on piers of 9 m long.

The prestressing is mixed with internal and external cables.

There are 3 kinds of cables (Figure 11):

- *Internal cantilever cables required for construction of successive segments, they are 19T15 units. A pair of empty ducts with anchorages 19T15 is provided at each cantilever as additional prestressing.*
- *Internal continuity cables, which secure the cantilever. They are also 19T15 units. A pair of empty ducts with anchorages 19T15 is also provided at each stitching as additional prestressing.*
- *external cables which are on two spans, are anchored to the segments on piers and are deflected at the deviators segments (2 per span). they are 37T15 units. These cables are removable and replaceable. A pair of external cables 37T15 is provided as additional prestressing.*

Calculation methods:

Global model PONT

The longitudinal bending analysis in service and during construction is performed using the inhouse software PONT, developed by the Scientific department of Bouygues TP. This software allows to take into account the construction by incorporating scientific calculation of prestressing losses and the redistribution of internal forces in the structure. The deck is modeled by beams. This model was also used for the geometry control.

Transversal analysis

The transversal analysis was carried out with 2D frames models. The transversal reinforcement was then added to the shear and longitudinal torsion reinforcement and also to the diffusion reinforcement. The summation was done according to the rules of the EC2 completed by SETRA recommendations.

Models of special segments

Special segments such as segments on piers and abutments have been modeled with 3D finite elements models in ANSYS, to ensure the proper integration of all loads acting on these highly stressed components and the results were

sant sur ces éléments fortement sollicités; les résultats ont été comparés à des modèles 2D ou à des mécanismes de bielettes-tirants, permettant d'isoler les phénomènes en présence.

Calcul de confort des passagers

Un calcul de confort des passagers a été effectué. L'objectif de ce calcul est de vérifier qu'un passager à l'intérieur d'un véhicule lors de son passage sur les viaducs ne subit pas d'accélération verticale supérieure à 0.1g (en moyenne quadratique).

Le principe du calcul est le suivant:

1. Modélisation dynamique de la structure
2. Génération des modes propres
3. Génération du modèle dynamique du train
4. Génération de l'historique de chargement induit par le train pour chaque vitesse
5. Resolution du problème dynamique transitoire
6. Réponse dynamique du véhicule
7. Vérification du critère de vibration verticale pour les différentes vitesses critiques et pour différents véhicules du train,

Les vitesses étudiées sont comprises entre 50 et 200 km/h avec un pas de 5 km/h.

Le critère de confort est largement vérifié avec une moyenne quadratique de l'accélération maximale de 0.17 m/s² pour une vitesse de 200 km/h, nettement inférieure à 0.1 g = 0.98 m/s²

Câblage 3D

Le coffrage et le câblage des viaducs ont fait l'objet d'une modélisation complète 3D sous Inventor, permettant de générer directement les plans de coffrage et de câblage.

Le réglage géométrique

Le réglage géométrique est réalisé à l'aide d'un logiciel interne BOUYGUES-TP : DATUM. Ce logiciel permet le suivi du réglage géométrique qui prend en compte les contre-flèches (calculées à la mise en service suivant le phasage travaux) et les déformées de l'équipage mobile.

*Principales quantités des viaducs coulés en place
(Figure 9)*

compared to easier 2D models or mechanisms of struts and ties.

Calculation of passenger comfort

A calculation of passenger comfort was carried out. The purpose of this calculation is to check a passenger inside a vehicle during its passage over the viaducts suffers no more than 0.1g vertical acceleration.

The principle of this calculation is as follows:

1. Dynamic modeling of the structure
2. Generation of eigenmodes
3. Generation of the dynamic model of the train
4. Generating historical load induced by each train speed
5. Resolution of the transient dynamic problem
6. Dynamic response of the vehicle
7. Criterion verification for different vertical vibration and critical speeds for different wagons of the train,
Speeds studied are between 50 and 200 km /h with increments of 5 km/h.

The comfort criterion is widely checked with a root mean square of the maximum acceleration of 0.17 m/s² for a speed of 200 km /h, significantly less than 0.1g = 0.98 m /s²

3D prestressing

The formwork and the prestressing of viaducts have been done with 3D models with software Inventor in order to directly generate formwork and prestressing drawings.

The geometry control

The geometry control is performed using an internal software-Bouygues TP: DATUM. This software allows the monitoring of the geometry that takes into account precambers (calculated at the commissioning and following the construction stages) and the deflections of the formwork traveler.

Main quantities for cast in situ viaducts (Figure 9)

	Deck concrete (m ³)	Rebars (t)	Rebars ratio (kg/m ³)	Prestressing (t)	Prestressing ratio (kg/m ³)
John Vorster Viaduct	5 808	1 229	212	304	52
Jean avenue Viaduct	6 730	1 396	207	414	62
Total	12 538	2 625	Average ratio: 209 kg/m ³	718	Average ratio: 57 kg/m ³

Fig. 9 : Quantités des viaducs coulés en place / Main quantities for cast in situ viaducts.

5. MÉTHODES DE CONSTRUCTION

a. Viaducs à voussoirs préfabriqués

Les viaducs à voussoirs préfabriquées sont construits en utilisant des lanceurs dits « par dessous ».

2 types de lanceurs sont utilisés : 1 avec des poutres porteuses latérales triangulées à treillis (type T1, photo 10), le deuxième avec des poutres latérales à âme pleine (type T2, photo 11).

Les lanceurs de type T1 et T2 ont été conçus pour poser des travées de 50m et 44m respectivement. Etudiés à Singapour et construits en Chine ces deux cintres mesurent 105m et 118m respectivement et pèsent approximativement 400 tonnes chacun.



Photo. 10 : Lanceur type T1 / Launcher T1.

b. Viaducs à voussoirs coulés en place

L'équipage mobile

2x2 équipages par viaduc ont été spécialement conçus pour ce projet.

Le bureau des méthodes de BOUYGUES-TP a réalisé le cahier des charges ainsi que les plans de définition de l'équipage mobile. L'étude détaillée et les plans de fabrication ont été réalisés par l'Entreprise Thaïlandaise SMS qui a construit les 8 équipages mobiles. Les équipages ont été acheminés en Afrique du Sud par bateau cargo.

Les équipages ont été conçus pour reprendre le poids du voussoir le plus lourd soit 122 tonnes. Le poids de l'équipage mobile est de 70 tonnes. (Photo 12)



Photo 12 : Equipage mobile / Form traveller.

5. METHODS OF CONSTRUCTION

a. Precast segments viaducts

The precast segments viaducts are built using “from below” launching girders.

Two types of launchers are used: one with lateral truss beam (type T1, photo 10), the second with full webs beams (type T2, photo 11).

Launchers T1 and T2 type were designed for spans of 50m and 44m respectively. Studied in Singapore and built in China, these two launchers measure 105m and 118m respectively and weigh approximately 400 tons each.



Photo 11 : Lanceur type T2 / Launcher T2.

b. Cast in situ segments viaducts

The formwork traveler

2x2 form travelers by bridge have been specifically designed for this project.

Bouygues TP method department produced the specifications and drawings about form traveler. The detailed design and manufacturing drawings were made by the Company SMS in Thailand who built the eight form travelers. Form travelers were sent to South Africa by cargo ship.

They have been designed to take the weight of the heaviest segment 122 tons. The weight of the form traveler is 70 tons. (Photo 12)



L'équipage mobile permet également le clavage des fléaux. Il est constitué de deux poutres treillis longitudinales extérieures au caisson du tablier et situées sous les encorbellements. Ces poutres assurent le maintien du coffrage extérieur et intérieur du voussoir. L'équipage est brûlé au tablier à l'aide de 4 tiges de précontrainte par poutre treillis, développant un effort de 50 tonnes dans les encorbellements du caisson.

Le déplacement de l'équipage mobile est réalisé grâce à des roulettes de part et d'autre du voussoir.

Le principe de stabilité de fleau

Un système mixte a été choisi pour assurer la stabilité du fléau. En effet un clouage sur pile ainsi que l'utilisation de palées provisoires assurent la stabilité d'ensemble du fléau. Le tablier est coulé sur appuis définitifs (appareils d'appuis à pot mono ou bi- directionnel)

La réaction verticale du poids propre du fléau est reprise par les appuis définitifs et le déséquilibre du fléau par les palées provisoires. Chaque palée est constituée d'un fut béton de diamètre 1500mm et d'une partie métallique sur laquelle repose un vérin hydraulique. Un suivi des réactions aux vérins permettent de vérifier la bonne répartition des charges et d'ajuster si nécessaire les efforts dans les vérins. La charge maxi par palée peut atteindre 1200 tonnes dans le cas de déséquilibre le plus défavorable.

Les critères de stabilité pris en compte et définis dans le guide du SETRA sur les ponts en encorbellements sont les suivants :

- Déséquilibre d'un voussoir
- Chute d'un équipage mobile

Cinématique de construction

Les câbles de fléau sont des unités 2x19T15 et ils sont tendus à l'avancement.

L'ordre de clavage des fléaux est tributaire du phasage d'utilisation des équipages mobiles et ne suit pas une séquence logique. Par exemple sur Jean Avenue, le premier clavage prévu est entre la pile P6 et P7 puis entre la culée A5 et P6. Seule la moitié des câbles de précontrainte de continuité (19T15) sont tendus après clavage. Les câbles extérieurs 37T15 sont prévus pouvant être tendus soit pendant la construction soit après la construction complète du tablier.

6. CONCLUSION

L'utilisation de ces différentes techniques de construction nous a permis de réaliser plus de 10 kilomètres de viaducs dans les meilleures conditions de qualité et de délai et dans un environnement africain très spécifique.

Aujourd'hui l'ensemble de la ligne est en service avec un très bon niveau de fiabilité.

The form traveller can also build the stitch between cantilevers.

It consists of two longitudinal outer lattice beams under the external top slab. These beams provide the bearing of external and internal formworks. The form traveller is attached to the deck with four prestressed bars with a total effort of 50 tons per beam.

The displacement of the form traveller is done with wheels on either side of the segment.

The cantilever stability

A mixed system was chosen to ensure the stability of the cantilever. Indeed nailing and the use of temporary props ensure the stability of the cantilever.

The deck is cast on definitive bearings (bearings with single or bi-directional free directions)

The vertical reaction of the weight of the cantilever is born by definitive bearings and the unbalance of the cantilever by temporary props. Each prop is constituted by a concrete tube diameter 1500 mm and a metal part at the top with hydraulic jacks. Each jack is monitored to verify the correct load distribution and adjust if necessary. The maximum load on prop is about 1200 Tons (unbalance case).

The stability criteria considered and defined in the SETRA guide on cantilevers bridges are:

- One segment unbalanced
- Form traveler fall

Construction stages

Cantilever cables are 2x19T15 units and they were tensioned at the advancement.

The order of cantilever stitching depends on the phasing of form traveler and does not follow a logical sequence. For example on Jean Avenue, the first stitch was between P6 and P7 and after between P6 and abutment A5. Only half of the continuity cables (19T15) are tensioned after stitching. The 37T15 external cables are provided to be tensioned during construction or after the complete construction of the deck.

6. CONCLUSION

These different construction techniques allowed us to achieve more than 10 kilometers of viaducts in the best conditions and quality of time and in a very specific African environment.

Today all the railway lines are open with a very high level of reliability.

UN PONT EXTRADOSSÉ EN BÉTON PRÉCONTRAINTE : LE PONT DE KEONG AN (CORÉE)

AN EXTRADOSED PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE: KEONG AN BRIDGE (KOREA)

Serge MONTENS, Mohammed AKRAA
Systra

1. INTRODUCTION

En 2001, SYSTRA a collaboré avec l'entreprise Hyundai (HDEC) et le bureau d'étude Dong Il Engineering pour la réponse à un appel d'offres conception-construction pour l'autoroute Songnam-Janghowon en Corée. Le pont principal sur cette autoroute est le pont de Keong An.

Ce pont comporte un ouvrage principal qui traverse la rivière Keong An, et des viaducs d'accès de part et d'autre. Le pont doit supporter deux chaussées à trois voies. Il a été décidé de conférer à ce pont une architecture particulièrement soignée, car c'est un grand ouvrage, situé au pied d'une colline et traversant une rivière importante. La traversée de la rivière devait être mise en valeur par une structure spéciale.

2. ETUDE DE CONCEPT

L'étude de concept a été réalisée par SYSTRA et l'architecte français B+M Architecture. Au stade du concept, différentes variantes ont été proposées.

1. INTRODUCTION

In 2001, SYSTRA worked with Hyundai Engineering & Construction Co. (HDEC) and Dong-Il Engineering company, in order to answer a turnkey design and construction competition for the Songnam-Janghowon highway project in Korea. The main bridge on this highway is the Keong An bridge.

This bridge includes a central main bridge which crosses the Keong An river, and approach viaducts on both sides. The bridge has to support two carriageways with three lanes. It has been chosen to give a special aesthetic appearance to this bridge, because it was a long bridge, situated at the foot of a high hill, and it crosses a main river. So, the crossing of the river should be emphasized by a special structure.

2. CONCEPTUAL DESIGN

The conceptual design was performed by SYSTRA and the French architect B+M Architecture. At the conceptual design stage, various options were proposed.

De façon à permettre aux usagers de l'autoroute de voir les spécificités de ce pont, il était nécessaire de concevoir une structure qui soit vue par les automobilistes.

Les structures qui répondent au problème sont les ponts haubanés, les ponts extradossés, et les ponts en arc avec arc supérieur. Un pont haubané aurait été trop agressif dans ce paysage. Nous avons donc proposé un pont en arc et un pont extradossé.

Pour des raisons économiques, il était intéressant d'utiliser le même type de tablier tout le long du pont. Sur le plan architectural, il était aussi intéressant d'avoir le même type de tablier sur la totalité du pont, d'une culée à l'autre, et plus précisément d'avoir la même épaisseur et la même forme extérieure de tablier.

Pont en arc

Un arc central, d'environ 180 m de portée, supporte un tablier en caisson mixte acier-béton.

Des deux côtés de l'arc, deux bêquilles équilibrivent une partie de la poussée de l'arc, en créant un effort normal de traction dans le tablier.

In order to allow the users of the highway to see the specificity of this bridge, it was necessary to provide a structure that could be seen by the users when they cross the bridge. Such structures are cable-stayed structures, extradosed cables structures, and arches with arch above deck level. Cable-stayed bridges could appear too aggressive in this site, so we proposed here an arch bridge and an extradosed bridge.

For economical reason, it was interesting to use the same type of deck throughout the length of the bridge. On the architectural point of view, it was also interesting to have the same type of deck on the whole bridge, from one abutment to the other, and specially to have the same deck thickness and deck external shape.

Arch bridge

A central arch bridge, spanning about 180 m, supports a composite box-girder.

On both sides of the arch, two inclined legs balance a part of the arch horizontal thrust, creating tension axial force in the deck.



Fig. 1. Concept de pont en arc / Arch bridge concept

Pont extradossé

Le pont extradossé à trois travées (70-130-70 m) comporte un tablier en caisson en béton précontraint de 30 m de largeur. Un plan central de haubanage a été choisi pour des raisons esthétiques.

Les piles situées sous les pylônes comportent trois fûts. Un fût central est sous le pylône. Deux fûts latéraux inclinés supportent les côtés du tablier large. Ils sont reliés en tête par une traverse précontrainte.

Extradosed bridge

An extradosed bridge with three spans (70 – 130 – 70 m) has a prestressed concrete box-girder, 30 m wide. A central plane was chosen for the extradosed cables and the pylons, for aesthetic reasons.

The piers located at the pylons include three shafts. One central shaft is located below the pylon. Two inclined lateral shafts support the sides of the wide deck. There are linked by a top prestressed transverse beam.

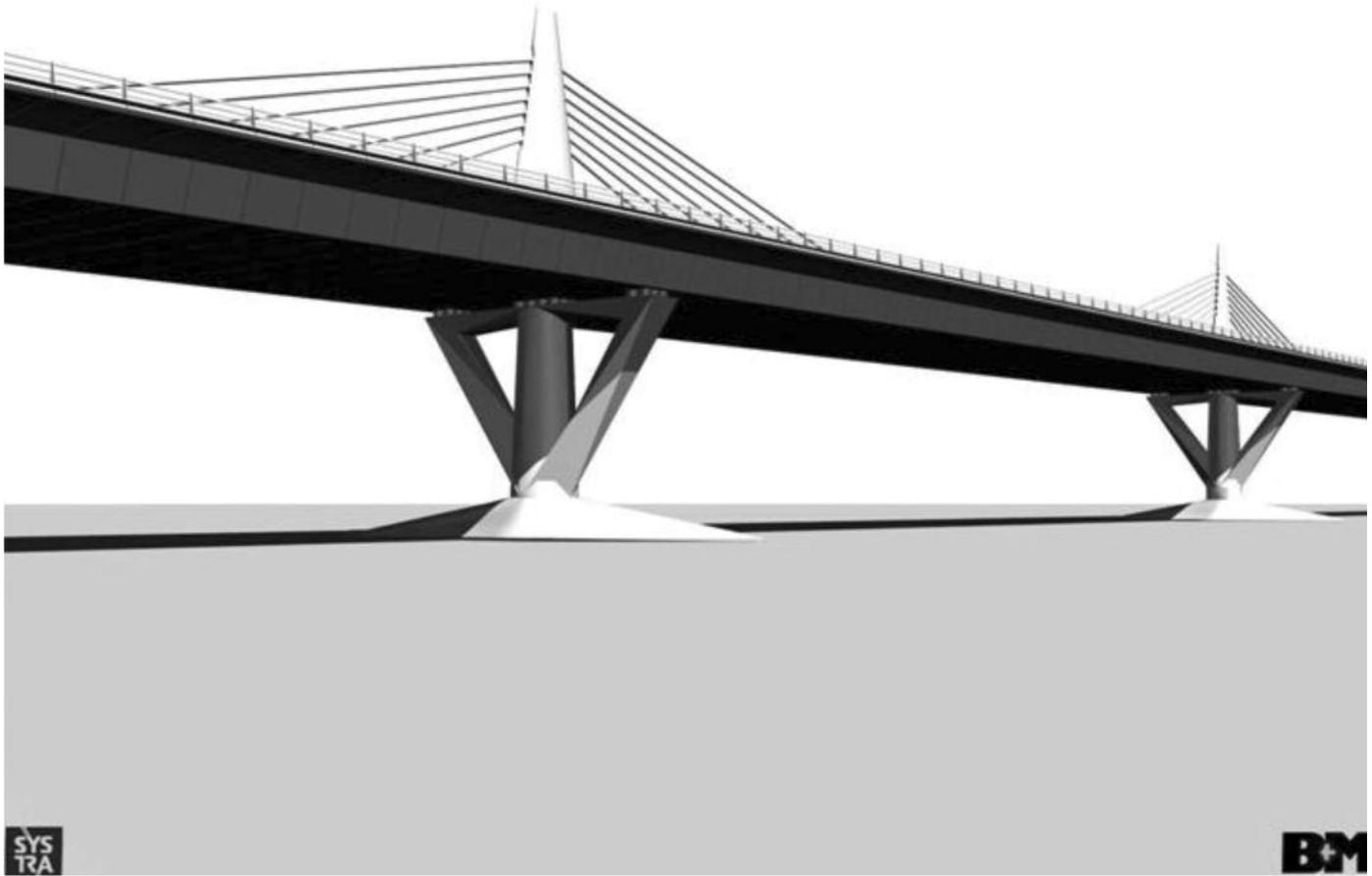


Fig. 2. Concept de pont extradossé / Extradosed bridge concept

Plusieurs variantes ont été étudiées pour le tablier : un caisson à cinq âmes, ou un caisson avec seulement deux âmes et des bracons intérieurs et extérieurs. Finalement l'entreprise a préféré un caisson à cinq âmes.

Several alternatives were designed for the deck. It could be a box-girder with five webs, or with only two webs with internal and external struts. Finally, the contractor chose the box-girder with five webs.



Fig. 3. Concept de pont extradossé dans le paysage / Extradosed bridge concept in landscape

Ce concept extradossé a été choisi par l'entreprise pour le concours conception-construction.

This extradosed bridge concept was chosen by the contractor for the design and build competition.

3. ÉTUDE DÉTAILLÉE

Généralités

Le concept de pont extradossé a été imaginé par J. Mathivat en France, et a été développé d'abord en Europe et au Japon.

3. DETAILED DESIGN

General

Extradosed cables bridge concept has been imagined by J. Mathivat in France, and has then been developed, first in Europe and in Japan.

Les avantages des ponts extradossés comparés aux ponts classiques construits par encorbellement sont les suivants :

- Les ponts extradossés permettent un tablier plus fin que les tabliers classiques, à portée égale. C'est un avantage car les charges du vent sur le tablier seront plus faibles, donc les efforts du vent dans le tablier, les piles et les fondations seront plus faibles. C'est aussi un avantage sur le plan architectural car l'impact du tablier dans le paysage sera réduit.
- Les tabliers extradossés nécessitent moins de béton, car la majorité du moment fléchissant sur pile est équilibrée par les câbles extradossés, qui ont un bras de levier beaucoup plus grand que les câbles de précontrainte dans un pont en encorbellement classique, ce qui permet de réduire beaucoup la compression dans le hourdis inférieur.

Les avantages des ponts extradossés comparés aux ponts haubanés sont les suivants.

- Les ponts extradossés nécessitent des pylônes beaucoup moins hauts que les ponts haubanés. Donc les pylônes sont plus faciles à construire. C'est également un avantage architectural dans ce site car les pylônes s'inscriront plus facilement dans le paysage que de hauts pylônes.
- Les câbles extradossés sont beaucoup plus courts que des haubans, donc ils créent moins d'effort de vent dans la structure, et ils sont moins susceptibles de vibrer sous l'action du vent ou des charges d'exploitation. Ils ont moins sensibles à la fatigue que les haubans dans les ponts haubanés, et nécessitent moins de maintenance.

The advantages of extradosed bridges compared to classical cantilever bridges are:

- Extradosed bridges need a thinner deck than classical bridges for a given span. This is an advantage because the wind loads will be lower, so the wind forces in the deck, the piers and the foundations, will be lower. This is also an advantage on the architectural point of view because the impact of the thin deck in the landscape will be lighter.*
- Extradosed bridges need less concrete in the deck, because most of the bending moment at the piers is balanced by the extradosed cables, which have a much higher level of arm than prestressing cables in a classical cantilever bridge, so that the compression force in the deck bottom slab is much lower.*

The advantages of extradosed bridges compared to cable-stayed bridges are:

- Extradosed bridges need much lower pylons than cable-stayed bridges. So the pylons will be easier to build. This is also an architectural advantage in this site since the low pylons will blend more easily in the landscape than high pylons.*
- Extradosed cables are much shorter than stay cables, so they induce less wind forces in the structure, and they are less susceptible to vibrations under wind or live loads. Extradosed cables are less sensitive to fatigue than stay cables in cable-stayed bridges, and require less maintenance.*

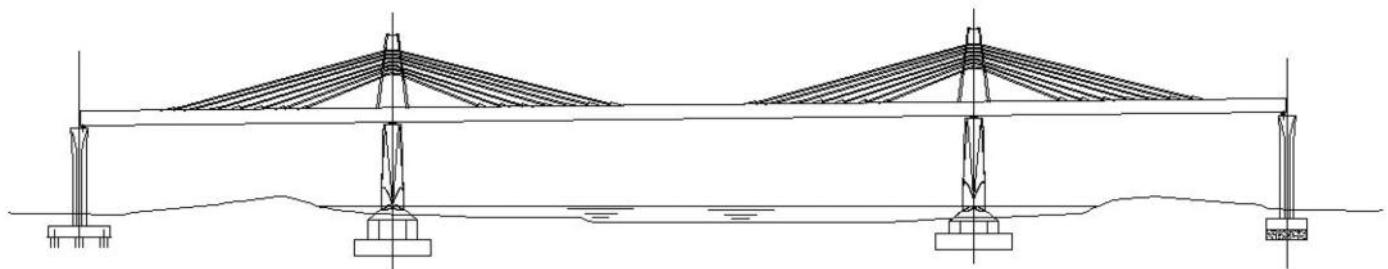


Fig. 4. Élévation / Elevation

Tablier

Chaque tablier des viaducs d'accès est un caisson en béton précontraint. Dans le pont principal, les deux tabliers sont rassemblés en un tablier unique en caisson à cinq âmes. Il y a des joints de dilatation entre le pont principal et les viaducs d'accès. Le pont principal est composé d'une travée centrale de 130 m et deux travées latérales de 70 m. Le pont est rectiligne en plan et possède une pente longitudinale de 1,06 %. Le tablier est un caisson trapézoïdal en béton précontraint. Son épaisseur est de 3m au droit des axes longitudinaux des caissons des viaducs d'accès, et 3,128 m dans l'axe principal du tablier. Des âmes extérieures inclinées sont meilleures pour des raisons architecturales, et aussi pour diminuer les charges de vent sur le tablier.

Deck

Each deck of the approach viaducts is a prestressed concrete box-girder. In the main bridge, the two decks are assembled together into a single box-girder with five webs. There are expansion joints between the main bridge and approach viaducts. The main bridge is composed of a 130 m central span and two 70 m side spans. The bridge has a straight alignment and a 1.06 % slope.

The deck is composed of a prestressed concrete trapezoidal box-girder. Its depth is 3 m at the location of the longitudinal axis of the single box approach viaducts, and 3.128 m at main deck axis. Inclined external webs are better for architectural reason, and also in order to decrease the wind loads on the deck.

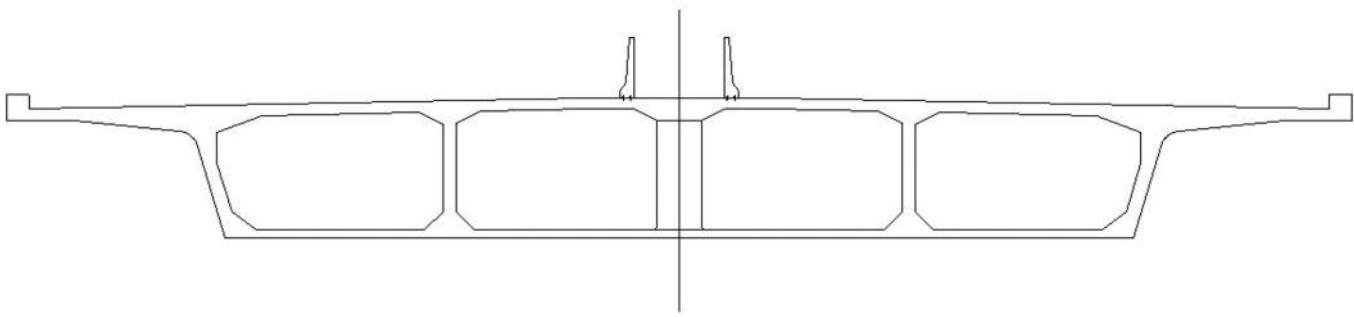


Fig. 5. Coupe transversale du tablier /Deck cross section

Du fait de la travée modérée (130 m), il n'est pas nécessaire de donner une épaisseur variable au tablier. Le tablier est ainsi plus facile à construire. Une augmentation d'épaisseur du tablier au droit des piles n'aurait pas tellement d'avantage car la majorité (87 %) du moment négatif sur pile est équilibré par les câbles extradossés, et seulement 13 % est équilibré par les câbles de précontrainte. La pente transversale du tablier est de 2%. La largeur des viaducs d'accès est de 14 m. Sur le pont principal le tablier a une largeur de 30 m, incluant une bande centrale de 2 m. Une suspension centrale a été choisie car elle donne au pont une meilleure apparence qu'une suspension latérale. Les voussoirs ont une longueur de 2,50 m, qui s'accorde à l'espacement de 5 m des ancrages des câbles extradossés. Le houardis supérieur a une épaisseur de 250 mm minimum. Les âmes ont une épaisseur de 300 mm, sauf pour l'âme centrale dont l'épaisseur est variable de 200 mm à 1 m. Le houardis inférieur a une épaisseur de 180 mm, sauf près des piles principales où il a une épaisseur de 250 mm. Il n'y a pas de risque de voilement car le rapport maximum largeur/épaisseur vaut 26, ce qui n'est pas une valeur élevée. Des diaphragmes sont placés au droit des ancrages des câbles extradossés dans le tablier. Ils ont 300 mm d'épaisseur. Des diaphragmes de 2 m d'épaisseur sont placés sur piles.

Le tablier est précontraint longitudinalement par :

- des câbles de fléau intérieurs placés dans le houardis supérieur (12T15),
- des câbles éclisses intérieurs placés dans le houardis inférieur dans la travée centrale (12T15),
- des câbles de continuité extérieurs dans la travée centrale (19T15), qui sont ancrés près des bossages d'ancrage des câbles extradossés.

Les câbles de précontrainte extérieure sont déviés par des diaphragmes.

Due to the moderate span (130 m), it is not necessary to have variable depth for the deck. The deck is then easier to build. An increased deck depth on main piers would not have any significant advantage since most (87 %) of the negative bending moment at these piers is equilibrated by extradosed cables, and only 13 % is equilibrated by pre-stressing tendons.

The transverse slope of the roadway is 2 %. The width of the approach decks is 14 m. In the main bridge, the deck width is 30 m, including a 2 m median strip.

A central suspension by extradosed cables has been chosen because it gives a better appearance to the bridge than lateral suspension. The segments have a length of 2.50 m, which matches with the extradosed cables anchorages 5 m spacing.

The top slab has a 250 mm minimum thickness. The webs are 300 mm thick, except the central web, whose thickness is variable from 200 mm to 1 m. The bottom slab is 180 mm thick, except near the main piers where it is 250 mm thick. There is no risk of plate buckling because the maximum ratio width/thickness is 26, which is not a high value.

Diaphragms are provided at the location of extradosed cables anchorages in the deck. They are 300 mm thick. Diaphragms 2 m thick are provided on piers.

The deck is longitudinally prestressed by:

- cantilever internal tendons placed in the top slab (12T15),*
- continuity internal tendons placed in the bottom slab in the central span (12T15),*
- continuity external tendons placed in the main span (19T15), which are anchored next to the extradosed cables concrete anchorage blocks.*

External prestressing cables are deviated by diaphragms.

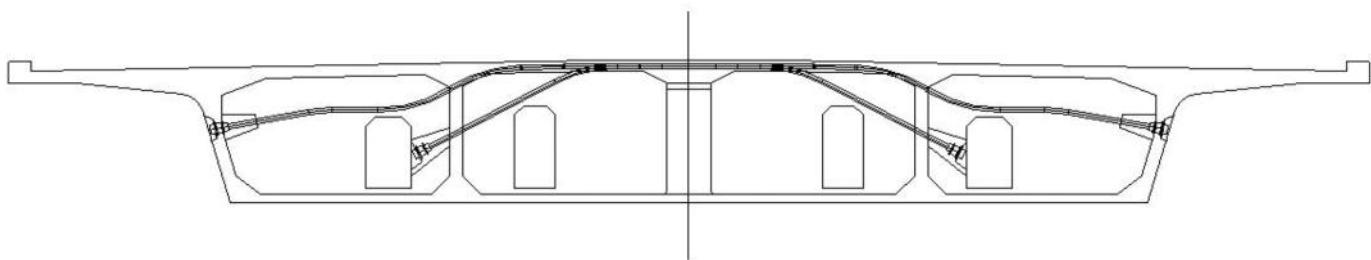


Fig. 6. Diaphragme précontraint / Diaphragm prestressing

Le houdis supérieur est précontraint transversalement par des câbles 4T15 (3 câbles par voussoir). Les diaphragmes typiques sont précontraints par 2 câbles 12T15. Les diaphragmes sur les piles principales sont précontraints par 4 câbles 19T15.

Câbles extradossés

Il y a sept câbles extradossés de part et d'autre des pylônes, espacés de 5 m au niveau du tablier, en configuration de semi-éventail, déviés sur les pylônes par des selles. Ce schéma a été optimisé. La configuration en semi-éventail est plus efficace que la configuration en harpe car les câbles équilibrivent une composante verticale plus importante. Des selles ont été utilisées à la place de doubles ancrages dans les pylônes, car c'est plus économique, et cela permet de réaliser des pylônes plus minces. Il n'y a pas de problème de fatigue du fait des variations de contrainte modérées sous charges d'exploitation.

Chaque câble extradossé comporte 91 torons T15 de 140 mm². Les selles sont composées de tubes métalliques intérieurs injectés et de tubes métalliques extérieurs encastrés dans le béton, de façon à permettre le remplacement des câbles.

Les câbles extradossés sont composés de torons parallèles galvanisés gainés individuellement dans une gaine de PEHD remplie de cire. L'ensemble des torons individuellement protégés est placé dans une gaine en PEHD non injectée. Les gaines en PEHD individuelles sont retirées dans les selles, pour une meilleure adhérence des torons avec l'injection au ciment ou à l'époxy.

Les câbles extradossés sont réglables (leur tension peut être modifiée durant la vie de la structure) et remplaçables. Les forces non équilibrées de part et d'autre du pylône sont transmises au pylône par l'intermédiaire d'anneaux en acier soudés aux tubes métalliques intérieurs.

Un emplacement suffisant prévu devant les ancrages des câbles extradossés permet leur mise en tension à l'aide d'un vérin. Les câbles extradossés ont été tendus en deux phases. Du fait de la longueur modérée des câbles, il n'est pas prévu d'amortisseur, mais il restera possible d'en mettre à l'extrémité inférieure.

Il est possible de supporter des charges d'exploitation réduites durant le remplacement d'un câble extradossé.

Piles et pylônes

Les piles principales sont constituées par un fût central cylindrique de 5 m de diamètre à la base, deux fûts latéraux inclinés transversalement, et une traverse supérieure. La traverse supérieure est précontrainte par 8 câbles 1915. Les fondations des piles principales sont orientées dans la direction de la rivière pour des raisons hydrauliques et esthétiques.

Les fondations des piles P14, P15 et P16 sont des semelles. La pile P13 est fondée sur des pieux de 1,5 m de diamètre (6 par semelle).

Le tablier est supporté sur les piles principales et les piles de transition par des appareils d'appui en élastomère à noyau de plomb. Ces appareils d'appui allongent les

The top slab is transversely prestressed by 4T15 tendons (3 tendons every segment). The typical diaphragms are pre-stressed with 2 x 12T15 tendons. The diaphragms on main piers are prestressed with 4 tendons 19T15.

Extradosed cables

There are seven extradosed cables on both sides of the pylon, spaced 5 m at deck level in a semi-fan configuration, and deviated in the pylons through steel saddles. Their layout has been optimized. Semi-fan configuration is more efficient than harp configuration, because cables can then balance a higher vertical load.

Saddles have been used instead of double anchorages in the pylons, because it is more economical, and it allows designing a more slender pylon. No fatigue problem is anticipated due to the moderate stress variation under live loads.

Each extradosed cable has 91 T15 strands (140 mm²each). The saddles are made of a grouted internal steel pipe and an external steel pipe embedded in the concrete, so that the extradosed cables can be replaced.

Extradosed cables are made of parallel galvanized strands individually sheathed with HDPE sheath with wax. The bundle of individually protected strands is encased in an ungrouted HDPE pipe. Individual HDPE sheaths are removed within the saddles, for better bonding of the strand with cement or epoxy grout.

The extradosed cables are adjustable (their tension can be adjusted during service life) and replaceable. Unbalanced extradosed cables forces on both sides of the pylon are transmitted to the pylon through steel rings welded to the internal steel pipes.

Sufficient place is provided in front of the extradosed cables anchorages in the deck in order to place jacks. The extradosed cables have been tensioned in two phases.

Due to the moderate length of the cables no damping device is anticipated, but it will always be possible to place some dampers at the bottom end of the cables.

Reduced live load can be maintained on the bridge during replacement of an extradosed cable.

Piers and pylons

Main piers are made of a central circular shaft, 5 m diameter at the base, and transverse inclined shafts and a pier cap. The pier cap is prestressed with 8 x 19T15 tendons. Main pier foundations are orientated in the river stream direction for hydraulic and esthetic reasons.

Foundations of main piers P14, P15 and pier P16 are footings. Pier P13 is founded on 1.5 m diameter piles (six per footing).

The deck is supported on main piers and lateral piers through lead-rubber bearings. These bearings lengthen the vibration periods of the bridge, and have a high damping ratio, in order to reduce seismic loads, both longitudinally and transversely.

périodes de vibration du pont, et ont aussi un grand coefficient d'amortissement, de façon à réduire les charges sismiques, à la fois longitudinalement et transversalement. Du fait de la hauteur modérée des piles, il n'était pas possible de fixer le tablier aux deux piles, parce que les forces dues aux variations linéaires du tablier (température, retrait, fluage) auraient été trop grandes.

Il n'était pas intéressant de fixer le tablier sur une pile et de le laisser glisser sur l'autre, car les efforts sismiques longitudinaux auraient été repris entièrement par une pile, ce qui aurait exigé son renforcement, ainsi que pour sa fondation.

Les pylônes ont 16,25 m de hauteur. Ils ont une section elliptique variable. Ils ont 2 m de largeur au niveau du tablier, et s'affinent à 0,55 m au sommet.

Les formes des piles des viaducs d'accès sont utilisées aussi pour les piles de transition entre le pont principal et les viaducs d'accès.

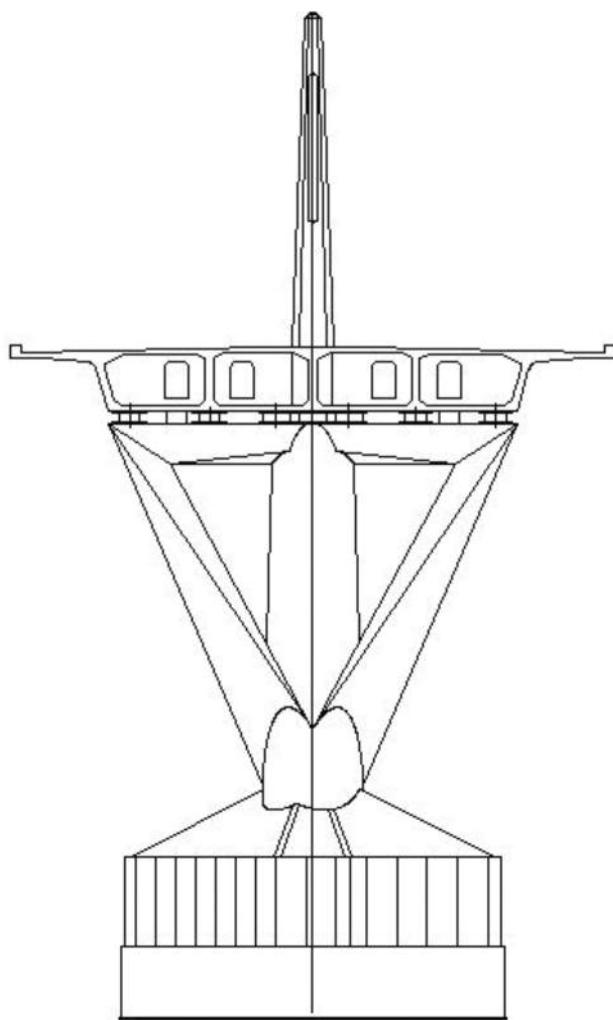


Fig 7: Pylône et pile / Pylon and pier

Construction

Les principales phases de construction sont:

- construction des fondations et des piles,
- construction des travées latérales sur échafaudages, y compris le premier voussoir de la travée centrale et les pylônes,

Due to the moderate height of the piers, it was not possible to fix the deck to the piers, because the forces induced by deck linear variations (temperature, prestressing, creep, shrinkage) would have been too high.

It was not interesting to use fixed pot bearings on one pier and sliding pot bearings on the other pier, because longitudinal seismic loads would have been taken entirely by one pier, which would have required strengthening this pier and its foundation.

Pylons are 16.25 m high. They have a variable elliptical section. They are 2 m wide at the deck level, and taper to 0.55 m at the top.

Approach viaducts pier shapes are used also for the transition piers between approach viaducts and main bridge.

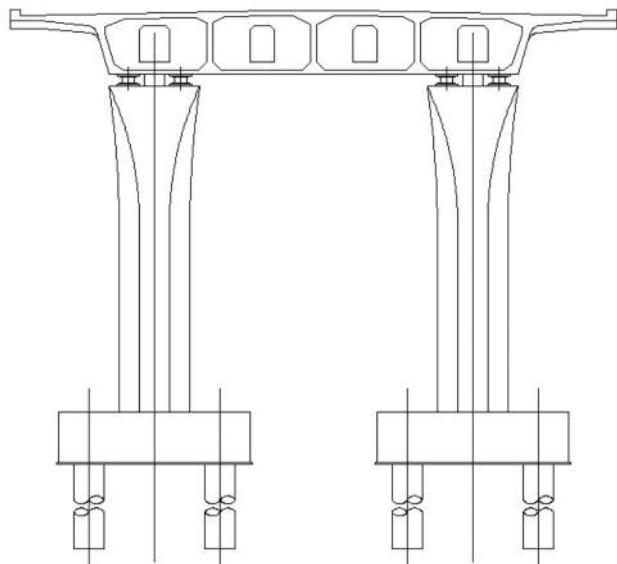


Fig 8: Pile de transition / Transition pier

Construction

Main construction phases are:

- building foundations and piers,*
- building side spans on full scaffoldings, including first segment of main span, and pylons,*

- construction de la travée centrale par encorbellement avec un équipage mobile, avec la précontrainte de fléau et les câbles extradossés,
- mise en tension des câbles de continuité dans les travées latérales et la travée centrale,
- mise en place des superstructures,
- démontage des échafaudages des travées latérales,
- mise en tension finale des câbles extradossés

- building main span by cantilever with travelling formwork, with cantilever prestressing and extradosed cables,
- tensioning continuity prestressing in the main span and the side spans,
- placing superimposed dead loads,
- removing scaffoldings in side spans,
- final tensioning of extradosed cables.

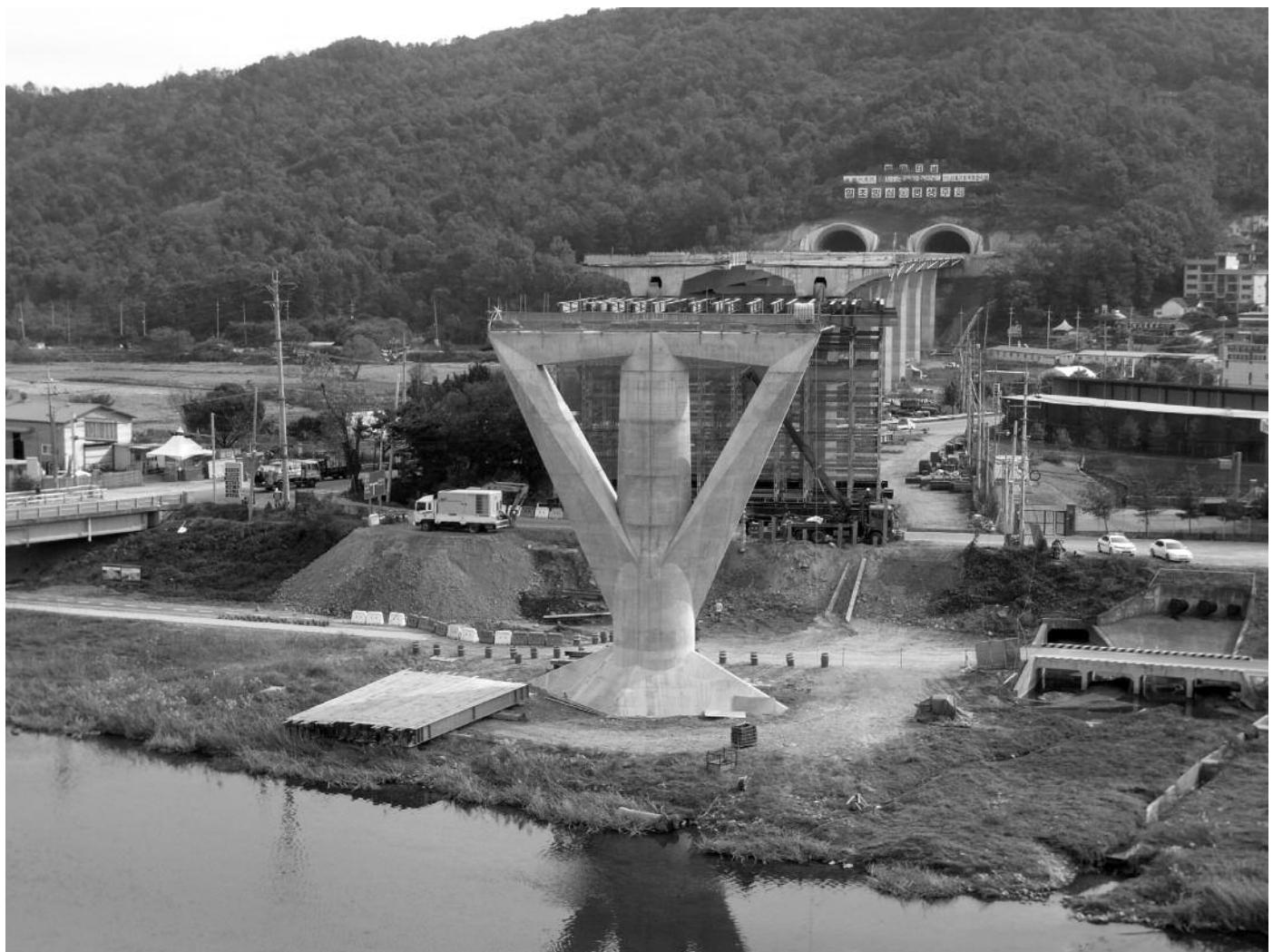


Fig. 9. Construction de la pile / Pier construction



Pier 10: Construction par encorbellement / Cantilever construction

SYSTRA a aussi étudié la construction de la travée centrale sur échafaudages. Le schéma de précontrainte a été adapté en conséquence. La quantité de précontrainte totale a ainsi été réduite de 23 %. Mais finalement le tablier a été construit par encorbellement.

La construction du pont s'est terminée en 2013.

SYSTRA studied also the construction of the main span on scaffolding. The prestressing scheme was adapted accordingly. The total longitudinal prestressing quantity was then reduced by 23 %. But finally, the deck was built by cantilever.

The bridge construction was finished in 2013.



Fig 11: Pont terminé – vue générale / Finished bridge – general view



Fig 12: Pont terminé – vue sur le tablier / Finished bridge – view on the deck

PONT-PASSERELLE DU MONT-SAINT-MICHEL : RÉALISATION D'UN PONT SEMI-INTÉGRAL DANS UN CADRE D'EXCEPTION

JETTY TO MONT SAINT MICHEL : CONSTRUCTION OF A SEMI-INTEGRAL BRIDGE IN AN EXCEPTIONAL SITE

Andreas KEIL, Michael ZIMMERMANN, Pierre-Yves OLLIVIER
schlaich bergermann und partner

1. INTRODUCTION

La Baie du Mont-Saint-Michel, située dans le nord-ouest de la France, possède l'un des joyaux de la culture occidentale : le Mont-Saint-Michel et son abbaye prestigieuse. Afin de préserver le caractère exceptionnel du site et renforcer l'expérience des visiteurs dans leur cheminement vers le Mont, un projet de grande envergure a été entrepris avec pour objectif le rétablissement du caractère maritime du lieu.

1. INTRODUCTION

The Mont Saint Michel Bay, located in the north-west of France, presents one of the jewels of the western culture : The Mont Saint Michel with its famous abbey on the top. To preserve the magic of the site and enhance the experience of the visitor on their way to the Mont, a big-scale project has been conceived to restore the Mont Saint Michel's maritime character.

2. LE COMBLEMENT DE LA BAIE

Chaque année, de par sa position géographique en fond de baie, les sédiments amenés par la marée montante ont tendance, peu à peu, à réduire le caractère maritime du Mont. Ce phénomène naturel, bien connu des spécialistes, touche les baies du monde entier. La marée descendante étant moins forte que la montante, les sédiments finissent en effet par s'entasser en fond de baie, là où les courants de marée terminent leur course à marée haute. Ces dépôts successifs ont notamment permis la création de « prés salés », des surfaces de terre/sédiments recouverts à marée haute d'eau de mer, salée, utilisée par les éleveurs locaux d'agneaux comme pâturages. Et ces terrains gagnent de l'emprise, au point d'initier un encerclement du Mont, et à terme, la continentalisation du Mont-Saint-Michel.



Fig. 1. L'avancée des prés salés sur la mer en baie du Mont-Saint-Michel (Normandie, France).
The advance of the salt meadows on the sea, in the Bay of Mont Saint Michel (Normandy, France).

Par ailleurs, les interventions humaines ont amplifié le rapprochement du Mont à la terre : une digue d'accès au Mont a empêché la circulation d'eau autour, augmentant la sédimentation ; et un barrage a été construit à l'embouchure du Couesnon, réduisant encore plus la chasse des sédiments vers le large.

Des études hydrologiques ont dû être menées pour évaluer les conséquences de la situation. Le bureau SOGREAH (devenu aujourd'hui ARTELIA) a ainsi réalisé une maquette de la Baie et montré qu'un comblement de la Baie pouvait s'opérer d'ici environ une cinquantaine d'années si rien n'était fait pour changer la donne.

Le projet de pont-passerelle s'inscrit dans le cadre de cette problématique et vise à fluidifier les écoulements d'eaux autour de la Merveille tout en restant discret et en retrait par rapport au Mont, comme les méandres observables tout autour du Mont.

3. LE PROJET DE RESTAURATION DU CARACTÈRE MARITIME

En 1995, avec le concours des collectivités territoriales, de l'Etat, de l'Union Européenne et des agences de l'eau

2. THE SILTING-UP OF THE BAY

Because of its place at the very end of the Bay, the tides create a dynamic of piling sediments that reduce year after year the Mont Saint Michel's maritime character. This natural phenomenon, well known by the specialists, is active in all the bays of the world. The low tide, whose flow is weaker than the high tide, let some sediments deposit around the Mont Saint Michel without bringing them back to the deep sea. These successive deposits have in particular created the "salt meadows", areas won by the earth/sediments on the sea, that are now used by local stock breeders as meadows for their lambs. These areas win space on the sea and start to surround the Mont, which would lead in the future, if nothing is done, to the incorporation of the Mont into the earth, thus losing its maritime character.



Fig. 2. Le pont-passerelle du Mont-Saint-Michel en construction (septembre 2013)
Fig. 2. The jetty of Mont Saint Michel under construction (September 2013)

Moreover, the Mont is becoming even closer to the earth because of the human interventions : a causeway to the Mont that stopped any water circulation all around it, increasing the sedimentation process; and a dam has been built at the mouth of the river Couesnon, decreasing the sediment flush to the open sea after the high tides.

Hydrological studies have been made to estimate the consequences of this situation in the future. The consulting office SOGREAH (nowadays ARTELIA) thus created a scale model of the Bay and showed that a silting-up of the Bay could happen in around 50 years if nothing was done to prevent this to happen.

The jetty was planned in this context and its aim is both to allow a free flow of the water all around the Mont and to offer a discreet access, almost vanishing face to the Mont, like the meanders all around.

3. THE RESTORING OPERATION OF THE MONT SAINT MICHEL'S MARITIME CHARACTER

In 1995, with the support of the territorial collectivities, the State, the European Union and the water agencies

Loire-Bretagne et Seine-Normandie, un projet global a été officiellement lancé autour du Mont-Saint-Michel, avec plusieurs axes :

- barrage sur le Couesnon effectuant des chasses adaptées, après les marées hautes, avec capacité accrue de stockage des eaux marines et fluviales en amont
 - création d'une zone de parking sur terre, pour redonner à la mer sa prédominance à proximité du Mont
 - réalisation d'un ouvrage d'accès discret permettant un passage des eaux ininterrompu tout autour du Mont
 - mise en place d'un système de transport collectif
- Chiffré à 200 millions d'€, l'opération a nécessité de nombreuses années d'études en amont et tous les ouvrages sont prévus d'être mis en service au printemps 2014.

Loire-Bretagne and Seine-Normandy, a global project was officially launched around the Mont-Saint-Michel, with different topics:

- A new dam on the Couesnon river, whose aim is to store up stream as much marine and fluvial waters as possible and carry out suitable flushes after high tide, to help the sediments go back to the open sea*
 - Creation of a car park on earth, to give back to the sea its predominance next to the Mont*
 - Discreet access works to allow a continuous flow of water all around the Mont*
 - Setting up of a new transportation system*
- Estimated to 200 Millions €, the operation needed many years of studies in the first years and all the works are planned to be open to the public around Spring 2014.*

4. LES CONTRAINTES DU SITE

Réaliser un ouvrage à la fois discret tout en permettant l'accès à un nombre important de visiteurs et un écoulement fluide des eaux en dessous du tablier représente un des challenges les plus importants du projet.

Pour relever ce défi, un concours a été passé en 2001 par l'Etat français et remporté par le groupement de maîtrise d'œuvre Dietmar Feichtinger Architectes et schlaich bergermann und partner. Il a conçu une structure semi-intégrale exploitant les qualités intrinsèques du béton pour réaliser des encastrements efficaces, tant du point de vue du résultat que de la méthodologie de mise en œuvre.

Afin de garantir un taux d'obstruction minimal du chenal, le choix s'est porté sur des poteaux de très faible diamètre. Ces poteaux devaient en outre fonctionner dans deux situations fort différentes :

- aujourd'hui avec un frottement latéral important (présence de tangue, un mélange d'alluvions fluviales et de débris coquillés),
- disparition d'environ 6m de tangue le long des poteaux quand le désensablement sera effectif autour du mont.

Parmi les autres contraintes, on peut noter la singularité géologique de l'endroit, composé d'un substratum schisteux associé, au droit du Mont, à une inclusion granitique, observable aussi non loin de là, à Dol-de-Bretagne. Les couches supérieures sont quant à elles composés de limons et sables variés, dont par endroit les fameux sables thixotropiques, autrement appelés « sables mouvants ». Ces données ont nécessité des études approfondies pour choisir le système de fondation adéquat.

Le milieu marin a été pris en compte dans le choix des matériaux et méthodes de mise en œuvre pour éviter, ou tout du moins retarder, les effets de la corrosion sur les différents éléments de la structure. La réduction des coûts d'entretien et de maintenance a été recherchée et a conduit l'équipe de maîtrise d'œuvre à concevoir une passerelle robuste et encastrée en de nombreux endroits.

La présence du public et l'importance de livrer l'ouvrage à la date prévue ont poussé les concepteurs à préfabriquer un maximum d'éléments, et particulièrement les dalles en béton armé du tablier.

4. THE CONSTRAINTS OF THE SITE

Building a discreet bridge both large enough to ensure the access to an important number of visitors and allowing a continuous flow of the water under it is one of the biggest challenges of the project.

To take up the challenge, a competition was organised by the French State and won by Dietmar Feichtinger Architectes (based in Paris) and the engineering consulting office schlaich bergermann und partner, located in Stuttgart Germany. The team conceived a semi-integral structure that took advantage of the properties of the concrete to realize efficient built-in connections, in terms of result but also in terms of setting-up methodology.

To ensure a minimal obstruction rate of the channel, the choice has been made to use thin steel columns. In addition, these columns had to work under two different situations:

- made up of a variety of materials, including fluvial alluvium and shell deposits*
- In the future, without lateral friction along the columns (on a length of about 6m) when the tangue will have disappeared, as a consequence of the operation restoring the Mont Saint Michel's maritime character*

Among the other constraints, the geological context can be mentioned, with its schistose substratum and its granitic singularity right below the Mont Saint Michel (also present in Dol de Bretagne, a few kilometers further West). The upper layers of the soil are mostly silt and various sands, including the famous moving sands of the Bay. These data led to many studies in order to chose the good foundation principle for the jetty.

The marine environment was taken into account for the choice of materials and building methods, to avoid or at least to delay the consequences of corrosion on all the elements of the structure. The operating and maintenance cost reduction has been permanently looked for and led the design team to plan a rigid and built-in bridge in many parts.

The massive presence of the public and the importance of getting the bridge done on time have been of great importance in the choice of prefabricating as many elements as possible, in particular the concrete slabs of the bridge deck.



Fig. 3. Pont-passerelle à marée haute (en cours de construction, février 2013).
Jetty at high tide (under construction, February 2013).

La multiplicité des intervenants a été gérée en créant dès l'appel d'offres, des groupements d'entreprises par partie d'ouvrages et non par spécialité. Une synergie devait en effet être trouvée entre les spécialistes béton, acier et fondations. C'est ainsi qu'un seul marché a été constitué autour de trois entreprises complémentaires pour la réalisation de l'ossature du pont-passerelle : Eiffage Construction Métallique, Spie Fondations et Eiffage Travaux Maritimes et Fluviaux.

The high number of different building activities has been managed right from the tender phasis, by creating building groups for each part of the jetty, and not by speciality. A teamwork spirit had to be encouraged between the concrete, steel and foundation works. That is how a single tender invitation has been written for the main structure of the jetty: Eiffage Construction Métallique for the steelwork, Spie Fondations for the foundations and Eiffage Travaux Maritimes et Fluviaux for the concrete works.

5. LE PONT-PASSERELLE

Le pont-passerelle fait le lien entre la digue d'environ 1km de long et le gué situé sur le terre-plein à d'accès au Mont-Saint-Michel.

L'ouvrage d'art fait 756m de longueur et est divisé en 7 tronçons (2 x 78m et 5 x 120m), pour une largeur de tablier allant de 4m à 8,50m. Les consoles acier en porte-à-faux ont les dimensions suivantes :

- à l'est, de 1,50m à 2,50m
- à l'ouest, de 4,50m à 5,50m

Les paires de poteaux métalliques sont disposées tous les 12m et suivent l'évolution de la largeur du tablier dans le sens transversal. Ils sont au nombre de 134 pour la jetée entière. Cela amène à 134 pieux pour la jetée elle-même, et 4 pieux pour chaque culée, soit un ensemble de 142 pieux de diamètre 1,20m.

La hauteur de l'ouvrage est actuellement de 2m au-dessus du terrain naturel, et descend progressivement d'1m sur les

5. THE JETTY

The bridge makes the link between the new 1km long causeway and the earthplateforme next to the Mont Saint Michel.

The jetty is 756m long and is divided into 7 parts (2 x 78m et 5 x 120m), for a width of the deck going from 4m to 8,50m. The steel cantilevers on both sides have the following dimensions:

- On the eastern side, from 1,50m to 2,50m*
- On the western side, from 4,50m to 5,50m*

The pair of steel columns are every 12m longitudinally and follow the curve and width of the deck bridge in the transversal direction. There are 134 columns for the entire jetty. That leads to 134 piles for the jetty itself, and 4 piles for each abutment, so 142 concrete piles of 1,20m diameter.

The height of the bridge is presently around 2m above the ground level, and goes down to 1m on the last two parts of

2 derniers tronçons avant d'arriver sur le gué d'accès au Mont-Saint-Michel. Ils sont régulièrement recouverts par la marée, assurant un caractère insulaire au Mont. Le choix de conception s'est porté sur une structure mixte acier-béton en forme de portiques sur fondations profondes, et un système structural global semi-intégral : encastrement au niveau des fondations, des culées et du haut des poteaux pour limiter les opérations de maintenance déplacements longitudinaux autorisés entre les culées, au moyen de joints de dilatation installés entre les tronçons.

the bridge, next to the Mont Saint Michel. These are regularly submerged by the sea, emphasizing the insular character of the Mont.

The design chosen is a composite steel and concrete structure, with a frame structure and deep foundations, and global semi-integral structure:

Built-in connections in all the foundations, abutments and top of the steel columns to limit the maintenance operations

Longitudinal movements allowed between the fixed abutments, thanks to expansion joints between each part of the bridge.

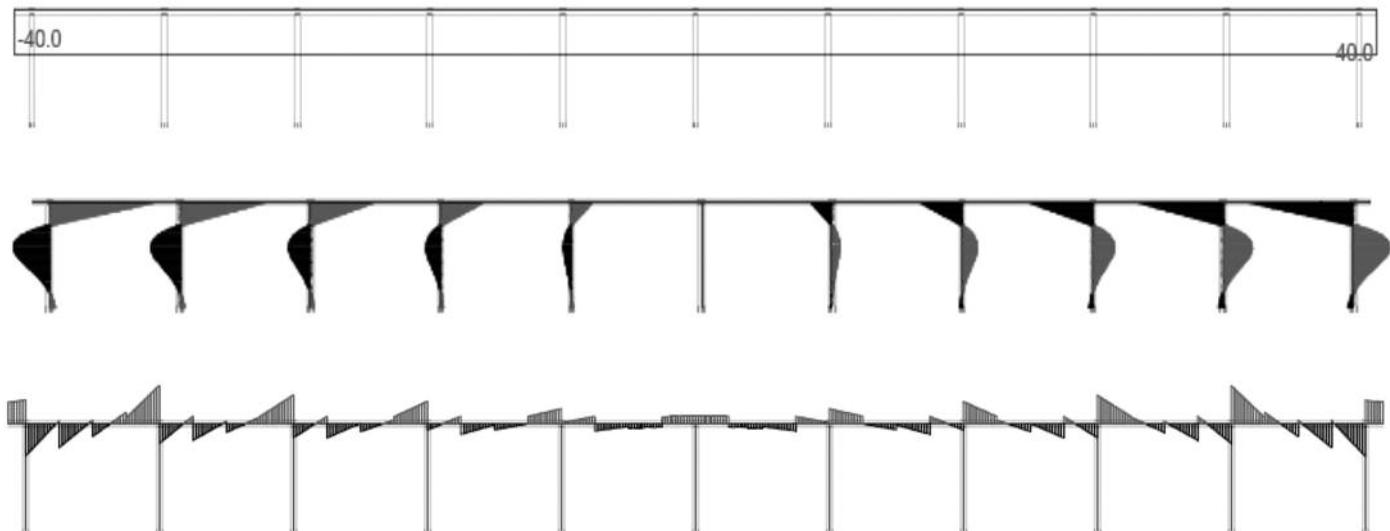


Fig. 4. Comportement structural d'un tronçon soumis à un cas de charge température +40°C: Moment de flexion dans les poteaux et poutres principales.

Structural behaviour of one part of the bridge, under a load of temperature +40°C: Bending moment in the columns and longitudinal beams.

Les cheminements piétons sont constitués d'un platelage en bois (section type : 120mm x 50mm) et un enrobé a été mis en œuvre sur le tablier pour la circulation des navettes.

The footpaths are covered by wood (cross section : 120mm x 50mm) and an asphalt is set up on the concrete slabs for the shuttle traffic.

6. DES FONDATIONS SANS FOUILLES

Le sol autour du Mont-Saint-Michel est connu pour ses caractéristiques thixotropiques (« sables mouvants ») et le nombre de fondations à réaliser nécessitait un procédé à la fois rapide et sûr, aussi bien vis-à-vis du résultat que de la sécurité des ouvriers.

La solution de fouille pour chaque pieu semblait au départ adaptée afin de permettre aux ouvriers de réaliser l'encastrement du poteau acier dans le pieu en béton, dont l'arase supérieure est située 7m en dessous du terrain naturel. Les pieux sont en effet prévus suffisamment profonds pour rester invisibles à l'avenir, quand l'effet de la marée et du barrage auront diminué l'épaisseur de tangue de plusieurs mètres.

Les pieux ont été conçus forés-tubés avec une solution “par le haut” pour la mise en place des poteaux dans les pieux. C'est en effet la solution optimale vis-à-vis des contraintes techniques, financières et sécuritaires. Un dispositif de

6. FOUNDATIONS WITHOUT EXCAVATIONS

The ground around the Mont Saint Michel is known for its thixotropic properties (“moving sands”) and the high number of foundations to perform required a safe and fast process, ensuring both security for the workers and quality for the result.

A solution with an excavation for each foundation sounded initially adapted to allow workers to realize the built-in connection between the steel column and the concrete foundation, whose top is 7m below the ground level. The piles have been namely planned very deep to remain unseen in the future, when the tidal and dam effects will have diminished the thickness of the sedimentary deposits. The foundations are bored piles with a tube on the upper layers of the ground, to keep space for the setting up of the steel column “from the top” into the pile. It is namely the

centrage du poteau métallique, fixé sur le tubage du pieu, a été prévu pour caler le poteau à sa position exacte, dans les trois dimensions. Les ouvriers pouvaient ainsi travailler depuis le terrain naturel, sans nécessité d'aller à 7m en profondeur, niveau de l'arase supérieure des pieux de la jetée.



Fig. 5. Mise en place de la cage d'armature du pieu, après tubage et forage (juillet 2012).
Setting up of the reinforcement cage of the pile, after boring and setting up of the tube (July 2012)

La mise en place du poteau dans le pieu demandait environ 2 heures. La formulation du béton a donc été adaptée afin de retarder la prise du béton, par l'ajout de plastifiants. Outre les niveaux à bulles présents sur le dispositif de centrage, un géomètre s'assurait de la position du poteau pour les coordonnées horizontales.



Fig. 7. Mise en place d'un poteau par les ouvriers, avec l'aide du dispositif de centrage, juste après le coulage du béton dans le pieu (juillet 2012).
Setting up of the steel column by the workers, just after pouring the concrete in the pile (July 2012)

7. ENCASTREMENT POTEAU-PIEU

Le système structural fonctionne uniquement lorsque les poteaux sont parfaitement encastrés dans les pieux.

La longueur de poteau à plonger dans le pieu pour réaliser l'enca斯特rement est de 1,50m. Les efforts verticaux sont repris par une série de trois anneaux soudés sur ces 1,50m, puis transmis au béton du pieu. Afin de bien définir le bras de levier des efforts horizontaux, une bande de compression a été enroulée sur le poteau (épaisseur d'environ 5mm) sur une longueur d'environ 40 cm. D'autre part,

optimal solution in all aspects, technical, financial and safety. A centring device of the steel device, fixed on the tube above the pile, has been conceived to set up the column in the right position, in all three dimensions. The workers could thus work from the ground level, without having to go 7m deep, where the piles start.



Fig. 6. Dispositif de centrage au niveau du terrain naturel, fixé sur le tube (juin 2012).
Centring device on the ground level, fixed on the tube (June 2012)

The setting up of the column in the pile required around two hours. The concrete formulation took this into account by adding some plasticizer, and thus delaying the hardening of the concrete.

In addition to the spirit levels on the centring device, a surveyor was ensuring the horizontal coordinates of the column.



Fig. 8. Poteau dans le tubage, en attente de la prise du béton du pieu, 7m sous le niveau du terrain naturel (juillet 2012).
Steel column in the tube, waiting for the hardening of the concrete of the pile, 7m below the ground level (July 2012)

7. COLUMN-PILE BUILT-IN

The structural system only works when columns are perfectly built-in with the piles.

The length of the columns to put into the concrete of the pile is 1,50m. The vertical forces are taken in the concrete by three steel rings welded on the column and then scattered in the concrete. To define well the arm lever of the horizontal forces, a compression stripe (thickness : ca. 5mm) has been rolled up on a length of around 40cm on these 1,50m. In addition, no plate has been welded at the

aucune tôle n'a été soudée sur le bas du tube afin de laisser le béton s'introduire à l'intérieur du tube et ainsi assurer un meilleur encastrement du poteau acier dans le béton.

Afin de valider la conception, un pieu d'essai a été réalisé avec mesure des contraintes horizontales engendrées dans le béton. Une force est appliquée en haut du poteau d'essai à l'aide d'un vérin hydraulique et des jauge-extenso-mètres sont placées dans le béton pour mesurer les contraintes-déformations subies au niveau de l'encastrement.

Les résultats ont validé les hypothèses retenues dans les calculs, ce qui a permis de lancer la réalisation des pieux-poteaux de la jetée.



Fig. 9. Dispositif de poussée avec vérin pour le pieu d'essai (situé à gauche) (juin 2012).

Pushing device with the help of a jack for the test column-pile (on the left side) (June 2012).

bottom of the column so the concrete could go inside the tube and ensure an optimal built-in connection between the steel column and the concrete pile.

To validate the design, a test pile has been realized with measurement of the horizontal stresses in the concrete. A force is applied at the top of the test column with the help of a hydraulic jack and strain gauges are placed in the concrete to measure the strain-deformations undergone in the zone of the built-in connection between the test column and the test pile.

The results validated the calculations, so the columns-piles of the jetty could start to be set up.



Fig. 10. Excavation après l'essai pour constater visuellement l'état du pieu (juin 2012).

Excavation after the test to visualize the concrete pile itself (June 2012)

8. ENCASTREMENT AU NIVEAU DES CULÉES

Les points fixes du tablier sont au niveau des culées. Un encastrement efficace a été imaginé entre la charpente métallique du tablier et le béton armé des culées. Les culées diffèrent de part et d'autre de la jetée uniquement par leur largeur : 6,50m au sud et environ 4,0m au nord. Les culées reposent sur 4 pieux chacune, de manière à reprendre les efforts engendrés par l'ouvrage, notamment la température. L'enrobage fait 5cm pour prendre en compte les conditions marines. Une dalle de transition posée sur un corbeau assure la continuité de la chaussée aux extrémités du pont-passerelle.

8. BUILT-IN ABUTMENTS

The fixed points of the bridge deck are the abutments. An efficient built-in connection has been imagined between the steel structure of the deck and the reinforced concrete of the abutments. The abutments differ from each other for their width: 6,50m in the south and ca. 4,0m in the north. Each abutment is carried by four piles, in order to take up the forces caused by the jetty, in particular with temperature loads. The concrete cover is 5cm to take into account the marine environment.

A transition slab is installed on a corbel to ensure the continuity of the road at the extremities of the jetty.



Fig. 11. Culée sud avant bétonnage de la partie supérieure (automne 2012).

Abutment South before concreting of the higher part, width 6,50m (Autumn 2012).



Fig. 12. Culée nord avant bétonnage de la partie supérieure, largeur 4m (printemps 2013).

Abutment North before concreting of the higher part, width 4m (Spring 2013).

Le bétonnage des culées s'est fait en 2 phases, la partie haute concernant spécifiquement l'encastrement des culées avec le tablier de la jetée. Afin d'assurer l'encastrement, le bétonnage supérieur de la culée a été fait en même temps que le clavetage autour des dalles voisines des culées. Un système de bêches associé à des goujons a été conçu par la maîtrise d'oeuvre pour réaliser l'encastrement au niveau des poutres principales de la jetée et la culée. Les âmes des poutres principales du tablier sont prolongées dans la culée et des lumières y sont percées pour y faire passer des armatures en U.



Fig. 13. Détail d'un encastrement de la culée sud (automne 2012).

Detail of a built-in system, abutment south (autumn 2012).

Une fois la charpente bien positionnée, les armatures disposées et les dalles du tablier mises en place, le bétonnage supérieur des culées était possible.

9. TABLIER

Le tablier présente une longueur de 756 mètres. Il représente environ 1400 m³ de béton : 1000 m³ pour les dalles

The concreting of the abutments was made in two phases, the higher part consisting on the built-in connection to perform between the abutments and the bridge deck. To ensure it, the concrete was poured simultaneously on the higher part of the abutments and on the keying-in around the concrete slabs right next to the abutments.

A system of anchoring spuds with studs has been planned by the design team to perform the built-in connection between the longitudinal steel beams of the bridge and the abutments. The webs of the longitudinal beams are prolonged into the abutments and some reinforced bars are going through these webs to perform the built-in system.



Fig. 14. Bétonnage de la culée sud (été 2013). Concreting of the Abutment South (Summer 2013)

Once the steel elements are installed, the steel bars and concrete slabs set up, concrete could be poured in the higher part.

9. BRIDGE DECK

The bridge deck has a length of 756 meters. It is about 1400m³ of concrete : 1000 m³ for the prefabricated con-



Fig. 15. Culée sud bétonnée en même temps que les clavetages autour des dalles préfabriquées (été 2013).
Abutment South, poured with concrete, at the same time with the keying-in around the concrete slabs of the bridge deck (Summer 2013).

préfabriquées et 400 m³ pour le clavetage. La densité d'armatures était d'environ 300kg/m³ et l'épaisseur des dalles 25cm. L'enrobage est de 5cm en sous-face de dalle et de 3cm sur la face supérieure : cette face est en effet recouverte d'une étanchéité (avant pose du revêtement de chaussée), garantissant une bonne protection du béton.

Pour limiter le retrait du béton, les dalles étaient préfabriquées et devaient être clavetées après une période d'au moins 3 mois. Malgré l'aspect répétitif du pont-passerelle, la variation de largeur du tablier imposait des dimensions différentes pour chaque dalle. Un système de numérotation a donc été mis en place ainsi que des tables de coffrages adaptables. Pour maintenir la cadence de coiffage des différentes parties d'ouvrage (largeur variable ou constante), l'usine de préfabrication s'est équipée d'une seconde table de coiffage.

Une fois coulées, les dalles étaient stockées à l'usine avant d'être transportées et mises en place sur l'ouvrage. Elles possèdent des crosses d'armatures et des goujons sont soudés sur les semelles supérieures des éléments métalliques afin d'assurer le comportement mixte de la structure.

crete slabs and 400 m³ for the keying-in. The reinforcement density is ca. 300kg/m³ and the slabs are 25cm thick. The concrete cover is 5cm on the lower side and 3cm on the upper side : this side is namely covered with a waterproofing layer (before setting up the asphalt on it), ensuring a good protection of the concrete against corrosion.

To limit the shrinkage effect, slabs have been prefabricated in advance and had to be keyed-in after a period of at least three months. Despite the repetitive aspect of the jetty, the variation of the width of the deck imposed different dimensions for each slab. A numerating system has been applied and adaptable formwork tables have been built. To keep the same speed of formworking for all the parts of the bridge (variable or constant width), the prefabricating factory ordered a second formworking table.

Once poured, the slabs were stored in the factory before being transported and directly set up on the bridge. They have curved bars on their extremities and studs are welded on the flanges of the steel beams to ensure the composite behaviour of the structure.



Fig. 16. Usine de préfabrication (été 2012).
Prefabricating factory (Summer 2012).

Par ailleurs, des barres d'armatures continues assurent le comportement continu de l'ouvrage au niveau des pièces de pont et poutres principales. Le clavetage s'opérait par la suite, à l'aide d'aiguilles vibrantes.

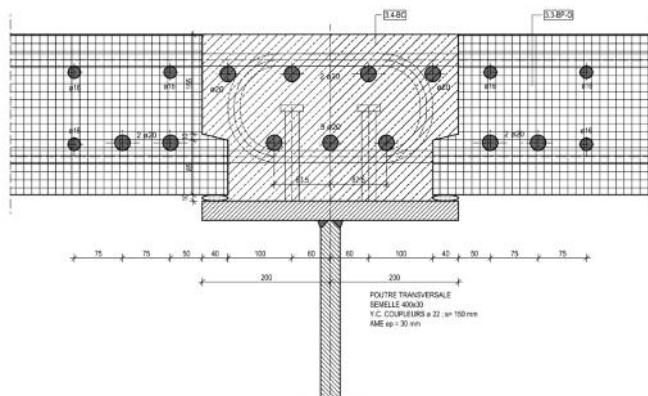


Fig. 18. Plan-type du clavetage entre pièce de pont et dalles préfabriquées.
Plan of keying-in between 2 concrete slabs in the transversal direction.



Fig. 17. Mise en place d'une dalle sur un des tronçons du pont-passerelle (été 2013).
Setting up of a slab on one of the last parts of the bridge (Summer 2013).

Moreover, linear steel bars guarantee the continuous behaviour of the bridge above the transversal and longitudinal beams. Then, the keying-in was done with the help of a poker vibrator.



Fig. 19. Clavetage entre deux dalles préfabriquées (été 2013).
Keying-in between 2 prefabricated slabs (Summer 2013).

10. CONCLUSION

Avec ses 756 mètres, le pont-passerelle représente un cheminement discret vers la Merveille où le béton joue un rôle prépondérant : celui d'assurer les points fixes de l'ouvrage dans un contexte aux nombreuses contraintes, qu'elles soient géologiques ou climatiques.

10. CONCLUSION

With its 756 meters, the jetty offers a discreet access to the Wonder, where concrete plays a predominant role : ensuring the fixed points of the bridge in a challenging context with many constraints, whether they were geotechnical or climatic.

LE MYSTÈRE DE LA PRÉCONTRAINTE BRUYANTE DE CERTAINS VIADUCS ANCIENS ENFIN PERCÉ !

**Pierre TROUILLET¹, John DUMOULIN², Pierre BARRAS³, Dominique COCHET⁴, Angel BARREU⁵,
Laurent FRITZ⁶, Pierre ROENELLE⁷, Michel DAUVILLIERS⁸**

¹ spécialiste ouvrages d'art au contrôle des concessions , DGITM, chargé de cours au CNAM.

² spécialiste instrumentation, LRPC de Bordeaux (*)

³ spécialiste ouvrages d'art, DOA du CETE de Bordeaux (*)

⁴ directeur adjoint, chef du groupe ouvrages d'art, LRPC de Bordeaux (*)

⁵ inspecteur ouvrages d'art, LRPC Bordeaux (*)

⁶ chef de l'unité instrumentation, LRPC de Bordeaux (*)

⁷ chef d'unité , LRPC de Lyon (**)

⁸ chef unité qualité et durabilité des ouvrages d'art, DREIF LR Trappes (***)

(*) maintenant : direction territoriale Sud Ouest du CEREMA

(**) maintenant : direction territoriale Centre Est du CEREMA

(***) maintenant : direction territoriale Ile de France du CEREMA

I. INTRODUCTION

Un ancrage de câble de précontrainte qui émet des craquements audibles au passage de véhicules...

Voilà un phénomène étonnant et rare.

Lors des épreuves de portance des ouvrages il arrive que l'on capte parfois des bruits.

Mais aucun des spécialistes français de la précontrainte interrogés n'avait connaissance de bruits apparus dans la vie de l'ouvrage.

Le viaduc « A » qui présente cette singularité devait être renforcé du fait de l'insuffisance de son dimensionnement initial prenant mal en compte les effets des gradients thermiques ainsi que ceux de la redistribution par fluege. Avant de procéder à ces travaux il était nécessaire de vérifier si ces émissions acoustiques traduisaient ou non un dommage structurel au sein des unités de précontrainte concernées et donc s'il fallait – ou non – accroître très substantiellement le renforcement prévu pour remédier au dimensionnement initial insuffisant.

Au cours de cette étude il s'est avéré que d'autres viaducs anciens émettaient aussi des craquements, laissant ainsi craindre une pathologie d'une certaine ampleur.

Cet article synthétise les études et travaux réalisés pour comprendre l'origine des émissions.

Il n'aurait pu voir le jour sans la mobilisation de plusieurs unités du réseau scientifique et technique du Ministère chargé des transports et la fertilisation croisée qui en a découlé.

II. LES VIADUCS À PRÉCONTRAINTE BRUYANTE

2.1. Le viaduc « A »

Conception et réalisation

Cet ouvrage autoroutier franchit une brèche de 208 m en 4 travées (42-62-62-42 m) et supporte aujourd'hui 25 000 véhicules par jour dont environ 30 % de poids lourds.

Chaque sens de circulation est supporté par un caisson en béton précontraint de hauteur variable, coulé en place par encorbellements successifs.

Sa conception date de 1975 (IP1) et l'intégration du projet de circulaire sur la prise en compte du gradient thermique et des re-distributions par fluage parue en 75 a été limitée à une partie du gradient thermique (5°C + surcharges) ainsi qu'à l'application d'une règle forfaitaire allégée pour le fluage.

Un récent calcul prenant en compte les phases de réalisation, les caractéristiques des bétons utilisés, la géométrie réelle (renformis) et les lois de fluage «scientifique» montre des tractions élevées en fibre inférieure des travées de rive (3.4 MPa soit 1.5 fois la résistance en traction). L'ouvrage n'est pas doté de goussets. La précontrainte de continuité est en milieu de houdis.

La précontrainte de fléau, ici concernée, est composée de câbles SEEE de type FU avec torons manchonnés individuellement .

Lors des épreuves initiales, les flèches mesurées étaient égales ou supérieures aux flèches calculées, traduisant un écart.(On peut en effet rappeler que pour ce type de structure le rapport flèche mesurée / flèche calculée est dans 90% des cas inférieur ou égal à 0.80).

Par la suite, une pathologie classique est apparue en hourdis inférieur :

- des fissures de diffusion et d’entraînement d’ouvertures modérées (0.3mm) dont certaines se prolongeant longitudinalement à la jonction hourdis inférieur sans toutefois remonter sur les âmes ;
 - une fissuration longitudinale importante traduisant les effets de la poussée au vide du hourdis courbe.

Les bruits constatés

En 1988, dix ans après la mise en service, des bruits secs, audibles, générés au passage de surcharges ont été constatés essentiellement dans 2 zones d'ancrage des câbles de fléau (à droite dans le dessin ci-dessous).

En 1993, les bruits étaient observés dans 4 zones.

En 2009, le nombre de zones bruyantes atteignait 13 et plusieurs émissions pouvaient être constatées par heure.

Nous avons disposé sur le site www.dailymotion.com/video/x1b223t pont-bruyant tech, à l'attention du lecteur, un échantillon de bruit enregistré au passage d'un poids lourd. On perçoit nettement deux émissions successives et très rapprochées.

Les émissions acoustiques semblaient avoir pour origine les zones d'ancrage des câbles de fléau et leur apparition paraissait être corrélée à celle de surcharges :

- le passage d'un poids lourd conduisait à l'émission de bruits intenses et nombreux ;
 - le passage d'un véhicule léger ne conduisait que rarement à des bruits, au demeurant faiblement audibles ;
 - on ne notait pas de bruit en l'absence de surcharges.

Après dégagement du béton situé en partie arrière de deux ancrages ceux-ci continuaient d'émettre des bruits.

2.2. Le viaduc « B »

Conception et réalisation

Cet ouvrage autoroutier franchit une brèche de 206 m en 4 travées (33- 42- 84- 47 m). Son tablier unique en caisson béton précontraint de hauteur variable a été coulé en place par encorbellements successifs et comporte 3 âmes sans goussets.

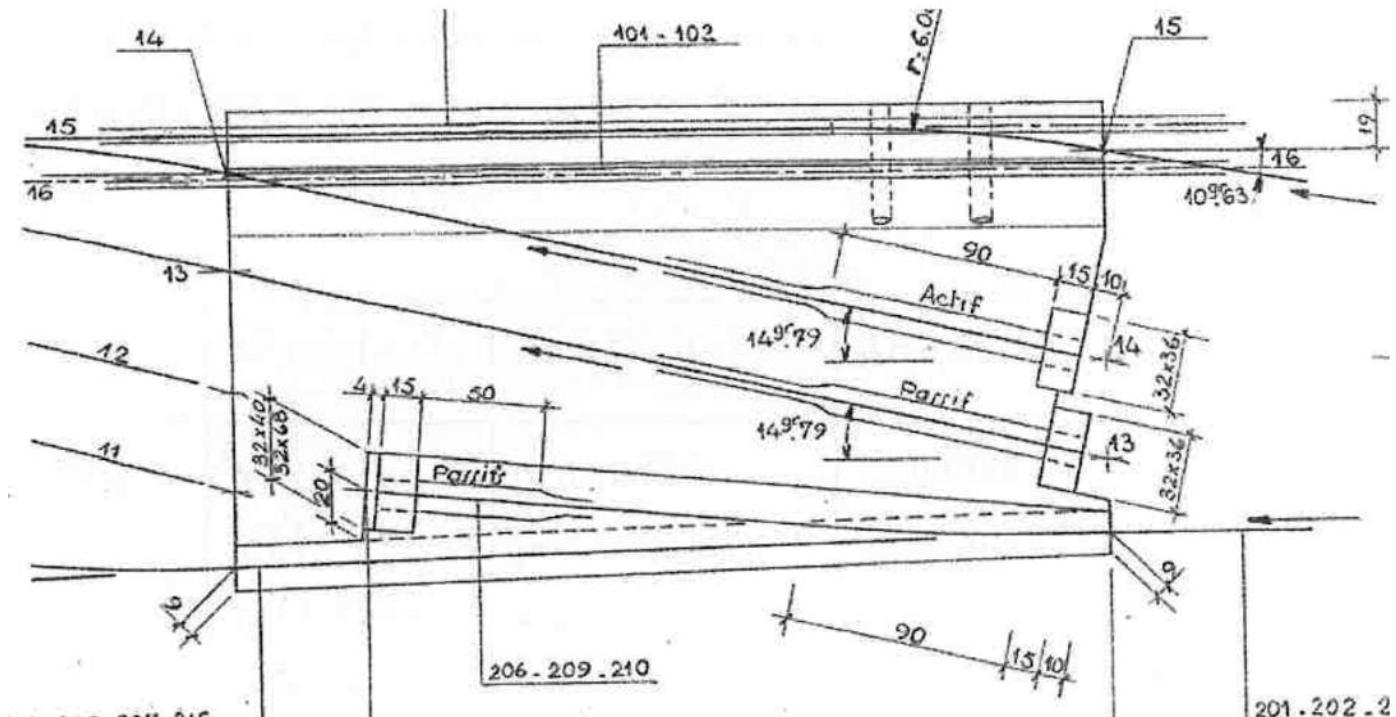


Figure 1 : ancrage des câbles de fléau.

Sa conception date de 1968 (IP1) et ne prend pas en compte les effets des gradients thermiques ni ceux de la re-distribution par fluage.

La précontrainte a été réalisée avec des câbles F7-600t toronnés.

Ce système de précontrainte est identique au précédent (gaines, plots béton, etc.) à l'exception du manchonnage : les 7 torons du câble sont sertis par un seul et même manchon à 7 trous.

Zones bruyantes

En 1977, sept ans après la mise en service, deux zones en travée centrale émettaient des bruits au passage de véhicules, toutes deux au droit d'ancrages de câbles de fléau, vers le 1/3 de travée, en partie basse de l'âme.

Des mesures acoustiques (accéléromètres) ont alors été réalisées pour identifier et localiser les sources d'émission. L'adjonction d'une précontrainte additionnelle en 1980 a comblé l'insuffisance de compression à vide et les bruits ont alors disparu.

En 2012, trente deux ans après, nous avons réalisé des mesures rigoureusement identiques aux précédentes, aux mêmes emplacements. Elles ont montré que cette disparition était durable, au moins sous surcharges fréquentes et gradient faible.

2.3. Les viaducs «C» , « D » et « E »

Conception et réalisation

Ces tabliers en caisson précontraint de hauteur constante, ont été tous les trois conçus en 1968 et coulés en place sur cintre auto-lanceur. Leurs caractéristiques principales sont :

	Longueur (m)	Nb. de travées	Portée max. (m)
Viaduc « C »	190	4	49.8
Viaduc « D »	474	11	50
Viaduc « E »	264	6	46

Le système de précontrainte utilisé est le « F 7500 » dont les dispositions constructives ne diffèrent fondamentalement pas de celui ci-dessus.

Bruits constatés

Les parties bruyantes sont au tiers de travées, au droit d'une reprise de bétonnage.

Ces zones sont fissurées sur une grande hauteur, témoignant d'un manque de précontrainte.

Comme ci-dessus, les bruits se produisent sous surcharges (poids lourds et gradient thermique).

Le viaduc E souffrant d'un manque de précontrainte a été renforcé. Suite à cette opération les émissions ont alors cessé.

2.4. Synthèse

Dans les 5 cas étudiés, la conception ne prend pas en compte (ou insuffisamment) les effets des gradients thermiques et ceux de la re-distribution par fluage.

Ces caissons en béton précontraint qui ont été construits par encorbellements successifs ou sur cintre auto lanceur, présentent des portées différentes mais utilisent le même système de précontrainte (SEEE).

Les émissions ont été détectées soit peu de temps après mise en service (1 cas) soit beaucoup plus tard (20 à 30 ans).

Les émissions sont liées au chargement mécanique (thermique ou trafic).

L'observation du phénomène sur plusieurs ouvrages peut faire craindre l'existence d'une nouvelle pathologie des structures des ponts en caisson en béton précontraint.

III. LE SYSTÈME DE PRÉCONTRAINTE UTILISÉ

Les dispositions constructives utilisées pour la précontrainte sont quasiment identiques dans les 5 cas étudiés ci-dessus. Il existe donc une forte présomption pour que l'origine des bruits soit liée à celles-ci.

3.1. Le système de précontrainte

Le système utilisé est à base de torons type T13.

Deux opérations sont réalisées successivement sur ceux-ci :

- la découpe à la longueur définitive de façon à ce qu'après allongement à la mise en tension leur longueur soit voisine de celle du pont
- la réalisation de manchons filés à chaque extrémité des torons.

Le dessin ci-dessous montre que les manchons (A) prennent appui sur une plaque de répartition (B) reposant sur la plaque d'ancrage (C) elle-même reposant sur un bloc de béton préfabriqué (D) celui-ci assurant le ferraillage du prisme de première diffusion et autorisant une mise en tension précoce.

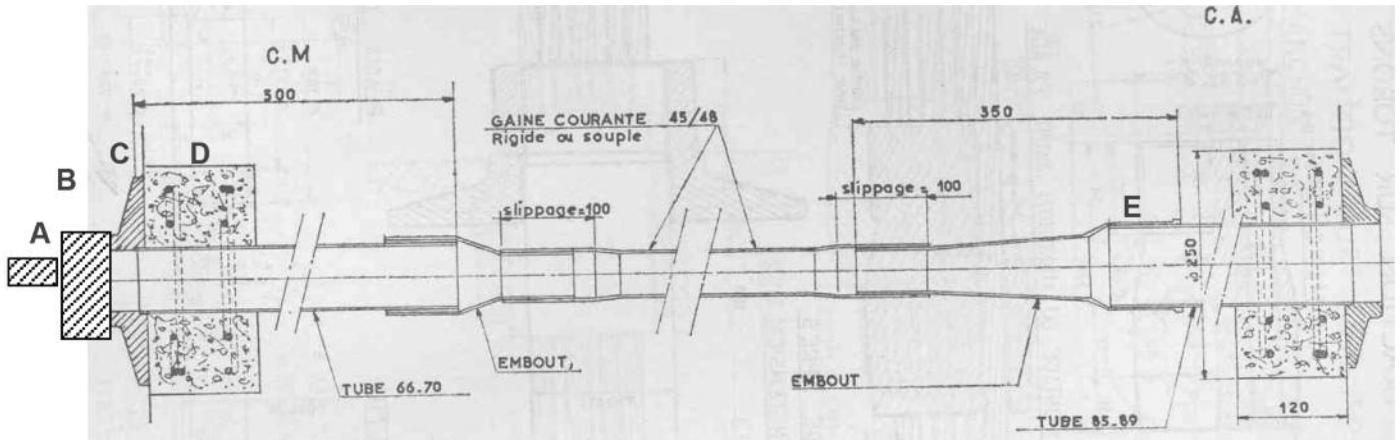
La plaque de répartition (B) peut être filetée (ancrage actif) ou non (ancrage passif).

Côté ancrage actif (à droite, sur le dessin ci-dessous), le processus prévoyant en quelque sorte « l'extraction de la plaque de répartition » lors de la mise en tension, la gaine est dotée en E d'un diamètre supérieur à celui prévalant en section courante.

Le système prévoit que les gaines soient emmanchées dans les plaques d'ancrages C.

Le manchonnage d'un toron comprend les opérations suivantes :

- 1. mise en place d'un ressort autour du toron concerné ;
- 2. mise en place du manchon autour du ressort ;
- 3. sertissage par écrasement du manchon par passage dans une filière. Le système rentre alors en plasticité et le ressort s'inscruste dans le manchon et les fils du toron. Lors de cette opération on constate que le ressort se rompt.



Plan extrait de la circulaire du 02 02 68 (fascicule spécial 68 ter) relatif au procédé SEE. À gauche culot mort, à droite culot actif.

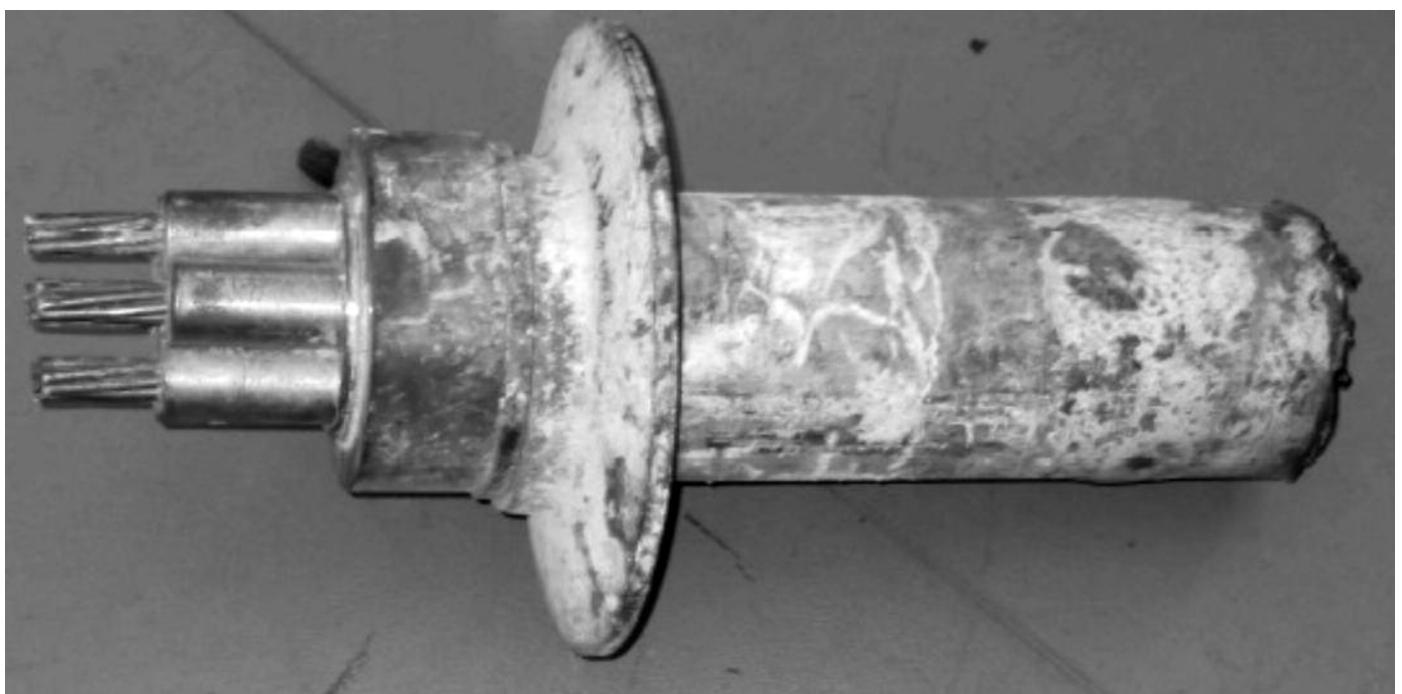
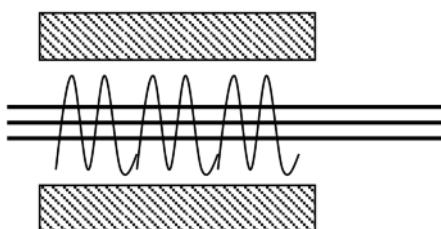
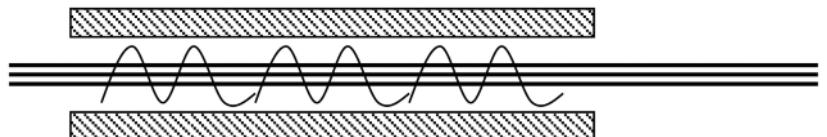


Photo 1 : ancrage extrait d'un pont (Blagnac) construit en 1974



Après mise en place du ressort et avant sertissage du manchon



Après sertissage du manchon

Il s'agit d'un processus de fabrication simple, sans source d'erreur et robuste. L'effort est maximal à la mise en tension : s'il n'y a pas de rupture à la mise en tension, elles ne sont pas à craindre plus tard (hormis, bien sûr, les éventuelles ruptures par fatigue).

3.2. Hypothèse : une rupture dans le manchon d'ancrage

Plusieurs centaines de milliers d'incrustations existent dans un ouvrage car le ressort comprend 50 spires, chaque

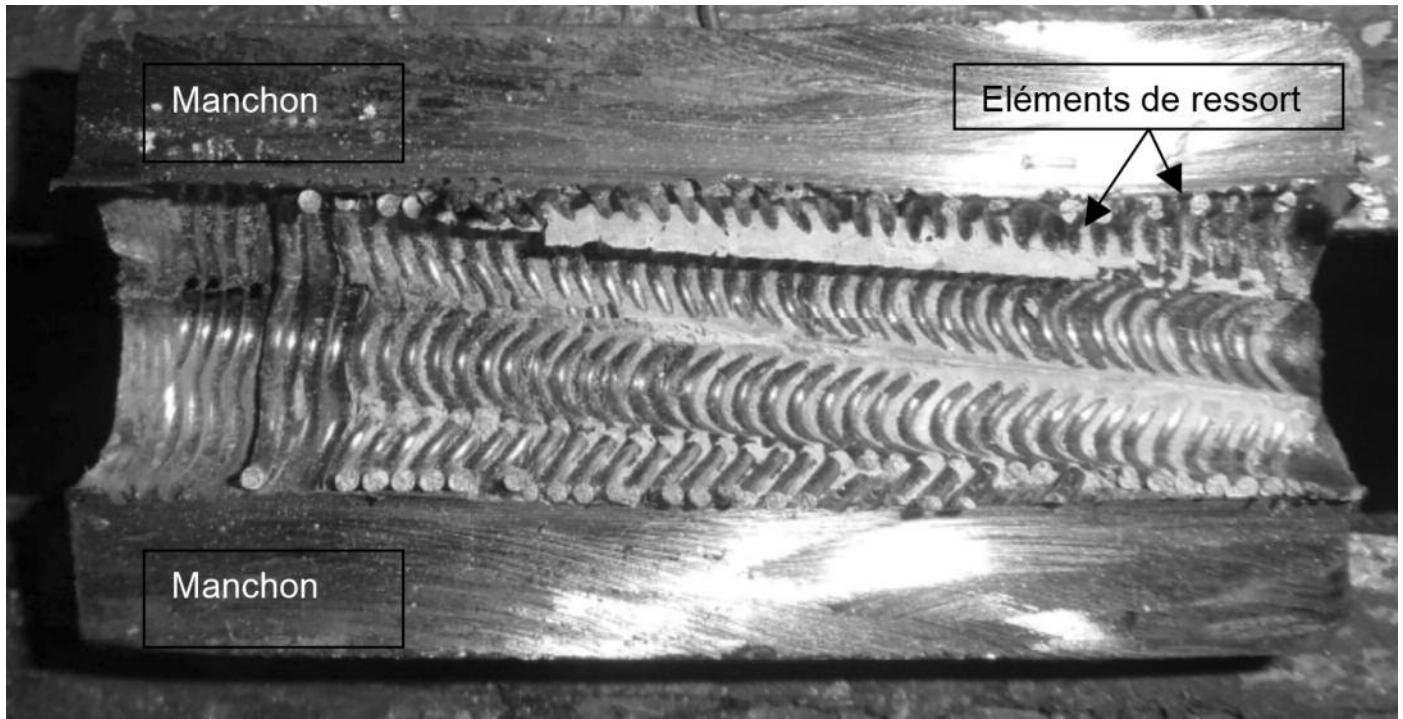


Photo 2 : Coupe d'un manchon montrant les incrustations dans celui-ci.



Photo 3 : Coupe d'un manchon, empreintes du ressort sur 3 fils, et, à droite, éléments du ressort.

toron comprend 7 fils, chaque câble comprend au moins 7 torons et l'ouvrage comprend un grand nombre de câbles...

Les contraintes dans la structure au droit des ancrages des câbles de fléau sont susceptibles de très faibles variations mais répétées sous les effets des convois et des gradients thermiques.

Ces variations sont communiquées à des parties déjà localement plastifiées (au droit des incrustations) et soumises à des tensions élevées (car il n'y a pas de pertes de précontrainte à l'ancrage dans ce système).

On peut alors craindre une rupture par fatigue en grand nombre de cycles mais d'amplitudes excessivement faibles car les ancrages concernés se situent à proximité du centre de gravité de la section.

Ceci serait cohérent avec la latence de l'apparition des bruits et l'importance du nombre de poids lourds ayant transité sur l'ouvrage (ici plus de 48 millions).

La confirmation de l'hypothèse d'une rupture conduirait à renforcer les ouvrages déficients, non seulement pour reprendre le déficit de précontrainte lié à leur conception initiale mais aussi, un déficit lié à une perte progressive de

l'ancrage puis, par rupture progressive d'adhérence, une perte de précontrainte.
La compréhension de l'origine des bruits était donc vitale pour s'assurer de la durabilité des ouvrages sur le long terme.

IV. ESSAIS RÉALISÉS EN LABORATOIRE ET SUR LE SITE DU VIADUC « A »

L'ouvrage présentant les plus fortes émissions a fait l'objet d'une campagne visant à déterminer leur origine.

4.1. Examen par gammagraphie de la zone d'ancrage

L'ouvrage a fait l'objet d'un contrôle d'injection par gammographies en 1976 puis de radiographies Scorpion en 1985 puis de contrôles par gammographies d'une zone d'émission de bruits, en 1995.

On notait alors au droit des ancrages étudiés :

- la présence d'une cavité partiellement bouchée au droit des plaques d'ancrage ; derrière la plaque d'appui ;
- un défaut de contact de la plaque d'appui sur le béton.

Ces informations n'apportaient pas les éléments nécessaires pour identifier la source de bruits et le mécanisme de leur création.

4.2. L'émission provient-elle des dispositifs de retenue ?

Plausibilité de cette cause

Cette cause est crédibilisée par les points suivants :

- les lisses des barrières (BN4) sont en fibre extrême et donc sollicitées sous surcharges ;
- elles sont parfois posées sans jeu ou le jeu a été supprimé par la corrosion ;
- avant de rajouter de la précontrainte sur un ouvrage on libère les lisses des barrières en vue du raccourcissement du tablier. Il est donc normal que les bruits disparaissent après rajout de précontrainte.

Essais menés sur site et conclusion

Des mesures acoustiques sur les lisses n'ont pas relevé d'émissions au passage de camions alors que simultanément elles étaient constatées à l'intérieur de l'ouvrage. Par ailleurs, le chemin entre l'émetteur supposé (dispositif de retenue) et la zone de perception (âme) étant long du fait du transit par l'encorbellement, le signal serait considérablement affaibli.

Enfin, les bruits ont été repérés dans le caisson aussi bien sur une rive que sur l'autre alors que les dispositifs de retenue y sont différents (BN4 d'un côté, glissière de l'autre). Tous ces éléments nous ont conduits à rejeter cette hypothèse.

4.3. L'émission est-elle liée à des zones particulières le long de l'ouvrage ?

Plausibilité de cette cause

Le hourdis inférieur est parcouru par des fissures d'entraînement en arrière des bossages.

Il existe aussi une fissure longitudinale à l'intersection hourdis inférieur-âme.

Les bruits les plus intenses sont perçus dans les zones d'ancrages des câbles de fléau les plus longs, zone non traversée (cousue) par d'autres câbles.

La variation de déformation est effectivement plus importante vers le bas de la section (ancrage bas) que vers l'ancrage haut (voisin du centre de gravité).

En l'absence de ferraillage passif (les parties libres des torons étant courtes de 10 cm environ), l'effort de traction est repris par le béton.

De plus, il y a une poussée au vide dans le hourdis inférieur tendant à fissurer la jonction hourdis-âme.

Au total, ces fissures (dont la longueur est de plusieurs mètres) pourraient jouer sous l'effet des variations des surcharges. Les craquements pourraient alors provenir du béton (petites ruptures en traction et broyage au cisaillement).

Différents constats appuient cette hypothèse :

- dispersion dans les accélérations mesurées ;
- ferraillage peu important ;
- continuité des observations au cours du temps ;
- difficulté de localisation des points d'émission ;
- Disparition des bruits après renfort par précontrainte additionnelle.

Méthode utilisée et conclusions

Tous les joints ont été écoutés à l'oreille.

Les bruits se sont avérés très audibles et leur apparition corrélée exclusivement au passage des poids lourds. Ils sont perçus dans l'âme sous voie lente et sont plus nombreux en période de gradient non nul.

Les 22 zones d'émission se situent toutes en milieu de travée, dans les zones d'ancrage des câbles de fléau.

4.4. La source de bruit se situe-t-elle dans l'ancrage ou bien dans le câble ?

Plausibilité

Les bruits peuvent être émis soit dans l'ancrage, soit transmis à celui-ci par effet de guide d'onde du fil.

Méthode déployée et résultats

Une première recherche a été faite par triangulation à l'aide d'accéléromètres posés en peau du béton et d'un dispositif synchrone d'acquisition.

On a conclu que :

- le bruit provient de l'ancrage bas des câbles de fléau de l'âme « voie lente » de la travée de rive, mais il est difficile d'en dire plus. En tout cas, il ne vient pas du câble qui pourrait faire guide d'onde ;

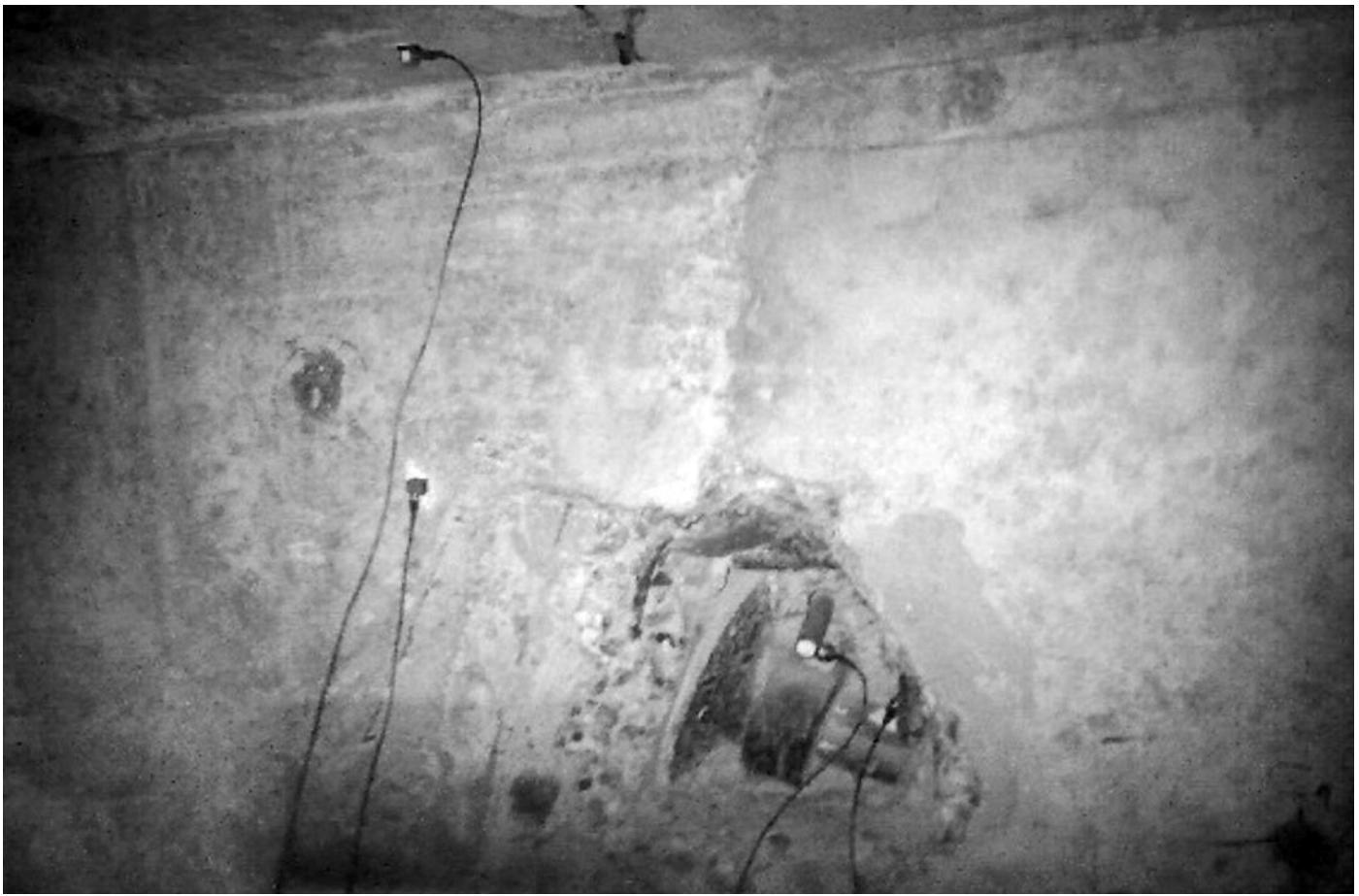


Photo 4 : recherche de la zone d'émission à l'aide d'accéléromètres sur le béton et sur l'ancrage qui a été dégagé du béton.

– les accélérations mesurées sont très variables (0.5 g à 10g).

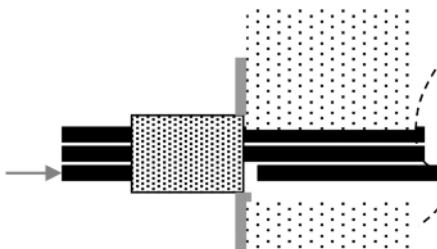
Sur cette base, un focus a été réalisé avec des accéléromètres placés sur l'ancrage ; il a confirmé que l'émission provenait bien de la zone de manchons et non du câble.

4.5. Les bruits sont-ils liés à une rupture de fils ?

Plausibilité de ce type de rupture

Lors des essais de contrôle de production d'unité de pré-contrainte avec manchons, on constate que les ruptures se produisent généralement dans les fils, en sortie de manchon. On peut alors penser qu'il en serait de même sur l'ouvrage.

Mesures réalisées



Des mesures en laboratoire, sur corps d'épreuves réels (ancrage de même type déposé provenant d'un autre pont) ont montré qu'il était possible de détecter une rupture de fils par un capteur US à 45°, disposé en bout de fil, au-delà du manchon.

Tous les torons accessibles sur le viaduc « C » ont été examinés (soit environ 47 % des fils).

Il n'a pas été relevé de rupture.

Conclusion

Sur un échantillon représentatif il n'a pas été constaté de rupture de fil.

La source des bruits est à rechercher ailleurs.

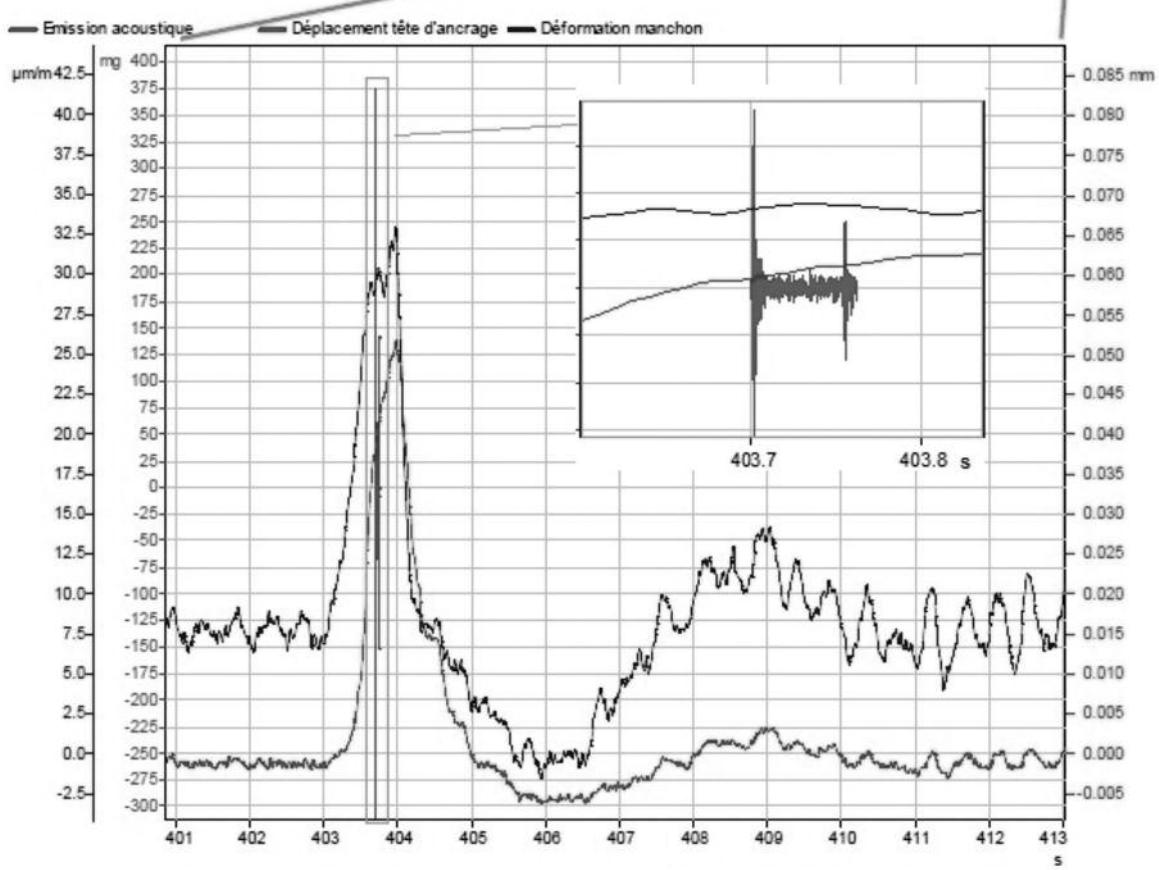
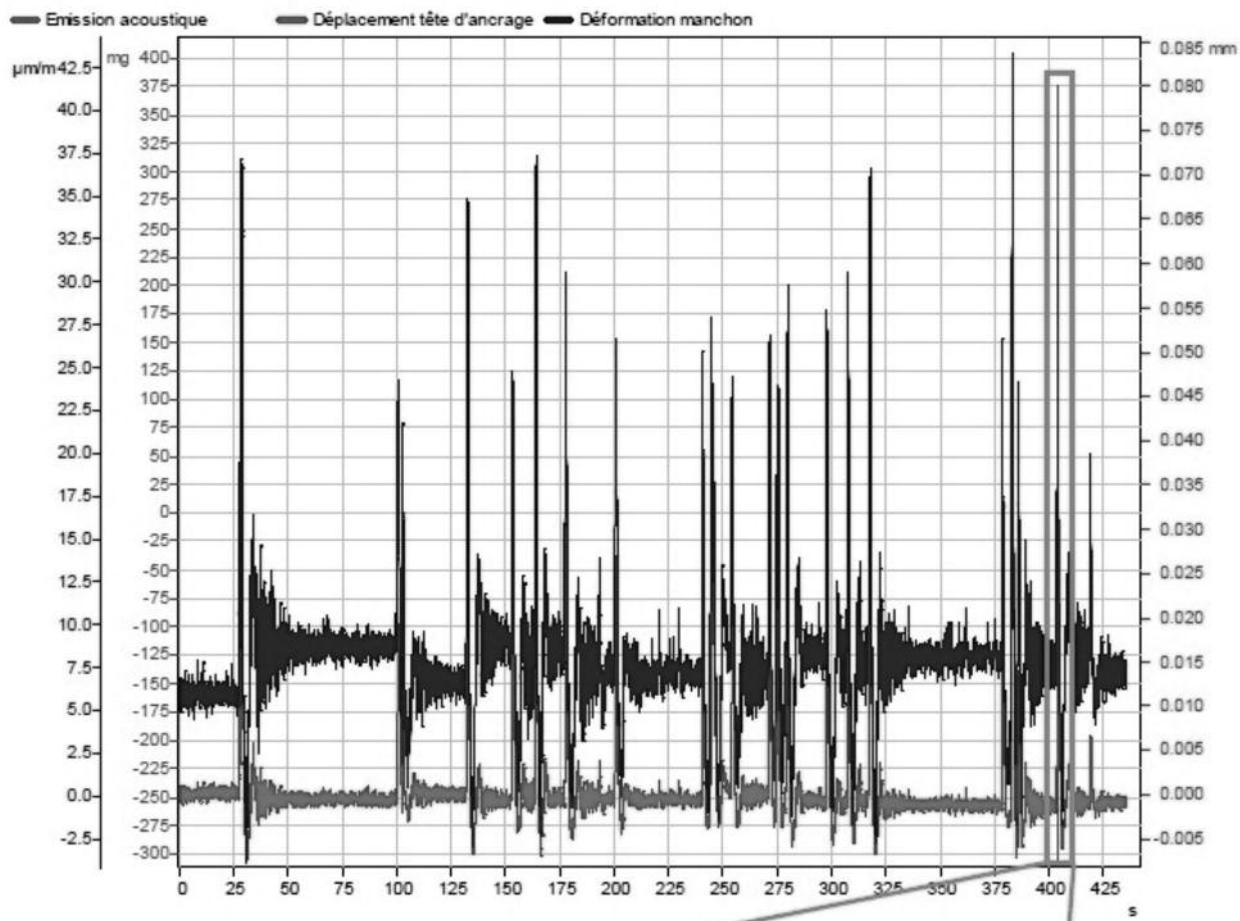
4.6. Les bruits sont-ils liés à un défaut de contact sous l'ancrage ?

Plausibilité de cette hypothèse

Les clichés de gammagraphie ont été re interprétés et ont confirmé la présence de défauts de contacts. Ces défauts pourraient induire des déplacements relatifs sous l'effet des surcharges (mécaniques et thermiques) qui pourraient être une source d'émission de bruits.

Mesures de déplacement faites in situ

Les mesures de déplacement de la plaque d'ancrage par rapport au béton montrent que celle-ci se déplace par rotation sous trafic par rapport au plot de béton préfabriqué jusqu'à 80 ou 100 microns sur une base de mesure d'un cm.



Déplacements de la tête d'ancrage au passage d'un poids lourd et déformations simultanément enregistrées sur le manchon.

Les déformations enregistrées sur le manchon (en bleu sur le graphique ci-dessus) sont synchrones avec les déplacements de la tête d'ancrage (en rouge).

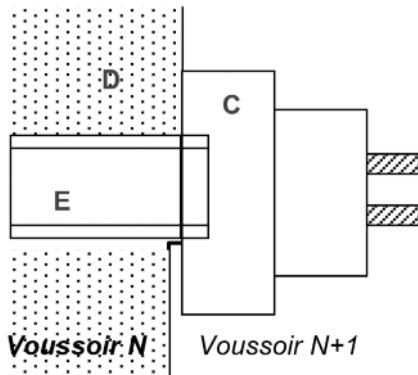
La forme de la relation déplacement en fonction du temps est en bonne corrélation avec la forme de la ligne d'influence des moments fléchissants dans la section. En d'autres termes, le déplacement de la plaque et la déformation sont bien liés à la flexion d'ensemble de la structure sous surcharges.

Le graphique ci-dessus représente en vert les accélérations relevées lors du passage d'un poids lourd sur le pont. Elles ne se produisent que si le déplacement est suffisamment important (ici de l'ordre de 40 microns).

Le bruit est caractérisé par deux émissions séparées par environ 0.05 secondes, soit 1.30 m parcourus à 90 km/h. Elles peuvent évoquer le passage d'essieux dans la section. On déduit de ce qui précède que l'origine des bruits est à rechercher dans le déplacement de la plaque d'ancrage.

On comprend alors bien que la précontrainte de renforcement comprimant les zones de "battement d'ancrage" fait disparaître les bruits.

Selon l'agrément, les gaines sont théoriquement emboîtées dans les plaques métalliques d'ancrages.



Les plaques d'ancrage (C.) devraient être en contact parfait avec leur support qui est le dé (D) en béton préfabriqué. Ce n'est pas le cas en partie inférieure sur le dessin.

La plaque métal "baïle" sur son support, il y a un « défaut de conjugaison ».

Ce défaut du voussoir N n'est pas comblé lors de la mise en tension du câble ni lors du bétonnage du voussoir N+1. Les surcharges (thermiques, trafic) induisent des variations de déformation induisant d'infimes déplacements de la plaque d'ancrage.

L'origine des bruits est à rechercher dans les pièces en contact :

- plaque d'ancrage/ béton,
- plaque d'ancrage/ emboîtement de la gaine dans celle-ci ;
- contact fil/ gaine.
- ...

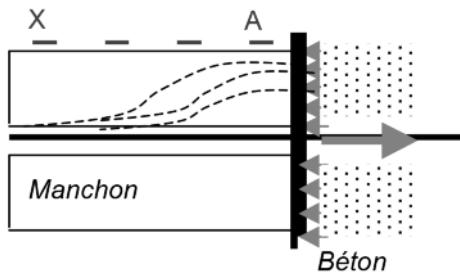
Les deux émissions rapprochées et successives de bruit constatées au passage de poids lourds militent pour la deuxième et la troisième possibilité.

Dans l'impossibilité de faire des mesures de localisation plus fines, il est impossible d'en dire plus.

Du fait de la rotation de la plaque on peut craindre une surtension dans les fils.

Cette surtension générant des variations de déformation dans le manchon et celui-ci étant accessible, il a été instrumenté.

4.7. Quelles peut être l'importance des surtensions induites dans les fils de précontrainte?



Le dessin ci-contre montre qu'il est théoriquement possible de détecter une variation d'effort à l'aide de jauge de déformation placées en périphérie du manchon.

La chute de l'effort de précontrainte entraîne une chute de l'ensemble des déformations mesurées, le glissement du toron par rapport au manchon entraîne une nouvelle répartition des déformations.

Un étalonnage préalable a été fait en laboratoire, sur un ancrage ancien et identique, pour relier la variation de déformation en un point de la périphérie du manchon avec la variation d'effort dans le toron.

Sur site, deux manchons d'un ancrage ont été dotés de jauge sur leur périphérie.

On a relevé des variations de déformations sur manchons de l'ordre de 40×10^{-6} , celles-ci étant synchrones avec les déplacements et les bruits.

De l'étalonnage fait en laboratoire et des mesures sur site, on déduit une estimation de la variation de tension dans le toron de 15 kN, soit une variation de contrainte dans le toron de l'ordre de 100 Mpa.

Sur cette base, connaissant les effets du trafic (passé, présent, futur) et ceux des gradients thermiques concomitants, il est alors possible de réaliser un calcul en fatigue..

Ce calcul conduit à des durées de vie limitées (de l'ordre de 30 ans).

Cette approche entachée de grandes incertitudes (représentativité des déformations enregistrées, nature et intensité des chargements thermiques et du trafic à prendre en compte, qualité des injections dans les différents ancrages...) conduit néanmoins à considérer que le défaut étudié est susceptible de générer un endommagement par fatigue des torons de précontrainte au droit des ancrages.

V. CONCLUSIONS

Le mystère est maintenant levé : les émissions sont liées à un défaut de mise en œuvre d'un dispositif constructif ancien.

Les plaques d'ancrages des unités de précontrainte ne sont pas en bon contact avec le plot de béton préfabriqué assurant le ferraillage du prisme de première diffusion.



Photo 7 : Étalonnage effort/ déformation sur manchon.



Photo 8 : Mesures de déformation in situ.

Les surcharges (thermiques, trafic) induisent des déplacements de la plaque par rapport à son support (« bâillement de l'ancrage »).

Ce déplacement induit des surtensions dans les fils de précontrainte dont l'intensité peut être préjudiciable à leur tenue en fatigue.

Le renfort de l'ouvrage par précontrainte additionnelle, nécessaire par ailleurs pour la reprise des efforts de flexion générale, permet de supprimer les bruits et les surtensions associées.

Pour ce type d'unité de précontrainte, le bruit est donc un symptôme à ne pas négliger car il conduit à lui seul au renforcement de l'ouvrage.

Cette étude constitue un bel exemple de coopération pluri disciplinaire de différentes équipes du CEREMA.

Ce travail n'aurait pas pu être mené à bien sans la contribution des ingénieurs suivants que nous tenons à remercier ici :

MM. ALBRECHT, BERTHO, CHENOT, CHERRIER, DUBOIS, GUILLARME, LANTEAUME, MARION, MENUEL, PORRE, WENDLING, ZIVANOVIC.

BIBLIOGRAPHIE

Dumoulin J. 2013, « **ancrage S, Synthèse** », document CETE Sud Ouest, 45p, non publié.

Godart B., 2012, « **Pathology, appraisal, repair and management of old pressed beam and slab bridges** », 2012, 5 p, in “Bridge maintenance, safety, management resilience and sustainability” IABMAS 2012.

Dumoulin J. 2012, rapport « **ancrage S, mesures exploratoires** », document du LRPC de Bordeaux, 25 p, non publié.

Roenelle P. 2012, « **rapport de ré interprétation de clichés de gammagraphie** », 2012, document LRPC de Lyon, 67 pages, non publié.

« **Base de données de trafic ISIDOR** », 2012, autoroute A36 , données 2011.

IFSTTAR, 2011, « **OA71, Projet national S3 Surveillance structurale des ouvrages** » sous la direction de A.Orcesi et C.Cremona

Melin F., Trouillet P., Rossignol H., Poineau D, 2003, « **A7 Viaduc sur la Drôme / essai à rupture : enseignements tirés** ». Actes des conférences nationales GC’2003, « Environnement, sécurité, patrimoine : les nouvelles données». Association française de génie civil, 26-27 mai 2003, PARIS, édition AFGC + CD Rom, 20 p.

Barras P., 1993, « **réparation du pont de Blagnac- études, projet et suivi des travaux** », Bulletin « Ouvrages d'art », n°16, pp25-30.

Jacob B., Caracilli J., Godard B., Trouillet P.1987, « **Investigations of fatigue of a prestressed concrete bridge** ». Proceedings of the 4th international conference on « Durability of buildings materials and components » SIN-GAPORE 4-6 novembre 1987, bulletin n°2, pp 12.

Trouillet P, 1989 « **Etude de la fatigue dans les ouvrages d'art : cas d'un ouvrage en béton précontraint** ». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP), n° 478, novembre 1989, pp 108-118.

Gourmelon JP et Robert, 1979, « **Surveillance acoustique du pont B** », document LCPC, non publié.

Gourmelon JP et Robert, 1978 « **Surveillance acoustique du pont B** », document LCPC, 1978, non publié.

Robert JL, 1978, « **compte rendu d'intervention du 09.06.78** », document du LCPC, 50 pages, non publié.

Bulletin officiel du Ministère de l'Equipement, 1968, fascicule spécial 68 ter, circulaire n°9 du 02 février 1968 accordant l'agrément à différents procédés de précontrainte.

CONTRIBUTION À L'ÉVALUATION D'OUVERTURE DES FISSURES DANS LES ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ

M. SAAD, Y. BOUAFIA, M. S. KACHI

Université Mouloud Mammeri, Laboratoire LaMoMS, Département de génie civil, BP 17, Tizi-Ouzou 15000, Algérie

1. INTRODUCTION

Les différents règlements fixent des valeurs limites d'ouverture de fissures afin d'éviter la corrosion des armatures, assurer une bonne étanchéité et garantir un aspect esthétique des éléments de structure en béton armé. L'évolution, à travers le temps, des normes européennes sur la fissuration montre une certaine confusion ; certaines propositions sont reprises après avoir été abandonnées.

Le Code Model CEB-FIP 90 [4] et l'Eurocode 2 [7] utilisent pour la prévision de l'ouverture des fissures deux grandeurs essentielles :

- l'espacement des fissures (λ) ;
- les allongements relatifs moyens des armatures (ϵ_{om}) et du béton (ϵ_{cm}) entre deux fissures consécutives.

L'ouverture des fissures peut alors être calculée par la relation :

$$w = \lambda (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (1)$$

L'expérimentation [8] montre qu'en déformations moyennes calculées entre deux fissures consécutives, l'hypothèse de la planéité des sections droites est valable. La variation de la contrainte σ_s le long de l'armature dépend de la contrainte d'adhérence τ qui est fonction du glissement g entre l'acier et le béton. L'ouverture de la fissure au niveau de l'armature est égale à la somme de ces glissements de part et d'autre de la fissure ($w = 2g$).

Pour évaluer correctement les ouvertures de fissures, il est donc plus judicieux d'utiliser la loi adhérence – glissement

$\tau(g)$ adoptée par le comité européen de béton CEB-FIP 90 [4]. L'allure de la courbe et la valeur du pic d'adhérence paraissent justes, mais les valeurs du glissement proposées par Tassios [13] pendant les différentes phases de chargement semblent plus proches de la réalité.

A chaque apparition d'une fissure principale, la redistribution des efforts est déterminée en utilisant les courbes enveloppes réduites [9] de la loi $\tau(g)$ légèrement modifiées de celles proposées par Eligehausen [6].

En considérant le comportement moyen d'un tirant en béton armé et en se fixant quelques hypothèses explicitées dans le paragraphe 4, on calcule les largeurs des fissures en utilisant toutes les phases de la loi adhérence-glisement. Les relations et les méthodes de calcul proposées tiennent compte des caractéristiques des deux matériaux (acier et béton) et ce, pendant et après la phase de propagation des fissures.

2. RELATIONS CONTRAINTE - GLISSEMENT ($\tau - g$) ET COURBES ENVELOPPES RÉDUITES

A partir de la courbe monotone adoptée par le comité européen de béton [4], on déduit les courbes enveloppes en réduisant les valeurs des contraintes d'adhérence par un facteur d'endommagement « d ». Celui-ci permet de

prendre en compte la dissipation d'énergie durant le cycle de redistribution des efforts (figure 1) à l'apparition d'une fissure principale. La liaison est totalement détruite pour une valeur de $d=1$ et, elle reste intacte pour $d = 0$. Dans notre cas, on prend $d = 0,1$ pour un cycle.

La courbe OABCD (ou $O A_1 B_1 C_1 D_1$) représente le chargement monotone composé de quatre parties. La courbe curviligne OA (ou $O A_1$) est donnée par l'équation (2). La relation (3) décrit le palier AB (ou $A_1 B_1$). La branche descendante linéaire BC (ou $B_1 C_1$) correspond à l'expression (4) et l'égalité (5), le plateau CD (ou $C_1 D_1$), caractérise le frottement résiduel entre l'acier et le béton.

$$\tau = \frac{\tau_1}{g_1^\alpha} g^\alpha \quad \text{si } 0 \leq g \leq g_1 \quad (2)$$

$$\tau = \tau_1 \quad \text{si } g_1 \leq g \leq g_2 \quad (3)$$

$$\tau = -\frac{\tau_1 - \tau_3}{g_3 - g_2} g + \frac{\tau_1 g_3 - \tau_3 g_2}{g_3 - g_2} \quad \text{si } g_2 \leq g \leq g_3 \quad (4)$$

$$\tau = \tau_3 \quad \text{si } g \geq g_3 \quad (5)$$

La valeur de α est comprise entre 0,25 et 0,40 selon le confinement du béton et, celle du pic d'adhérence τ_1 est prise égale :

$$\tau_1 = a \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

avec $a = 2,5$ pour un béton confiné, sinon $a = 2$.

La contrainte limite de compression du béton f_{ck} est exprimée en MPa. La valeur de la contrainte résiduelle τ_3 est prise égale à 0,20 τ_1 .

L'exemple de décharge à partir du point E (figure 1) s'accompagne d'une manière élastique avec une forte raideur jusqu'à la contrainte de frottement ($-\tau_3$). Ensuite le glissement diminue avec une adhérence constante suivant le trajet GI (I étant le point d'intersection avec la courbe enveloppe réduite $O A'_1 B'_1 C'_1 D'_1$). Si le glissement se poursuit dans le sens négatif, alors le trajet IA'_1 J peut être décrit. La décharge de nouveau, depuis le point J, se fait de façon élastoplastique parfait jusqu'au point L d'ordonnée τ_3 . Avec cette contrainte constante, le trajet se poursuit avec LN et la recharge s'effectue suivant la droite de décharge précédente (NE') et la courbe enveloppe réduite (NE'B'C'D').

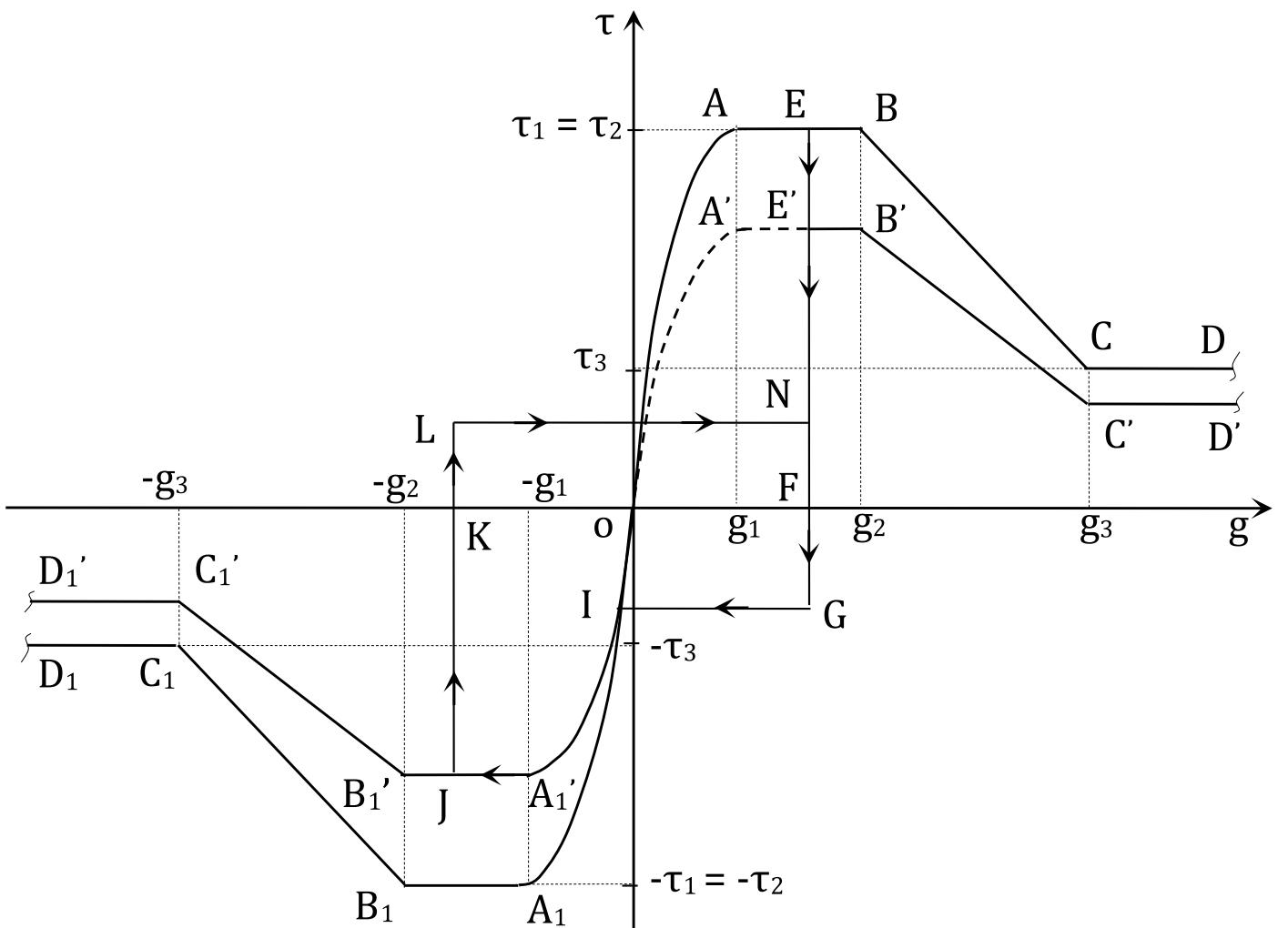


Figure 1 : Un cycle type de la loi τ - g selon Fleury [9]

3. DÉTERMINATION DES EXPRESSIONS GOUVERNANT LE GLISSEMENT g DANS UN TIRANT

On considère un « tirant » de longueur L en béton, de section droite A_c , armé d'une barre d'acier de section A_s et d'un périmètre utile p (figure 2b) sollicité par un effort de traction d'intensité croissante N_t (figure 2c). On utilise l'indice c pour le béton et l'indice s pour l'acier. Tout au long du chargement, on suppose qu'il n'y a ni fissuration du béton et ni plastification de l'armature. On suppose la longueur L suffisante afin de décrire toutes les phases (trajet OABCD, figure 1 et relations 2 à 5) de la loi adhérence- glissement ($\tau - g$) proposée par le comité européen de béton [4].

On suppose que tout le long du tirant ; la section A_c est constante, les contraintes normales σ_c , dans une section droite, sont uniformément reparties et la contrainte normale dans l'acier σ_s reste inférieure à la valeur limite élastique σ_e . Après application de l'effort, il est clair que sur l'intervalle $[0 ; l_0]$, la contrainte d'adhérence augmente jusqu'à

atteindre son maximum ($\tau_{\max} = \tau(l_0)$) avant de diminuer sur la distance $(l_t - l_0)$ et s'annuler à l'abscisse l_t ($\tau(l_t) = 0$). Pour simplifier et éviter d'utiliser des conditions aux limites laborieuses, on considère une zone perturbée de la liaison acier-béton sur la distance l_0 (Yang *et al*, 1988) prise égale à une certaine fraction de la longueur d'introduction totale l_t ($l_0 = \delta l_t$, $\delta \approx 0,10-0,15$) où la contrainte d'adhérence est négligée (figure 2c) [11], [12].

Les allongements des deux matériaux μ_c et μ_s , dont les valeurs absolues sont négligeables devant les distances l_0 et l_t , sont mesurés algébriquement par rapport au repère $x'x$, ayant son origine en O (extrémité gauche du tirant, figure 2a).

Dans l'intervalle $[l_0 ; (L - l_0)]$, le comportement du tirant est homogène, le béton et l'acier résistent ensemble pour équilibrer l'effort N_t . Il y a compatibilité des déformations ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$) et le glissement entre l'armature et le béton est nul ($g = 0$). Séparons par un plan fictif (ici plan de symétrie, figure 2.c), le tirant en deux tronçons et écrivant l'équilibre de la partie gauche :

$$N_t = A_s \sigma_{sf} = A_s \sigma_s + (A_c - A_s) \sigma_c$$

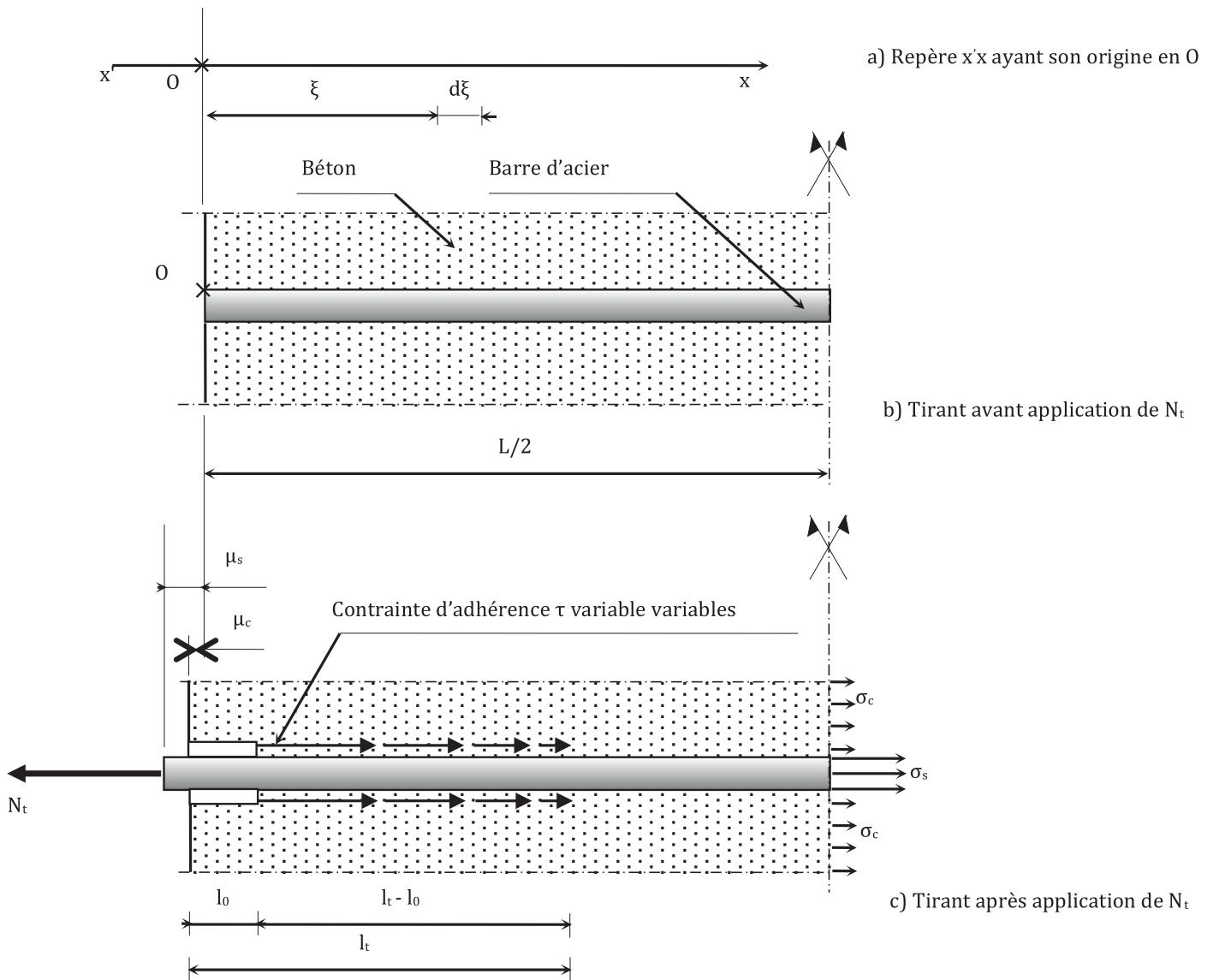


Figure 2 : Allongements de l'acier (μ_s) et du béton (μ_c) dans un tirant en béton

σ_{sf} désigne la contrainte normale dans l'acier (ou au droit d'une fissure), ε_{sf} l'allongement relatif correspondant. Avec les modules d'élasticité E_c , E_s ($n = E_s/E_c$), le pourcentage d'acier $\rho (= A_s/A_c)$, on a :

$$N_t = A_s E_s \varepsilon_{sf} = A_s E_s \varepsilon_s + (A_c - A_s) E_c \varepsilon_c \text{ et}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s = (1 - \bar{\rho}) \varepsilon_{sf} \quad \text{où} \quad \bar{\rho} = \frac{1}{1 + \frac{np}{(1-\rho)}} \quad (7)$$

La variation linéaire du glissement sur la portion $[0 ; l_0]$, représentée par la courbe ζ_0 figure 3 (repère o x g), a pour expression : $g(x) = -\varepsilon_{sf}x + g(l_0) + \varepsilon_{sf}l_0$. La valeur du glissement sur l_0 , noté g_{l_0} , est égale à l'allongement de l'acier sur cette même portée. Le glissement total est donné pour $x = 0$:

$$g(x)_{x=0} = g_{l_0} + g(l_0), \quad (8)$$

et la quantité $g(l_0)$ est déterminé dans ce qui suit en fonction du niveau de chargement.

Pour les sections droites situées dans l'intervalle $[l_0 ; l_1]$ à une distance x , le glissement (compté positif) et la contrainte dans l'acier diminuant du fait de l'adhérence acier-béton (figure 2.c), avec le changement de variable $X = (x - l_0)$, sont exprimés, respectivement, par :

$$g(X) = u_c(X) - u_s(X),$$

$$\sigma_s(X) = \sigma_{sf} - \int_0^X \frac{p}{A_s} \tau(\xi) d\xi \quad (9)$$

où p désigne le périmètre utile de la section d'acier.

On déduit l'allongement relatif de l'acier correspondant :

$$\varepsilon_s(X) = \varepsilon_{sf} - \frac{p}{A_s E_s} \int_0^X \tau(\xi) d\xi \quad (10)$$

Dans la même section droite, le béton, étant toujours intact, la contrainte « transmise » au béton, par adhérence, et son allongement relatif correspondant s'écrivent :

$$\sigma_c(X) = \frac{p}{(A_c - A_s)} \int_0^X \tau(\xi) d\xi \quad (11)$$

$$\varepsilon_c(X) = \frac{p}{A_s E_s} \frac{np}{(1-\rho)} \int_0^X \tau(\xi) d\xi$$

La première et la deuxième dérivée de la fonction (9) s'écrivent :

$$\frac{dg}{dx} = \frac{du_c}{dx} - \frac{du_s}{dx} = \varepsilon_c - \varepsilon_s \quad (12)$$

$$\frac{d^2g}{dx^2} = \frac{d\varepsilon_c}{dx} - \frac{d\varepsilon_s}{dx} \quad (13)$$

En remplaçant (10) et (11) dans (13), on obtient l'équation différentielle du second ordre :

$$\frac{d^2g}{dx^2} - \frac{p}{A_s E_s \bar{\rho}} \tau(X) = 0 \quad (14)$$

À partir de la relation (14), on établit dans le domaine $[l_0 ; l_1]$, les différentes expressions gouvernant le glissement selon les valeurs prises par le glissement à l'abscisse $x = l_0$ (ou $X = 0$).

3.1. Expression du glissement quand $g(l_0) \leq g_1$

Pour ce cas, la longueur d'introduction effective $(l_t - l_0)$ est noté l_1 , aussi :

$$\tau = \frac{\tau_1}{g^a}, \text{ avec } \beta_1 = \sqrt{\frac{k_1 p}{A_s E_s \bar{\rho}}} \text{ et } k_1 = \frac{\tau_1}{g_1^a},$$

l'équation (14) s'écrit et admet comme solution [1], [5] :

$$\frac{d^2g}{dx^2} - \beta_1^2 g^a = 0, \text{ avec } \theta = \frac{\beta_1^2 (1 - \alpha)}{2(1 + \alpha)},$$

$$g(X) = \theta^{1/(1-\alpha)} [l_1 - X]^{2/(1-\alpha)} \quad (15)$$

En remplaçant la dérivée de $g(X)$ au point $X=0$ ($\varepsilon_c = 0$) dans (12), il vient :

$$-\frac{dg}{dX}_{X=0} = \varepsilon_{sf} = \frac{2}{(1 - \alpha)} \theta^{1/(1-\alpha)} l_1^{(1+\alpha)/(1-\alpha)} \quad (16)$$

Sachant que $\theta > 0$ et $\alpha < 1$, avec les signes de la première et la deuxième dérivée de $g(X)$, on conclut que l'allure de la courbe ζ_1 correspondante (figure 3, repère o₁ X g), dans le domaine $[l_0 ; l_0 + l_1]$, est monotone décroissante avec une concavité dirigée vers les glissements positifs.

Le glissement cumulé sur la distance l_1 et le glissement total sur l_t (noté ici l_{tl}) valent donc :

$$g_{l_{tl}} = g_{l_0} + g_{l_1} = \varepsilon_{sf} l_{tl} \left[\frac{2\delta + (1 - \alpha)(1 - \delta)}{2} \right] \quad (17)$$

Quand $g(l_0) = g_1$, l_1 et ε_{sf} sont notés, respectivement, l_{g1} , ε_{sf1} . La variation de la contrainte d'adhérence, représentée figure 3 (repère o₁ X τ), sur l_1 s'écrit :

$$\tau(X) = k_1 \theta^{\alpha/(1-\alpha)} [l_1 - X]^{2\alpha/(1-\alpha)} \quad (19)$$

L'allure de la courbe (T_1) peut être linéaire ($\alpha = 1/3$), concave ($\alpha > 1/3$) ou convexe ($\alpha < 1/3$).

3.2. Expression du glissement quand $g_1 < g(l_0) \leq g_2$

Dans cette situation, la contrainte d'adhérence est supposée constante égale à la valeur maximale τ_1 (courbe T_2 figure 3) et l'équation différentielle (14) devient :

$$\frac{d^2g}{dx^2} - \frac{p \tau_1}{A_s E_s \bar{\rho}} = 0 \quad (20)$$

et la solution est de la forme :

$$g(X) = \beta_2 \frac{x^2}{2} + C_1 X + C_2, \text{ avec } \beta_2 = \frac{p \tau_1}{A_s E_s \bar{\rho}}.$$

Les constantes d'intégration C_1 et C_2 sont déterminées par les conditions aux limites. Avec l_2 distance entre les abscisses correspondant aux glissements $g(l_0)$ et g_1 , on a :

$$\frac{dg}{dx}_{X=0} = -\varepsilon_{sf} \text{ et } g(X)_{X=l_2} = g_1.$$

La variation du glissement, représentée par la courbe ζ_2 (branche de parabole) dans l'intervalle $[l_0; l_0 + l_2]$ figure 3 (repère $o_2 X g$), s'écrit dans ce cas :

$$g(X) = \beta_2 \frac{X^2}{2} - \varepsilon_{sf} X + g_1 + \varepsilon_{sf} l_2 - \beta_2 \frac{l_2^2}{2} \quad (21)$$

En notant $l_t = l_{t2} = l_0 + l_{g1} + l_2$, où l_{g1} représente la longueur nécessaire pour atteindre un glissement cumulé g_1 ($g_{lg1} = g_1$), le glissement total s'écrit :

$$g_{l_{t2}} = g_{l_0} + g_1 + g_{l_2} = \varepsilon_{sf} l_0 + g_1 + \varepsilon_{sf} l_2 - \beta_2 \frac{l_2^2}{2} \quad (22)$$

Quand $g(l_0) = g_2$, l_2 et ε_{sf} sont notés, respectivement, l_{g2} , ε_{sf2} .

3.3. Expression du glissement quand $g_2 < g(l_0) \leq g_3$

Quand le glissement est compris entre les deux valeurs g_2 et g_3 , la longueur d'introduction est notée l_{t3} ($= l_0 + l_3 + l_{g2} + l_{g1}$) ; l_3 désigne la distance entre les abscisses correspondant aux glissements $g(l_0)$ et g_3 . La contrainte d'adhérence décroît linéairement de τ_1 à τ_3 selon l'expression (4) et peut s'écrire aussi :

$$\tau(g) = \tau_1 + k_3 g_2 - k_3 g \text{ où } k_3 = \frac{\tau_1 - \tau_3}{g_3 - g_2} \quad (23)$$

Dans l'intervalle $[l_0; l_0 + l_3]$, l'équation différentielle (14) devient :

$$\frac{d^2g}{dx^2} - \beta_3^2 g = \beta_2^2 + \beta_3^2 g \text{ où } \beta_3 = \sqrt{\frac{k_3 p}{A_s E_s \bar{\rho}}} \quad (24)$$

avec les conditions aux limites :

$$\frac{dg}{dx_{X=0}} = -\varepsilon_{sf}, g(X)_{x=l_3} = g_2 \text{ et en remarquant que } \frac{\beta_2}{\beta_3^2} = \frac{\tau_1}{k_3}, \text{ la}$$

solution est :

$$g(X) = g_2 + \frac{\beta_2}{\beta_3^2} + \frac{\varepsilon_{sf}}{\beta_3} \frac{\sin(\beta_3 l_3 - \beta_3 X)}{\cos(\beta_3 l_3)} - \frac{\beta_2}{\beta_3^2} \frac{\cos(\beta_3 X)}{\cos(\beta_3 l_3)} \quad (25)$$

Sur l'intervalle $[l_0; l_0 + l_3]$, la seconde dérivée de $g(X)$ est positive. La branche sinusoïdale ζ_3 représentée figure 3 (repère $o_3 X g$), du glissement est monotone décroissante. Le glissement total sur l_{t3} s'écrit :

$$g_{l_{t3}} = g_{l_0} + g_2 + g_{l_3} = \varepsilon_{sf} l_0 + g_2 + \frac{\beta_2}{\beta_3^2} + \frac{\varepsilon_{sf}}{\beta_3} \operatorname{tg}(\beta_3 l_3) - \frac{\beta_2}{\beta_3^2} \frac{1}{\cos(\beta_3 l_3)} \quad (26)$$

Lorsque $g(l_0) = g_3$, l_3 et ε_{sf} sont notés respectivement l_{g3} , ε_{sf3} . On déduit alors la variation de la contrainte d'adhérence sur l_3 , représentée figure 3 (courbe T_3 , repère $0'X \tau$) :

$$\tau(X) = \tau_1 \frac{\cos(\beta_3 X)}{\cos(\beta_3 l_3)} - \varepsilon_{sf} \frac{k_3}{\beta_3} \frac{\sin(\beta_3 l_3 - \beta_3 X)}{\cos(\beta_3 l_3)} \quad (27)$$

3.4. Expression du glissement quand $g(l_0) > g_3$

Ici, la contrainte d'adhérence est supposée constante (figure 3, courbe T_4) égale à la valeur résiduelle τ_3 (même raisonnement que la sous-section 3.2), l'équation (14) s'écrit :

$$\frac{d^2g}{dx^2} - \frac{p \tau_3}{A_s E_s \bar{\rho}} = 0 \quad (28)$$

et la solution est de la forme :

$$g(X) = \beta_4 \frac{X^2}{2} + C_5 X + C_6, \text{ avec } \beta_4 = \frac{p \tau_3}{A_s E_s \bar{\rho}}$$

Avec l_4 distance entre les abscisses correspondant aux glissements $g(l_0)$ et g_3 et les conditions aux limites :

$$\frac{dg}{dx_{X=0}} = -\varepsilon_{sf} \text{ et } g(X)_{x=l_4} = g_3.$$

La variation du glissement, représentée par la courbe ζ_4 (branche de parabole) dans l'intervalle $[l_0; l_0 + l_4]$ figure 3 (repère $o_4 X g$), a pour expression :

$$g(X) = \beta_4 \frac{X^2}{2} - \varepsilon_{sf} X + g_3 + \varepsilon_{sf} l_4 - \beta_4 \frac{l_4^2}{2} \quad (29)$$

Ici $l_t = l_{t4} = l_0 + l_3 + l_{g2} + l_{g3} + l_4$, où l_{g3} représente la longueur nécessaire pour atteindre le glissement cumulé g_3 ($g_{lg3} = g_3$), on a :

$$g_{l_{t4}} = g_{l_0} + g_3 + g_{l_4} = \varepsilon_{sf} l_0 + g_3 + \varepsilon_{sf} l_4 - \beta_4 \frac{l_4^2}{2} \quad (30)$$

Ce cas ($g(l_0) > g_3$) n'est pas envisagé dans la section 4 car on suppose qu'au-delà de ce niveau de chargement il ne peut y avoir de fissures.

4. DÉTERMINATION DES OUVERTURES DE FISSURES SELON LE NIVEAU DE CHARGEMENT

Il s'agit ici de déterminer, en fonction de la valeur du glissement à l'abscisse l_0 , les différentes expressions des ouvertures de fissures (w).

En plus de la première hypothèse (longueur perturbée l_0 où l'adhérence est nulle), on suppose :

- l'apparition des fissures principales s'effectue successivement l'une après l'autre à mesure que l'effort de traction augmente ; cet état est rendu possible en considérant la variation de la résistance de traction effective du béton le long du tirant [11], [12], [13]. On note, les différentes grandeurs, avec un indice avant r suivi de i , variable de la première fissure ($i = 1$) à la dernière fissure ($i = \gamma$) ;
- En notant f_{ctm} la résistance moyenne en traction effective du béton, pendant la propagation des fissures, à la fissure i la contrainte de fissuration est égale à $\sigma_{cri} = \eta_i f_{ctm}$ (pour une variation de $\Delta\eta = \pm 20\%$, $\eta_1 = 0,8$ et $\eta_\gamma = 1,2$). Logiquement, la première fissure apparaîtra dans l'intervalle $[l_1; (L - l_1)]$ (figure 2.c). Juste avant la fissure i , à l'aide de la relation (7), on peut noter :

$$\varepsilon_{sri} = \frac{\varepsilon_{cri}}{(1 - \bar{\rho})} = \frac{\eta_i f_{ctm}}{E_c(1 - \bar{\rho})} = \frac{\eta_i}{\eta_\gamma} \varepsilon_{sry}$$

L'ordre idéalisé d'apparition des fissures principales [11], [12], schématisé figure 4 (exemple avec $\gamma = 7$), montre que tant que leur nombre reste inférieur à $\gamma/2$ la longueur d'introduction l_1 peut se développer. Au-delà, chaque nouvelle fissure principale se situe à équidistante de deux fissures principales soit ; λ . Pour que toutes les fissures

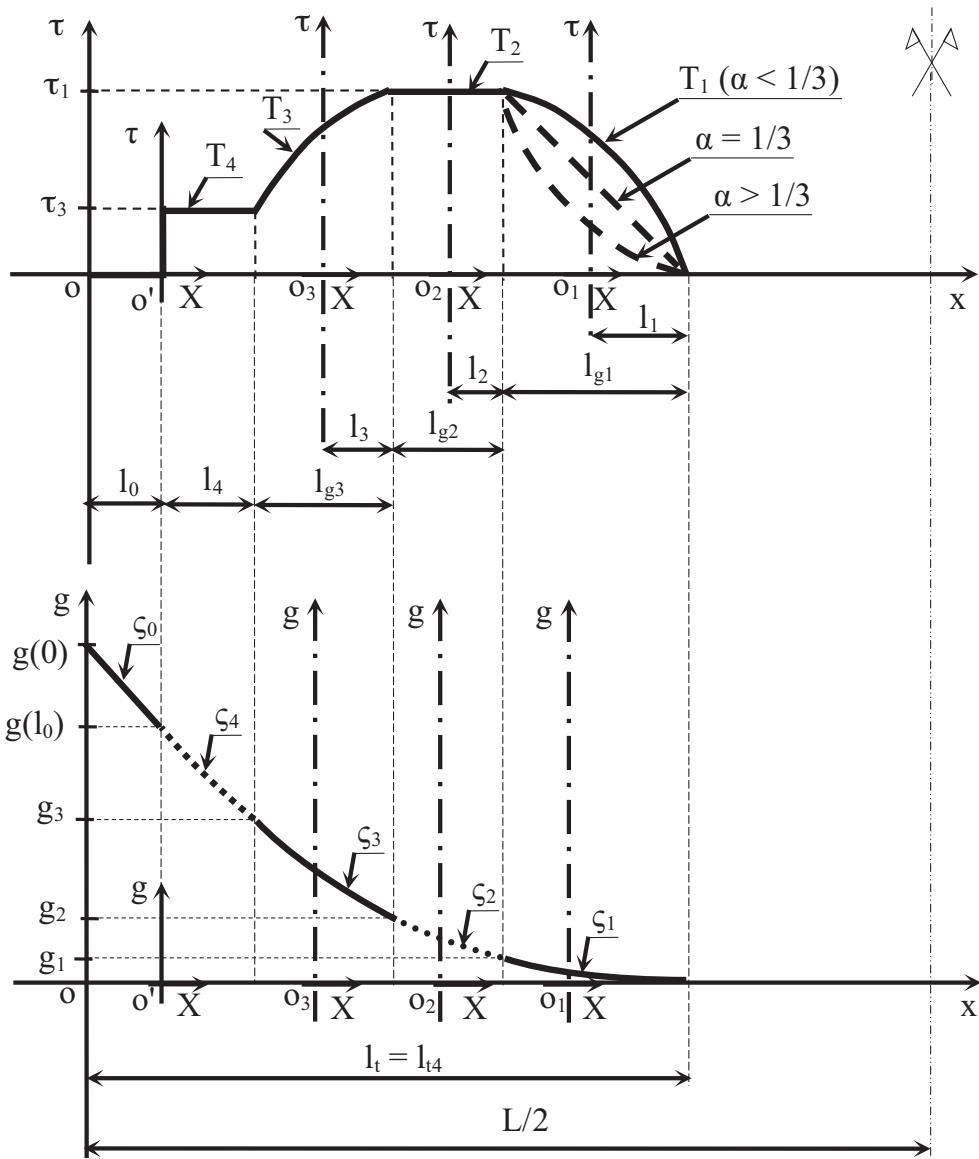
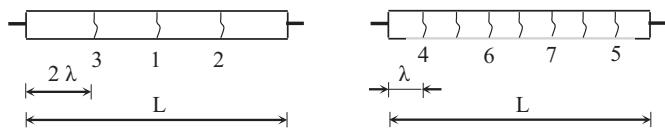


Figure 3 : Variation de $\tau(x)$ et de $g(x)$ dans un tirant en béton armé, cas $g(l_0) > g_3$

puissent apparaître, cet espace moyen des fissures λ [3] est pris égal à environ 1,5 fois de la longueur d'introduction de la dernière fissure principale :

$$\lambda = \mu l_{t\gamma}, \text{ avec, } \mu \approx 1,45-1,55$$



a) Nombre de fissures $< \gamma/2$

b) Nombre de fissures $> \gamma/2$

Figure 4 : Ordre d'apparition et espacements idéalisés des fissures

4.1. Phase de propagation des fissures

4.1.1. Ouvertures des fissures quand $\varepsilon_{sr} \leq \varepsilon_{sf}$

Avec la relation (16), l'espace moyen des fissures vaut :

$$\lambda = \lambda_1 = \mu l_{t\gamma} = \frac{\mu}{(1-\delta)} \left[\frac{(1-\alpha)}{2} \frac{\varepsilon_{sr\gamma}}{\theta^{1/(1-\alpha)}} \right]^{\frac{(1-\alpha)}{(1+\alpha)}}, \quad (31)$$

avec $\varepsilon_{sr\gamma} = \frac{\eta_\gamma f_{ct}}{E_c(1-\bar{\rho})} = \eta_\gamma \varepsilon_{sr}$

4.1.1.1. Cas où la longueur d'introduction peut se développer (w_{pl})

Juste après l'apparition de fissure i , tant que la longueur d'introduction peut se développer (ici pour $i < \gamma/2$), $l_{ti} = l_{tr} = (1-\delta) l_{ir}$ et avec la relation (18), on peut écrire en fonction de λ_i pour un chargement correspondant à ε_{sf} :

$$w_{pl} = 2 g_{ti} = A_{pl} \lambda_i \varepsilon_{sf}^{\frac{2}{(1+\alpha)}}, \quad (32)$$

avec $A_{pl} = \left[\frac{2\delta + (1-\alpha)(1-\delta)}{\mu} \right] \left(\frac{1}{\varepsilon_{sr\gamma}} \right)^{\frac{(1-\alpha)}{(1+\alpha)}}$

4.1.1.2. Cas où la longueur d'introduction ne peut se développer

Dans le cas où la longueur d'introduction ne peut se développer (ici pour $i > \gamma/2$), en prenant, comme exemple, l'instant où se forme la fissure 6 (située entre les fissures adjacentes 1 et 3, figure 4), on représente, figure 5, la redistribution des efforts. Avec l'aide de la figure 1, on remarque :

- dans l'intervalle $[x_3 ; x_4]$, une décharge de l'adhérence est supposée s'opérer pour devenir nulle ;

- dans l'intervalle $[x_2 ; x_3]$, une décharge s'effectue d'une manière élastique avec une forte raideur jusqu'à la contrainte de frottement négative ($-\tau_3$) et le glissement diminue pour atteindre la courbe enveloppe réduite ($d = 0,1$) dans le sens négatif et se stabiliser pour $-\tau'(l_0)$;
- dans l'intervalle $[x_1 ; x_2]$, à droite de la fissure 3, une décharge et une recharge de l'adhérence (sans s'annuler) s'effectue jusqu'à atteindre la valeur $\tau'(l_0)$ correspondant à la longueur d'introduction effective l_{al} avec un facteur d'endommagement $d = 0,1$.

Pour ce dernier cas, avec $D = 1 - d$, on aura à la fissure i ($i > \gamma/2$) un glissement sur la longueur l_{al} (figure 1) :

$$g_{l_{al}} = \theta'^{1/(1-\alpha)} l_{al}^{2/(1-\alpha)}$$

$$\text{où } \theta' = D \theta, \beta'_1 = D \beta_1^2, k'_1 = D k_1, \tau'_1 = D \tau_1$$

$$\text{et } l_{al} = (1-\delta) \lambda_1 / 2,$$

aussi, avec la relation 16, l'allongement relatif fictif ε_{sfal} , correspondant à la longueur d'introduction effective l_{al} , après endommagement de l'adhérence vaut :

$$\varepsilon_{sfal} = \frac{2}{(1-\alpha)} \theta'^{1/(1-\alpha)} l_{al}^{(1+\alpha)/(1-\alpha)} = D^{1/(1-\alpha)} \left(\frac{\mu}{2}\right)^{(1+\alpha)/(1-\alpha)} \varepsilon_{sry} \quad (33)$$

Dans ce cas, le glissement total s'écrit après redistribution des efforts (valable aussi de part et d'autre de la fissure 6 et à gauche de la fissure 1) :

$$g_{al} = \varepsilon_{sf} l_{a0} + \theta'^{1/(1-\alpha)} l_{al}^{2/(1-\alpha)} + (\varepsilon_{sf} - \varepsilon_{sfal}) l_{al} \quad (34)$$

Le dernier terme de cette équation représente « l'énergie cédée » par le béton tendu sur la longueur d'introduction effective l_{al} et reprise, ainsi, par l'acier (voir figure 6). Après simplification, l'ouverture de fissure s'écrit :

$$w_{al} = 2g_{al} = \lambda_1 \varepsilon_{sf} - A_{al} \quad \text{où } A_{al} = \frac{(1+\alpha)(1-\delta)}{2} \lambda_1 \varepsilon_{sfal} \quad (35)$$

L'ouverture maximale des fissures en phase de propagation est donc donnée par l'effort correspondant à la dernière fis-

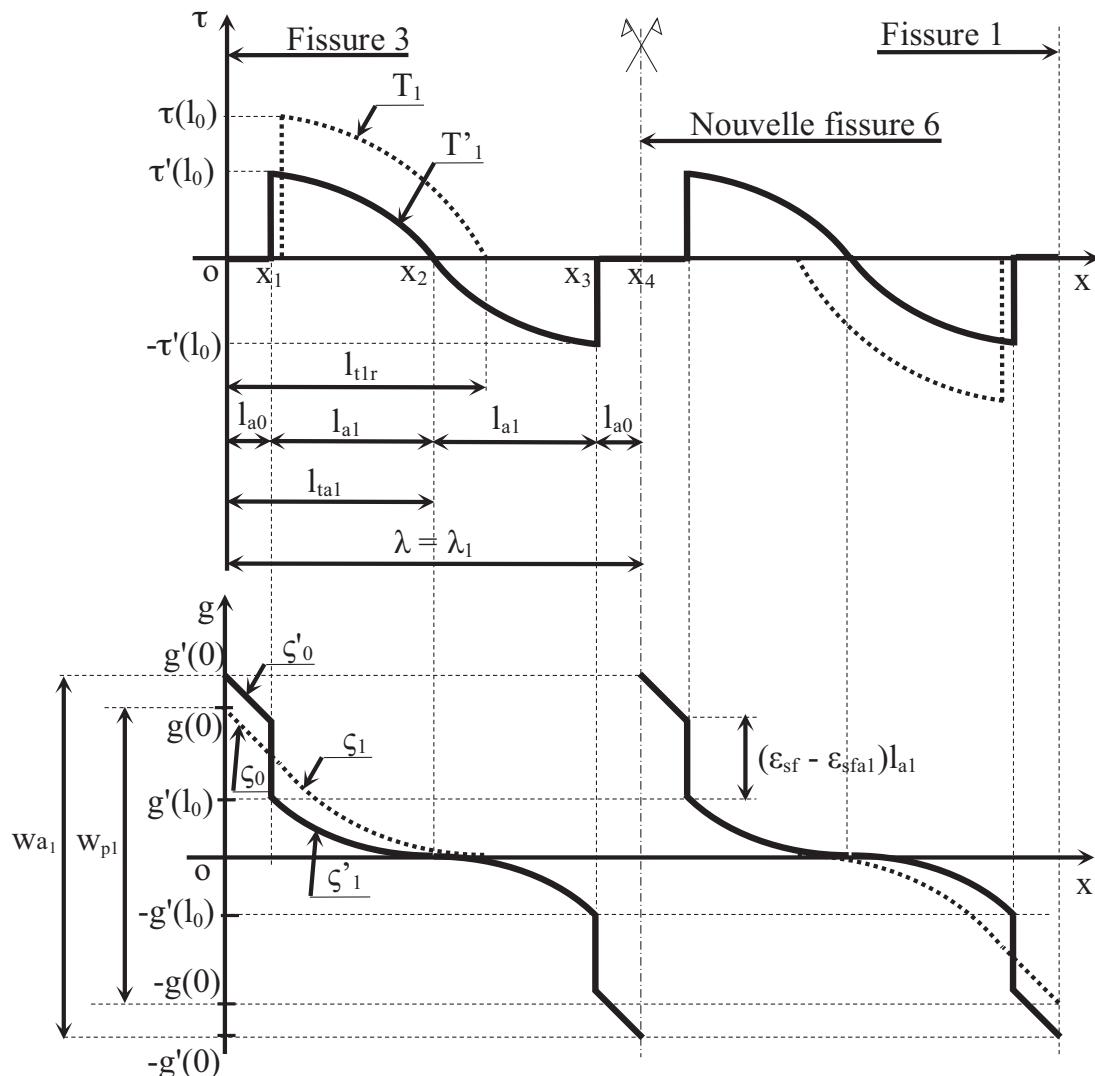


Figure 5 : Redistribution des efforts : glissement et adhérence quand $\varepsilon_{sr} \leq \varepsilon_{sf1}$

sure. Il suffit de remplacer dans l'équation (35), ε_{sf} par ε_{sr} ($= \eta \varepsilon_{sr}$).

4.1.2. Ouvertures des fissures quand $\varepsilon_{sf} \leq \varepsilon_{sr} \leq \varepsilon_{sf2}$

Ici, $\lambda_2 = l_{t2r\gamma}$ avec :

$$l_{tr\gamma} = l_{t2r\gamma} = l_{0r\gamma} + l_{2r\gamma} + l_{g1} = \frac{1}{(1 - \delta)} (l_{2r\gamma} + l_{g1})$$

La longueur l_{g1} est déterminée par la relation (15) en faisant :

$$l_{g1} = \sqrt{\frac{g_1(1-\alpha)}{\theta}} = \frac{1}{(1-\alpha)} \sqrt{2(1+\alpha) \frac{g_1}{\beta_2}} \quad (36)$$

Avec l'expression (21), on déduit pour $g_1 \leq g(l_0) \leq g_2$:

$$\frac{dg}{dx}_{X=l_2} = -\varepsilon_{sf1} = \beta_2 l_2 - \varepsilon_{sf} \text{ et } \varepsilon_{sf} = \varepsilon_{sf1} + \beta_2 l_2 \quad (37)$$

En s'aidant de la relation (17), l'allongement relatif de l'acier ε_{sf} correspondant à $g(l_0) = g_1$ est :

$$\varepsilon_{sf1} = \frac{2}{(1-\alpha)} \frac{g_1}{l_{g1}} \quad (38)$$

On trouve, ainsi, la longueur $l_{t2r\gamma}$ et on peut calculer λ_2 .

$$l_{t2r\gamma} = \frac{(\varepsilon_{sr\gamma} - \varepsilon_{sf1})}{\beta_2} \quad (39)$$

4.1.2.1. Cas où la longueur d'introduction peut se développer

Quand la longueur d'introduction peut se développer (ici pour $i < \gamma/2$), l'ouverture de la fissure, en utilisant la relation (22), s'écrit :

$$w_{p2} = 2 g_{l_2} = 2 \left[\varepsilon_{sf} l_0 + g_1 + \varepsilon_{sf1} l_2 + \beta_2 \frac{l_2^2}{2} \right] \text{ où } l_2 = \frac{(\varepsilon_{sf} - \varepsilon_{sf1})}{\beta_2}$$

et après simplification, on obtient une expression du second degré en ε_{sf} .

$$w_{p2} = A_{p2} \varepsilon_{sf}^2 + B_{p2} \varepsilon_{sf} + C_{p2} \quad (40)$$

$$\text{avec } A_{p2} = \frac{1}{\beta_2} \frac{1+\delta}{1-\delta}, B_{p2} = \frac{4\alpha}{1-\alpha} \frac{\delta}{1-\delta} \frac{\varepsilon_{sf1}}{\beta_2} \text{ et } C_{p2} = \frac{2\alpha}{1+\alpha} g_1.$$

4.1.2.2. Cas où la longueur d'introduction ne peut se développer

Dans ce cas, on compare les longueurs l'_{g1} ($= l_{g1}/D^{0.5}$) et λ_2 ($(1-\delta)/2$); deux cas peuvent être envisagés (figure 6).

- cas 1 (figure 6b) : $l'_{g1} \geq \lambda_2 (1-\delta)/2$

On a ici $\tau(l_0) < \tau_i$, on retrouve alors l'expression (35) en remplaçant λ_1 par λ_2 ,

$$w_{a1} = 2 g_{a1} = \lambda_2 \varepsilon_{sf} - A_{a1} \text{ où } A_{a1} =$$

$$\lambda_2 (1+\alpha) (1-\delta) \varepsilon_{sf1} \text{ et } l_{a1} = \frac{\lambda_2}{2} (1-\delta).$$

- cas 2 (figure 6c) : $l'_{g1} < \lambda_2 (1-\delta)/2$

La longueur d'introduction totale est l_{ta2} , avec le même raisonnement que la sous section 4.1.1.2, l'allongement relatif fictif ε_{sf2} , correspondant à la longueur d'introduction effective ($l_{a2} + l'_{g1}$) après endommagement de l'adhérence en utilisant la relation (37), vaut :

$$\varepsilon_{sf2} = \varepsilon'_{sf1} + \beta'_2 l_{a2} \quad (41)$$

$$\text{où } \beta'_2 = D \beta_2 \quad l_{a2} = \frac{\lambda_2}{2} (1-\delta) - l'_{g1}, \quad l'_{g1} = \frac{l_{g1}}{\sqrt{D}} \text{ et } \varepsilon'_{sf1} = \sqrt{D} \varepsilon_{sf1}$$

Après redistribution des efforts, le glissement total et l'ouverture de fissure s'écrivent :

$$g_{a2} = \varepsilon_{sf} l_{a0} + g_1 + \varepsilon'_{sf1} l_{a2} + \beta'_2 \frac{l_{a2}^2}{2} + (\varepsilon_{sf} - \varepsilon_{sf2}) (l_{a2} + l'_{g1}) \quad (42)$$

$$w_{a2} = 2 g_{a2} = \lambda_2 \varepsilon_{sf} - A_{a2}$$

$$\text{où } A_{a2} = \varepsilon_{sf2} l'_{g1} + \beta'_2 l_{a2} - 2 g_1 = \frac{2(1+\alpha)}{(1-\alpha)} g_1 + \beta'_2 l_{a2} (l_{a2} + 2 l'_{g1})$$

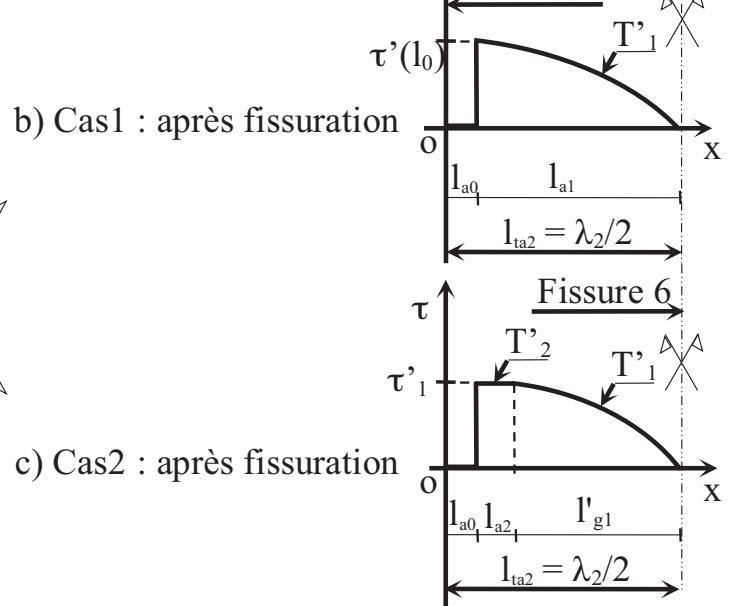
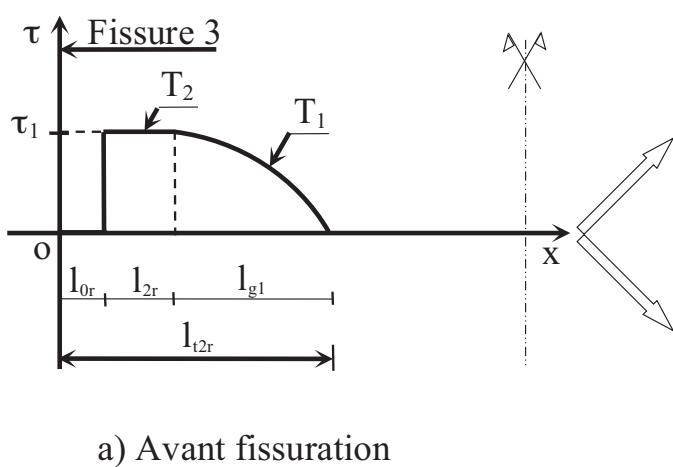


Figure 6 : Adhérence avant et après redistribution des efforts, cas : $\varepsilon_{sf1} \leq \varepsilon_{sr} \leq \varepsilon_{sf2}$

4.1.3. Ouvertures des fissures quand $\varepsilon_{sf2} \leq \varepsilon_{sr} \leq \varepsilon_{sy}$

A la stabilisation des fissures, on a : $\lambda_3 = \mu l_{tr\gamma}$ avec :

$$l_{tr\gamma} = l_{t3r\gamma} = l_{0r\gamma} + l_{3r\gamma} + l_{g2} + l_{g1} = \frac{1}{(1-\delta)} (l_{3r\gamma} + l_{g1} + l_{g2})$$

On détermine l_{g1} avec la relation (36). En faisant $l_2 = l_{g2}$ dans la relation (21) pour $g(x)_{x=0} = g_2$, aussi $\varepsilon_{sf2} = \varepsilon_{sf1} + \beta_2 l_{g2}$, on obtient l'expression :

$$\beta_2 \frac{l_{g2}^2}{2} + \varepsilon_{sf1} l_{g2} - (g_2 - g_1) = 0$$

cette équation du second degré en l_{g2} admet pour solution :

$$l_{g2} = \frac{1}{\beta_2} \left[-\varepsilon_{sf1} + \sqrt{\varepsilon_{sf1}^2 + 2\beta_2(g_2 - g_1)} \right] \quad (43)$$

Après déduction de l_{g2} , avec la relation (25), on peut exprimer l'allongement relatif de l'acier au droit de la fissure en fonction de ε_{sf2} et l_3 , en écrivant $\frac{dg}{dX}_{X=l_3} = -\varepsilon_{sf}$ et pour $\varepsilon_{sr\gamma}$:

$$\varepsilon_{sr\gamma} = \varepsilon_{sf2} \cos(\beta_3 l_{3r\gamma}) + \frac{\beta_2}{\beta_3} \sin(\beta_3 l_{3r\gamma}) \quad (44)$$

En exprimant $\cos(\beta_3 l_{3r\gamma})$ et $\sin(\beta_3 l_{3r\gamma})$ en fonction de $\operatorname{tg}(\beta_3 l_{3r\gamma}/2)$, la résolution de cette dernière équation donne :

$$l_{3r\gamma} = \frac{2}{\beta_3} \operatorname{arctg} \left\{ \frac{1}{(\varepsilon_{sr\gamma} + \varepsilon_{sf2})} \left[\frac{\beta_2}{\beta_3} - \sqrt{\left(\frac{\beta_2}{\beta_3} \right)^2 - (\varepsilon_{sr\gamma}^2 - \varepsilon_{sf2}^2)} \right] \right\} \quad (45)$$

Avec cette dernière valeur, l'espacement moyen des fissures est : $\lambda = \lambda_3$.

4.1.3.1. Cas où la longueur d'introduction peut se développer

En utilisant la relation (45) pour déterminer l_3 correspondant à ε_{sf} et la relation (26) relative au glissement, la largeur de la fissure est exprimée par une expression complexe et trigonométrique suivante :

$$w_{p3} = 2g_{l3} = 2\varepsilon_{sf} \left[l_0 + \frac{\operatorname{tg}(\beta_3 l_3)}{\beta_3} \right] - \frac{2\beta_2}{\beta_3^2} \left[\frac{1}{\cos(\beta_3 l_3)} - 1 \right] + 2g_2 \quad (46)$$

$$\text{où } l_0 = \frac{\delta}{(1-\delta)} (l_3 + l_{g1} + l_{g2})$$

4.1.3.2. Cas où la longueur d'introduction ne peut se développer

Après redistribution des efforts, quand $i > \gamma/2$, trois cas peuvent être considérés :

- cas 1 : $l'_{g1} \geq \lambda_3 (1-\delta)/2$

Cette situation est identique à celle présentée à la sous section 4.1.2.2 (figure 6b) en substituant λ_3 à λ_2 .

$$-w_{a1} = 2g_{a3} = \lambda_3 \varepsilon_{sf} - A_{a1} \text{ où } A_{a1} = \lambda_3 (1+\alpha)(1-\delta) \varepsilon_{sf1}$$

$$\text{avec } l_{a1} = \frac{\lambda_3}{2} (1-\delta),$$

- cas 2 : $l'_{g1} < \lambda_3 (1-\delta)/2 \leq l'_{g1} + l'_{g2}$ où $l'_{g2} = l_{g2}/D^{0.5}$

Cette condition est montrée à la sous section 4.1.2.2 figure 6c avec λ_2 à remplacer par λ_3 .

$$w_{a2} = 2g_{a2} = \lambda_3 \varepsilon_{sf} - A_{a2} \text{ avec } l_{a2} = \frac{\lambda_3}{2} (1-\delta) - l'_{g1}$$

- cas 3 : $l'_{g1} + l'_{g2} < \lambda_3 (1-\delta)/2 \leq l'_{g1} + l'_{g3}$

En faisant dans (25) $g(0)_{l_{3r\gamma}=g_3} = g_3$, il vient :

$$g(0) = g_3 = g_2 + \frac{\beta_2}{\beta_3^2} + \frac{\varepsilon_{sf3}}{\beta_3} \frac{\sin(\beta_3 l_{g3})}{\cos(\beta_3 l_{g3})} - \frac{\beta_2}{\beta_3^2} \frac{1}{\cos(\beta_3 l_{g3})}$$

avec l'expression (44), on remplace ε_{sf3} par :

$$\varepsilon_{sf3} = \varepsilon_{sf2} \cos(\beta_3 l_{g3}) + \frac{\beta_2}{\beta_3} \sin(\beta_3 l_{g3})$$

on obtient ainsi l'équation en l_{g3} (ou en l'_{g3}) ainsi que leur solution :

$$\frac{\beta_2}{\beta_3^2} \cos(\beta_3 l_{g3}) - \frac{\varepsilon_{sf2}}{\beta_3} \sin(\beta_3 l_{g3}) + g_3 - g_2 - \frac{\beta_2}{\beta_3^2} = 0$$

$$l_{g3} \text{ (ou } l'_{g3}) = \frac{2}{\sqrt{b} \beta_3} \operatorname{arctg} \quad (47)$$

$$\left\{ \frac{b k_3}{g_3 - g_2} \left[-\frac{\varepsilon_{sf2}}{\beta_3} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{sf2}}{\beta_3} \right)^2 + \frac{(g_3 - g_2)(\tau_1 + \tau_3)}{k_3}} \right] \right\}$$

où $b = 1$ pour l_{g3} et $b = D$ pour l'_{g3}

Après endommagement de l'adhérence (figure 7), l'allongement relatif fictif ε_{sfa3} correspondant à la longueur d'introduction effective ($l_{a3} + l'_{g2} + l'_{g1}$) s'écrit :

$$\varepsilon_{sfa3} = \varepsilon'_{sf2} \cos(\beta'_3 l_{a3}) + \frac{\beta'_2}{\beta'_3} \sin(\beta'_3 l_{a3}) \quad (48)$$

$$\text{où } \beta'_3 = \sqrt{D} \beta_3, l_{a3} = \frac{\lambda_3}{2} (1-\delta) - l'_{g1} - l'_{g2}$$

Le glissement total, après redistribution des efforts, est :

$$g_{a3} = \varepsilon_{sf} l_{a0} + g_2 + \frac{\beta'_2}{\beta'_3^2} + \frac{\varepsilon_{sfa3}}{\beta'_3} \operatorname{tg}(\beta'_3 l_{a3}) - \frac{1}{\beta'_3^2 \cos(\beta'_3 l_{a3})} + (\varepsilon_{sf} - \varepsilon_{sfa3})(l_{ta3} - l_{a0})$$

La largeur de la fissure i vaut :

$$w_{a3} = 2g_{a3} = \lambda_3 \varepsilon_{sf} - A_{a3}$$

$$\text{où } A_{a3} = \varepsilon_{sfa3} \left[(1-\delta) \lambda_3 + \frac{2 \operatorname{tg}(\beta'_3 l_{a3})}{\beta'_3} \right] + \frac{2\beta'_2}{\beta'_3^2} \left[\frac{1}{\cos(\beta'_3 l_{a3})} - 1 \right] - 2g_2 \quad (49)$$

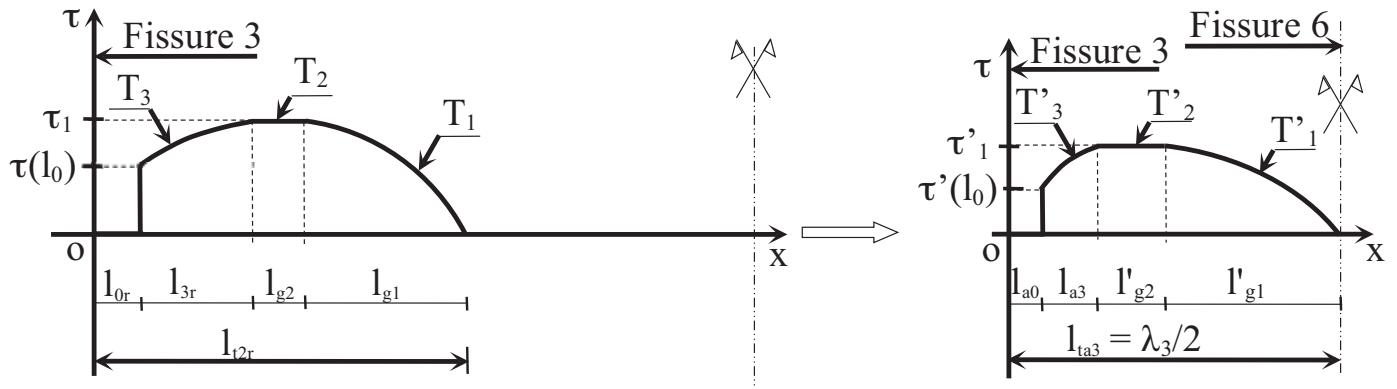
4.2. Phase de stabilisation des fissures

Durant cette phase, il n'y a plus d'apparition de nouvelles fissures principales et l'espacement moyen entre deux fissures consécutives est égal à : $\lambda = \lambda_3 = \mu l_{tr\gamma} = 2l_{taj}$.

Avec l'allongement relatif fictif de l'acier ε_{sfaj} au droit de la fissure ; c'est-à-dire le niveau de chargement correspondant au développement de la longueur d'introduction l_{taj} (selon le cas $j=1$ à 3) et après la stabilisation des fissures principales, on peut écrire avec un indice s :

$$w_{sj} = w_{aj} + \lambda_j (\varepsilon_{sf} - \varepsilon_{sr\gamma}) \text{ pour } \varepsilon_{sf} > \varepsilon_{sr\gamma} \quad (50)$$

Les différentes expressions d'ouverture de fissure à la dernière fissure principale w_{aj} (selon le cas $j=1$ à 3) sont don-



a) Avant fissuration

b) Cas 3 : après fissuration

Figure 7 : Adhérence avant et après redistribution des efforts, cas : $\varepsilon_{sf2} \leq \varepsilon_{sr} \leq \varepsilon_{sf3}$

nées, respectivement, par les relations (35), (42) et (49) et ce en remplaçant ε_{sf} par ε_{sry} .

armé soumis à un effort de traction N_t est illustré à la figure 8.

4.3. Organigramme de calcul de l'ouverture des fissures

Un organigramme résumant les différentes étapes pour déterminer l'ouverture de la fissure dans un tirant en béton

5. APPLICATIONS

Les notations principales utilisées dans le texte sont répertoriées dans le tableau 4 présenté en annexe.

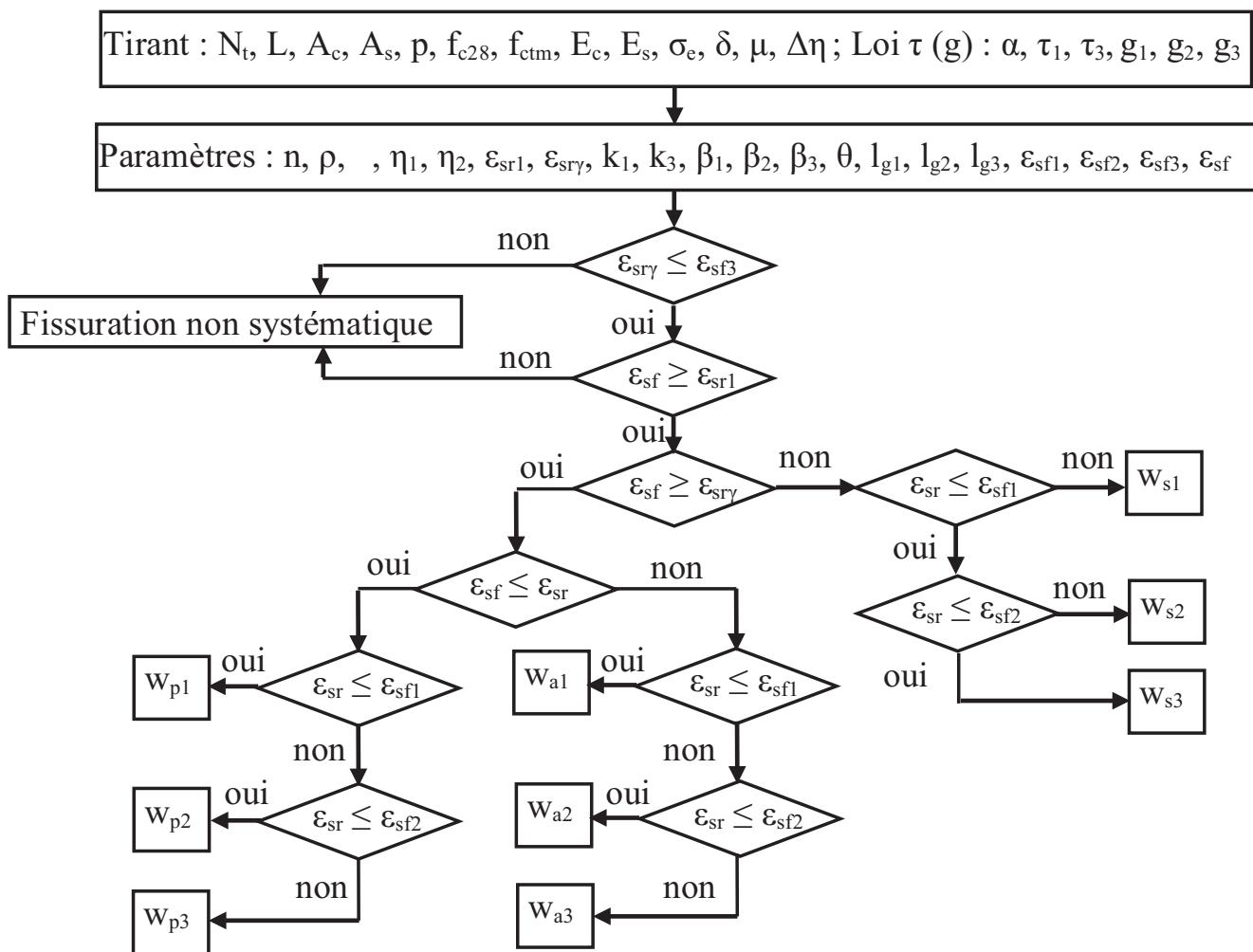


Figure 8 : Organigramme de calcul de l'ouverture des fissures

5.1. Exemples théoriques

On considère un tirant en béton armé de la figure 2 supposé de section droite carré, armé d'une barre d'acier centrée de diamètre nominal Φ . La longueur L_γ de calcul du tirant et le nombre de fissures considérés sont déterminés par le nombre entier d'espacement moyen de fissures λ que l'on peut avoir dans le tirant. La longueur restante ($L - L_\gamma$) est partagée en deux espacements d'environ [10], [14]. Deux exemples sont traités et les caractéristiques sont données au tableau 1.

5.1.1. Exemple 1

Les caractéristiques de ce tirant ont été choisies afin de décrire toutes les phases de la section 3, c'est-à-dire pas d'apparition de fissures mais mise en évidence du glissement entre l'acier et le béton ainsi que la variation de l'adhérence le long de la longueur d'introduction. Les résultats sous formes de graphes sont illustrés figure 9.

5.1.1. Exemple 2

Ce deuxième exemple de tirant, après le calcul de λ , est pris avec une longueur de 2190 mm pour représenter les

sept fissures de la figure 4. La première fissure apparaît pour $\sigma_{sf} = 159$ MPa ($N_t = 18$ kN) et la dernière fissure principale pour $\sigma_{sf} = 215$ MPa ($N_t = 24,3$ kN). Ici, on a le cas 1 ($\varepsilon_{sr} < \varepsilon_{sf}$). L'apparition des fissures et leur évolution selon le niveau de contrainte sont présentées conformément à l'étude présentée ci-dessus (figure 10a).

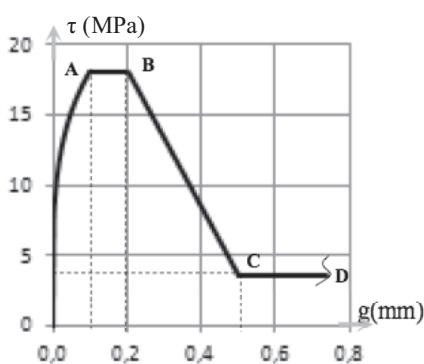
La figure 10b illustre la comparaison, pour un niveau de contrainte correspondant à la dernière fissure, entre le cas où la longueur d'introduction peut se développer (w_{ply}) et le cas où elle ne le peut pas (w_{aly}). On remarque dans ce cas, l'ouverture w_{aly} est supérieure à w_{ply} pour différentes valeurs de α et μ .

5.2. Exemples d'essais

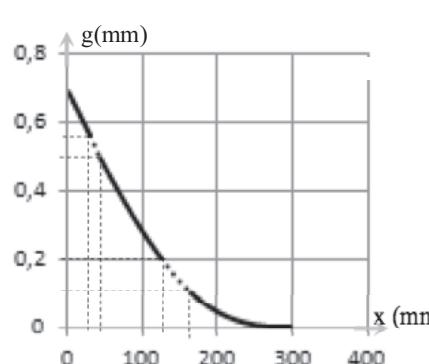
Bernadi et al.[2] ont présenté plusieurs essais réalisés sur des tirants en béton armé soumis à une force de traction monotone croissante. La confrontation est menée ici avec deux de ces tirants (100 x 200 x 2000) armés chacun avec une seule barre, de diamètre 12 mm, centrée à haute adhérence ($Q = 1,13\%$). La résistance du béton à la traction est obtenue par fendage (f_{ct}). Les autres caractéristiques sont données tableau 2.

Exemple	A_c (mm ²)	Φ (mm)	A_s (mm ²)	p (mm)	f_{c28} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)	E_s (GPa)	σ_e (MPa)
1	40000	14	153,9	43,98	81	4,5	42	212	920
2	10000	12	113,1	37,7	30	2	33	200	500
Exemple	τ_1 (MPa)	τ_3 (MPa)	α	g_1 (mm)	g_2 (mm)	g_3 (mm)	δ	μ	$\Delta\eta$
1	18	3,6	0,25	0,1	0,2	0,5	0,1	-	-
2	11	2,19	0,3	0,3	0,9	3,6	0,1	1,5	$\pm 15\%$

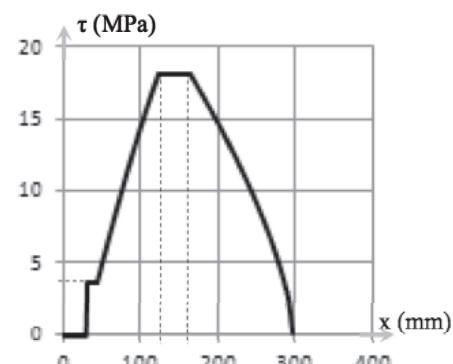
Tableau 1 : Caractéristiques des tirants et des lois (g) : exemples 1 et 2



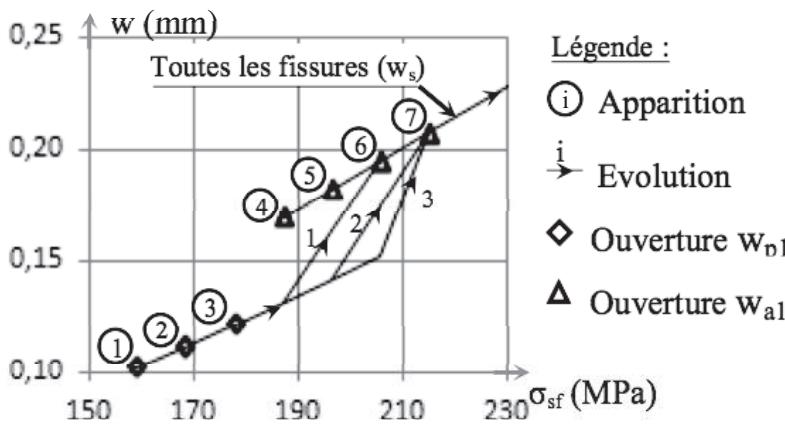
a) Loi adhérence- glissement $\tau(g)$



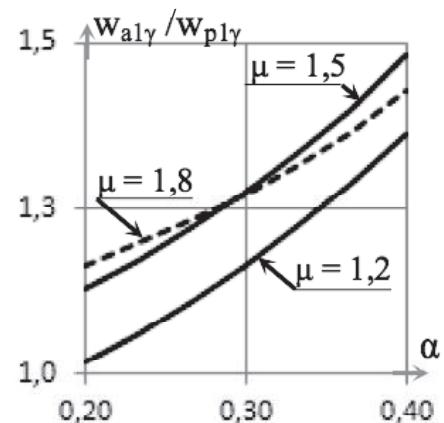
b) Variation du glissement $g(x)$



c) Variation de l'adhérence $\tau(x)$



a) Apparition et évolution des fissures



b) Variation de $w_{p1\gamma} / w_{a1\gamma}$ en fonction de α et μ

Figure 10 : Exemple 2, apparition des fissures et variation de $w_{a1\gamma} / w_{p1\gamma}$

Tirant	A_c (mm^2)	E_c (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_c (MPa)	λ_m (mm)	A_s (mm^2)	E_s (GPa)	σ_e (MPa)	σ_{sr1} (MPa)
M50	10000	37	52	3,7	173	113,1	205	544	230
M80		42	85	5,8	175				300

Tableau 2 : Caractéristiques des tirants M40 et M80 [2]

L'espacement moyen des fissures (λ_m) et la contrainte de traction d'apparition des premières fissures (σ_{sr1}) observées sont utilisés avec la relation (31) pour estimer la valeur caractéristique g_1 de la loi $\tau(g)$ et la résistance moyenne de traction effective du béton f_{ctm} .

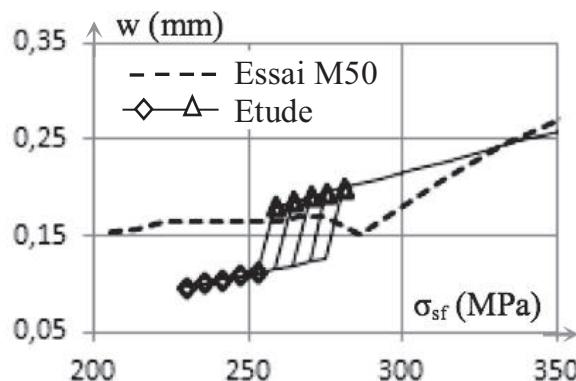
Pour les deux tirants, on a $\varepsilon_{sr\gamma} < \varepsilon_{sf1}$, ce qui correspond au premier cas de la sous-section 4.1.1.2. Avec l'espacement moyen des fissures connu, la valeur de μ est prise égale à 1,5. On prend $a = 2,5$; $\delta = 0,1$; $\alpha = 0,3$; $\Delta\eta = 0,1\%$, $D = 0,9$.

Les paramètres de calcul, quelques valeurs intermédiaires et l'ouverture de la première (w_{p11}) et de la dernière fissure ($w_{a1\gamma}$) sont présentés tableau 3. Les prédictions d'ouverture de fissures à l'aide des méthodes de calcul proposées ont été comparées aux essais et les résultats sont présentés figure 11.

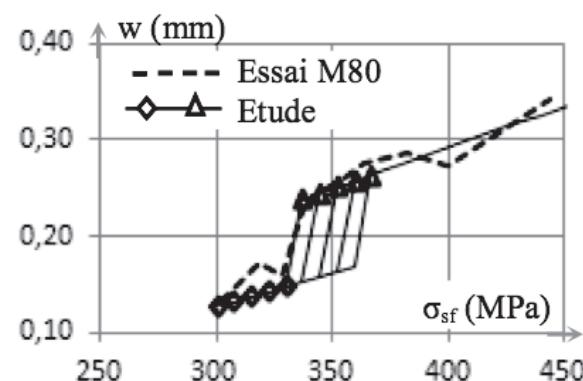
On remarque que les fuseaux de fissures calculés (apparition et évolution des ouvertures) enveloppent l'apparition des premières fissures des essais (phase de propagation) et au-delà, à la stabilisation des fissures, l'ouverture de ces fissures varie linéairement (essais et calculs).

Tirant	τ_1 (MPa)	$\varepsilon_{sr\gamma} (10^{-3})$	g_1 (mm)	$\varepsilon_{sf1} (10^{-3})$	L_γ (mm)	γ	f_{ctm} (MPa)	w_{p11} (mm)	$w_{a1\gamma}$ (mm)
M50	18,03	1,37	0,111	2,30	1903	10	2,75	0,096	0,200
M80	23,05	1,79	0,139	2,91	1925	10	3,61	0,127	0,263

Tableau 3 : Quelques valeurs et résultats selon la présente étude, des tirants M40 et M80 [2]



a) Apparition et évolution des fissures essai M50



b) Apparition et évolution des fissures essai M80

Figure 11 : Confrontation $w = f(\sigma_f)$ présente étude avec essais Bernadi et al. [2]

6. CONCLUSION

Les trois principales hypothèses supposées dans ce présent article (zone perturbée, apparition des fissures et variation de la contrainte de traction effective du béton) reprennent la moyenne des observations faites par différents chercheurs sur ce sujet.

Les relations proposées pour l'estimation d'ouverture de fissures peuvent paraître, à priori, assez fastidieuse. Elles tiennent compte en effet de tous les paramètres (les différents règlements proposent plutôt des expressions simplifiées) concernant les matériaux (acier et béton) et de la loi adhérence – glissement. Cependant, la programmation rend leur utilisation aisée et permet de rendre compte du comportement réel d'un « tirant » en béton armé.

La valeur de l'ouverture de fissure, là où la longueur d'introduction ne peut plus se développer et à la stabilisation des fissures principales (expressions w_{aj} et w_{sj}), varie linéairement en fonction du niveau de contrainte.

Pour toutes choses égales, par ailleurs, et pour un même niveau de contrainte, l'ouverture de la fissure est moins importante si la longueur d'introduction (adhérence mobilisée) est effective.

À la stabilisation des fissures, l'ouverture de la fissure est d'autant plus grande que la somme des distances aux fissures qui lui sont adjacentes est plus petite. L'Eurocode 2 [7] utilise la relation (1) avec λ_{max} pour calculer l'ouverture des fissures, ce qui n'est pas évident comme montré ici, en effet on remarque que le deuxième terme de cette expression augmente si l'espacement des fissures diminue (ϵ_{sm} augmente et ϵ_{cm} diminue).

Si le pourcentage d'armature est relativement faible, avec une variation de la résistance effective du béton le long du « tirant » de plus ou moins 15% (comme montré dans l'exemple 2 et les tirants M40 et M80 avec $q = 1,13\%$), la phase de propagation des fissures peut s'étendre sur une grande plage de chargement après la première fissure. En pratique, des éléments fissurés peuvent être en permanence en phase de propagation.

7. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Balazs G. L., « Cracking analysis based on slip and bond stresses », ACI Materials Journal, July-August 1993, vol. 90, n° 4, p. 340-348.

- [2] Bernadi S., Mesureur B., Rivillon P., Lorrain M., Maurel O., Seffo M., « Fissuration de tirants en bétons de hautes performances », Annales de l'I.T.B.P.T.P., p. 5-15, Juillet-Aout 1999.
- [3] Brice M.L.P., « Idées générales sur la fissuration du béton armé et du béton précontraint ». Annales de l'I.T.B.P.T.P., n° 198, juin 1964.
- [4] CEB93, « Comité Euro -international du Béton/Fédération Internationale de la Précontrainte - CEB-FIP Model Code 1990 », Final version published by Thomas Telford Ltd., London, 465 p., 1993.
- [5] Chaussin R., « Bases de la théorie de la fissuration, Fissuration et durabilité du béton », Revue Française de Génie Civil, vol. 2, n° 2/1998, p. 243-254.
- [6] Eligehausen R., Popov E. P., Bertero V. V., « Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations », University of California, Berkeley, U.S.A., 1983, report N° UCB/EERC-83/23.
- [7] Eurocode2, « Norme Européenne, EN 1992-1-1, Version Française, Calcul des structures en béton – Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments », ENV 1992-1-1, Décembre 2004.
- [8] Fouré B., Martins P. C. de R., Hoang L. H., « Problèmes de sécurité à rupture et de modélisation du comportement des poutres en béton à précontraintes extérieures », Annales de l'ITBTP, Série B278, février 1991.
- [9] Fleury F., « Prédiction du comportement des structures en béton armé sous sollicitations sismiques ; proposition d'un modèle global de noeud d'ossature intégrant le comportement de la liaison acier/béton », Thèse de Docteur d'université (spécialité génie civil), Université Blaise Pascal – Clermont II, France, 1996.
- [10] Robinson J. R., Morisset A., « Paramètres fondamentaux de la fissuration des tirants en béton armé », Annales de l'I.T.B.P.T.P., n° 254, Février 1969.
- [11] Saad M., Kachi M.S., Bouafia Y., Muller P., Fouré B., « Influence du pourcentage d'acier sur le comportement du béton tendu fissuré - Calcul de l'ouverture des fissures par le biais de « l'acier fictif » », E.J.E.C.E., European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 14, n° 3, pp. 303-327, 2010.
- [12] Saad M., « Influence du pourcentage d'acier sur le comportement post - fissuration du béton armé en traction », Thèse de Doctorat, Spécialité : Génie-Civil, Laboratoire LaMoMS, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2011.
- [13] Tassios T. P., Yannopoulos J., « Etude analytique sur l'adhérence acier-béton et la fissuration du béton armé sous charges cycliques », Annales de l'I.T.B.P.T.P., n° 393, Avril 1981.
- [14] Williams A., « Tests on large reinforced concrete elements subjected to direct tension », Cement and Concrete Association, Technical Report 562, April 1986

ANNEXE : NOTATIONS PRINCIPALES

Symbole :	Définition
d :	Facteur d'endommagement de l'adhérence, ($D = 1 - d$)
f_{ek} ($= f_{c28}$):	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre (28 jours)
f_{cm} :	Résistance moyenne à la compression du béton sur cylindre
f_{ctm} :	Résistance (moyenne) à la traction effective du béton
g :	glissement entre l'acier et le béton $g = u_c - u_s$
g_{aj} :	Glissement total après redistribution des efforts selon le cas ($j = 1 \text{ à } 3$)
n :	Coefficient d'équivalence $n = E_s/E_c$
$l_0 (l_{0j}, l_{0aj})$:	($= \delta l$) Longueur de la zone perturbée de part et d'autre d'une fissure
$l_t (l_{tj}, l_{taj})$:	Longueur d'introduction totale (respectivement si elle peut se développer ou non)
p :	Périmètre utile de la section d'acier
u_s, u_c :	Respectivement, allongement de l'acier et du béton
w :	Valeur de l'ouverture de fissure
w_{pj} :	Ouverture de la fissure quand la longueur d'introduction peut se développer, cas j
w_{aj} :	Ouverture de la fissure quand la longueur d'introduction ne peut se développer, cas j
w_{sj} :	Ouverture de la fissure à la stabilisation des fissures
A_s, A_c :	Respectivement section d'acier tendu et section du tirant
E_s, E_c :	Respectivement module d'élasticité du béton et module d'élasticité de l'acier
L, L_γ :	Respectivement, longueur totale et longueur de calcul du tirant
N_t :	Effort de traction sur la section d'acier nu du tirant
γ :	Nombre de fissures principales sur la longueur de calcul du tirant L_γ
$\varepsilon_c, \varepsilon_s$:	Respectivement, allongement relatif de l'acier et du béton
ε_{sf} :	Allongement relatif de l'acier au droit de la fissure
ε_{sr} :	Allongement relatif de l'acier au droit de la fissure correspondant à f_{ctm}
ε_{sri} :	Allongement relatif de l'acier au droit de la fissure correspondant à la fissure i
ε_{sfaj} :	Allongement relatif fictif de l'acier au droit de la fissure correspondant à l_{taj}
$\lambda (\lambda_j)$:	Espacement moyen entre deux fissures consécutives
q :	Pourcentage d'acier dans la section droite du tirant ($q = A_s / A_c$)
σ_s, σ_c :	Contraintes normales, respectivement, dans l'acier et le béton
σ_{sf} :	Contrainte normale de l'acier au droit de la fissure
σ_{cri} :	Contrainte normale du béton correspondant à la fissure i
σ_{sri} :	Contrainte normale de l'acier au droit de la fissure correspondant à la fissure i
τ :	Contrainte tangentielle d'adhérence entre l'acier et le béton

Tableau 4 : Notations principales utilisées dans la présente étude

annonces de colloques



UATI-UISF

Programme 2014

(Provisoire)

Toutes nos actions de coopération répondent à des besoins exprimés par des instances compétentes et doivent viser le développement technico-économique et sociétal. Dans nos interventions, nous privilégions les priorités de l'UNESCO et nous évitons les actions ponctuelles sans lendemain ou qui n'ont pas d'objectifs clairement définis. Elles sont organisées et menées en liaison avec nos réseaux régionaux et en collaboration avec nos partenaires locaux.

Pour mieux prendre en compte les priorités de l'UNESCO, nous affirmons notre volonté d'agir pleinement sur le plan international en intervenant pour nos opérations de développement à travers l'un ou l'autre des 2 groupements, soit l'UATI - UISF, soit l'UATI - ICEST* en fonction du contexte local. Le groupement UATI – ICEST est bilingue français-anglais.

1. Séminaire « **Liban – Auscultation et remise à niveau du bâti existant** », Paris, le 3 février 2014, organisé en partenariat avec la Chambre de Commerce Franco-Libanaise.
2. Table-ronde « **Remise à niveau du bâti existant** », Beyrouth, le 5 juin 2014, organisé dans le cadre du Pavillon de France au Salon Project Lebanon.
3. Séminaire « **Géotechnique routière et Conception des chaussées** », Ouagadougou, le 10 juin 2014, organisé dans le cadre des Assises de l'ALBTP – CGTA qui sont membres de l'UISF.
4. Colloque « **Prévention et Gestion des risques sismiques** », Rabat, le 29 octobre 2014, organisé par le Comité Marocain de Génie Sismique avec le concours de l'UISF.
5. Séminaire « *Les jeunes, acteurs du Développement Durable* », UNESCO, Paris, le 7 novembre 2014.
6. Conférence « **Éducation, Science et Technologie pour le Développement en Afrique - ESTDA** », UNESCO, Paris, Octobre-Novembre 2014.
7. Séminaire « **Éducation et Pauvreté – Projet HAÏTI** », UNESCO, Paris, décembre 2014, organisé en collaboration avec l'Association TECHNAP.

* ICEST: International Council for Education, Science and Technology

Génie Civil en transition...

17 et 18 mars 2015, ESTP - CACHAN

Nom : Prénom :
Société :
Fonction :
Adresse :
Télé : Fax :
E-mail :

Télé : Fax :
E-mail :

Je suis intéressé(e) par les journées GC'2015 et je souhaite des informations concernant :

- le programme
- l'inscription
- l'exposition technique

- j'ai l'intention de présenter un résumé
- j'ai l'intention de présenter un poster

Calendrier

Envoy des résumés	12 septembre 2014
Acceptation des résumés	22 octobre 2014
Envoy des articles	16 janvier 2015
Envoy des présentations	16 février 2015

INFORMATIONS PRATIQUES

La manifestation aura lieu dans les locaux de l'ESTP à Cachan, les 17 et 18 mars 2015.

Proposition de communications

Si vous souhaitez présenter une communication, votre résumé (300 mots) doit parvenir au secrétariat de l'AFGC (aafc@enpc.fr) avant le 12 septembre 2014 en précisant le ou les thèmes des conférences.

Exposition technique

Un espace d'exposition technique est proposé aux entreprises et industriels intéressés par la promotion de leur savoir-faire et de leurs produits.

Espace poster

Un espace poster est mis à disposition des chercheurs et des universitaires souhaitant présenter les résultats de leurs travaux en rapport avec le thème des conférences.

Comité technique et d'organisation

Président : Thierry Kretz

Vice-président : Bruno Godart

Membres : Nadjet Berrahou-Daoud, François Buyle-Bodin, Patrick Guiraud, Laurent Izoret, Jocelyne Jacob, Claude Le Quéré, Robert Le Roy, Michel Moussard, Christophe Raulet, Noël Richet, Sandra Rimey, Michel Royer-Muller, Claude Servant.

Droits d'inscription aux deux journées

Membres AFGC	400 € TTC
Non Membres AFGC	450 € TTC
Universitaires	150 € TTC

Ces tarifs comprennent l'accès à l'ensemble des conférences, les documents, les déjeuners et les pauses café, la soirée du 17 mars et les transferts en car.

CONTACTS

AFGC - 15 rue de la Fontaine au Roi, F-75011 PARIS
Tel : (33) 1 44 58 24 70 - Fax : (33) 1 44 58 24 79
jocelyne.jacob@wanadoo.fr
nadjet.berrahou@enpc.fr
www.aafc.asso.fr



GC'2015

Invitation préliminaire Appel à communications

Génie Civil en transition...

ESTP - CACHAN



Aciér
Construire
Communiquons le réflexe acier
www.construire.com

OBJECTIFS

La transition écologique dans laquelle s'engage la France est un nouveau modèle économique, environnemental et social, qui réinvente nos façons de travailler, produire, consommer et vivre ensemble. Elle implique une utilisation rationnelle et efficace vis-à-vis de toutes les ressources disponibles, et concerne notamment l'adaptation des transports et de l'aménagement des territoires, la sobriété en consommation d'eau, la gestion des déchets, la préservation de la biodiversité, la restauration des écosystèmes, l'économie circulaire, la moindre dépendance aux ressources rares.

La transition énergétique constitue l'une des composantes de la transition écologique. Elle traduit le passage d'une société fondée sur la consommation abondante d'énergies fossiles à une société de sobre consommation en énergie faiblement carbonnée. Elle est fondée sur le développement des énergies renouvelables ainsi que sur la recherche de l'efficacité énergétique qui met notamment l'accent sur la rénovation thermique des bâtiments. Elle va conduire à une évolution de nos modes de vie, de production d'énergie, de consommation, de transport ainsi que des services énergétiques nécessaires.

Les ouvrages de génie civil constituent un patrimoine essentiel de notre société et sont le support indispensable de la majeure partie de nos activités. A ce titre, ils représentent un élément clef pour l'engagement des transitions écologique et énergétique. Par ailleurs, ces ouvrages sont confrontés à des contraintes toujours plus fortes. Ils doivent répondre à de nouvelles attentes et évolutions en termes d'usage, de performance et de continuité d'exploitation, et aux demandes de plus en plus exigeantes des utilisateurs. En outre, ce patrimoine vieillit et des problématiques majeures apparaissent pour maintenir les ouvrages en bon état compte tenu de ces exigences qui rendent plus difficile le prolongement de leur durée de vie dans ce contexte de transition.

Les journées GC'2015 vont nous permettre d'analyser les réponses apportées par notre profession qui a toujours su démontrer son intelligence et sa capacité à relever les défis face à ces enjeux majeurs du développement durable de notre société.

THÈMES DES CONFÉRENCES

Les trois premières demi-journées seront consacrées aux conférences.

Les thèmes sont les suivants :

- Conception des structures et transition écologique (bio-diversité, trames verte et bleue, traitement des eaux, transparence hydraulique, développement ferroviaire, ...)
- Conception des structures et transition énergétique (éoliennes, barrages, structures nucléaires, ...)
- Eco-conception des structures
- Architecture et intégration paysagère (maîtrise de l'étalement urbain, densification des villes, utilisation de l'espace souterrain,...)
- Méthodes de construction atypiques
- Adaptation des ouvrages aux nouveaux usages (création de lignes de tramways, élargissement, ...)
- Diagnostic, investigations, évaluation
- Maintenance, réparation, déconstruction
- Matériaux renouvelables et recyclables (bois, bétons, acier, composites,...)
- Innovation et progrès dans les matériaux de génie civil (BFUP, aciers inoxydables, aciers autopatinables, bétons dépolluants, approche performante des bétons,...)
- Gestion et valorisation des déchets

La 4^{ème} demi-journée sera consacrée à la visite de réalisations d'ouvrages en Ile-de-France, illustrant le thème des journées GC'2015

75127 - PARIS CEDEX 11

15, rue de la Fontaine au Roi

AFGC



w w w . i a b s e . o r g

ALL STRUCTURES
ALL MATERIALS
WORLDWIDE

Preliminary Invitation and Call for Papers

Elegance in Structures

IABSE Conference
Nara, Japan

May 13-15, 2015



Mode Gakuen, Spiral Towers, Nagoya, Japan

photo: courtesy Nikken Sekkei Ltd.

Organised by
The Japanese Group of IABSE

Contents

- ALL MATERIALS
- 1_Introduction
- 2_Date and Place
- 3_Theme and Topics
- 4_Call for Papers
- 5_Publication
- Conference Format
- Participants
- Young Engineers Programme
- Time Schedule
- 6_Committees
- 8_Sponsorship and Commercial Exhibition
- Technical Visits
- Social Programme
- 9_About IABSE
- Further Information

Introduction

The IABSE Conference 'Elegance in Structures' will be held from May 13-15, 2015 in Nara, Japan.

IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineers), is one of the most prestigious international societies of structural engineering, with a history of over 80 years. It is also known as one of the largest international societies counting over 3,000 members.

We believe that the one of the most important features of the various things and systems nurtured in Japan are their delicate consideration and fine finishing. The theme of the conference 'Elegance in Structures', is based on this idea.

Elegance in structures does not only deal with the physical forms of structures, but more widely include elegant structural solutions to earthquakes and typhoons, elegant modeling of structures and elegant analytical procedures. We hope to welcome many guests from around the world to Nara and have a fruitful discussion, surrounded by ancient Japanese architecture.

Bell Tower (Shoro), Todaiji, Nara, Japan



1

Date and Place

Date: May 13-15, 2015.

Place: The conference will take place at the Nara Prefectural New Public Hall in Nara, Japan. www.shinkokaido.jp/en/



About the City of Nara

Nara is situated in the centre of Japan, which is a vertically long archipelago. Nara was the capital of Japan in the 8th century AD and a cultural centre, being the endpoint of the Silk Road. Nara is a city with many important cultural properties including Todaiji-temple, Horyu-ji temple, Heijyo-kyu etc. Small charming guest houses are also available at reasonable rates.

Higashi-Kobe Bridge, Kobe, Japan



(photo: courtesy Hanshin Expressway Company Ltd.)

2

Themes and Topics

Main Theme

The Main Theme of the conference is **Elegance in Structures**.
We welcome both academic contributions as well as case studies.

Sub-Themes

- *Elegant Structures:*
Buildings, bridges, other civil engineering structures
- *Historical Structures:*
Buildings, bridges, churches, temples, other civil engineering structures
- *Aesthetic Design:*
Shapes, color, lighting, materials, roles of architects and structural engineers, conceptual design, design competition
- *New Application of Materials to Structure:*
Glass, FRP, Aluminum, etc.
- *Innovations of Analysis, Design, and Construction:*
CAD, building information management, morphology, structural analysis, construction, monitoring
- *Smart Solutions to Mitigate Natural Disasters:*
Wind, earthquake, tsunami, flood, damage control
- *New Technological/Advances on Sustainability:*
Maintenance, durability, condition assessment, repair, rehabilitation, reinforcement, energy, recycle
- *New Structural Form*
Hybrid structures, cable supported structures, new isolation systems, space structures.

Call for Papers

Participants wishing to present a paper in accordance with the Theme and Topics are invited to submit an abstract no longer than 300 words in English using the template available on the Conference homepage at www.iabse.org/nara2015. The specific topics addressed by the paper should be indicated. The abstract must be submitted via the link on the web site. Other methods including hard copy, email or fax submissions will not be accepted.

Abstracts must be received before May 15, 2014.

Note that authors of accepted papers are expected to attend the conference.

Time Schedule

Deadline for Submission of Abstracts:	May 15, 2014
Notification to Authors (accept/reject):	July 30, 2014
Deadline for Submission of Full Papers:	October 30, 2014
Notification to authors (accept/reject):	January 15, 2015
Mailing of Final Invitation:	February 28, 2015
Conference Dates:	May 13-15, 2015

West Gate of Kumamoto Station, Kumamoto, Japan



(photo: courtesy Mitsuhiro Sato Architect and Associates)

Publication

The printed conference proceedings will contain two-page abstracts of all papers accepted by the Scientific Committee. The full version will be included on a CD-ROM enclosed with the proceedings, and will be available at the beginning of the conference. Note that authors must register to the conference in order to have their paper published in the Conference Report.

Conference Format

The Scientific Programme will include plenary and parallel sessions during three days. Keynote and invited speakers will address the conference generally in the plenary sessions, and thematic parallel sessions will be held for the presentation of papers selected by the Scientific Committee from those submitted. The conference will be conducted in English, without simultaneous translation.

Participants

The conference addresses structural and civil engineers, architects, contractors and other professionals interested in the latest achievements and developments in research, design, construction, conservation, durability and performance of elegance in structures.

Young Engineers Programme

All delegates born in 1980 or later and students will enjoy reduced registration fees. In addition a jury will award two young authors, born in or after 1980 who have personally presented their paper during the conference, with the Young Engineers' Contribution Award, consisting of a money prize. The prize is sponsored by the IABSE Fellows. The prizes will be presented at the closing of the conference.

Committees

Scientific Committee

Yozo FUJINO, Japan (Chair)
Gerald SIEBERT, Germany (Vice Chair)
Tomonori NAGAYAMA, Japan
(Secretary)

Dong-Ho CHOI, Korea
Luigino DEZI, Italy
Kaori FUJITA, Japan
Hitoshi FURUTA, Japan
Yaqian GE, China
Tong GUO, China
Namhee Kim HONG, Korea
Jun KANDA, Japan
Akio KASUGA, Japan
Masahiro KURATA, Japan
Ekasit LIMSUWAN, Thailand
Masato MATSUMOTO, Japan
Shunichi NAKAMURA, Japan
Masayoshi NAKASHIMA, Japan
Roberto REVILLA ANGULO, Spain
Jose ROMO MARTIN, Spain
Devis SONDA, Italy
Harshavardhan SUBBARAO, India
Toru TAKEUCHI, Japan
Akira WADA, Japan
Congzhen XIAO, China



Both photos: Kintai Bridge, Iwakuni, Yamaguchi Prefecture, Japan

Skytree, Tokyo, Japan



(photo: courtesy Nikken Sekkei Ltd.)

Sponsorship and Commercial Exhibition

An exhibition of relevant products and services will be organised at the conference venue. Potential exhibitors as well as those who wish to become a sponsor of the conference should contact the Conference Secretariat for more information: secretariat@ABSENara2015.org

Technical Visits

Nara is an ancient capital of Japan and surrounded by historical structures including the world's largest wood structure "Todaiji Temple". Kyoto and Osaka are easy to reach and there are many old and modern buildings and bridges. Technical Visits to notable structures will be arranged and offered to all delegates, including accompanying persons.

Social Programme

Exciting social programmes will be organised for all participants and accompanying persons. The Final Invitation will include more details.

Nanzenji, Kyoto, Japan



8

Advisory Committee

Akira WADA (Chair)
Kunitomo SUGIURA (Vice Chair)

Yozo FUJINO
Jun KANDA

(Chair of Steering Committee)

Masayoshi NAKASHIMA

(Chair of Executive Committee)

Akira WADA (Chair of Advisory Committee)

Executive Committee

Masayoshi NAKASHIMA (Chair)

Masahiro KURATA (Secretary)

Mikiko KATO

Hiroki KITAYAMA

Yoshiaki KUBOTA

Yukihiro SHIMANO

Motohide TADA

Kenzo TAGA

Toru TAKEUCHI

Takashi MARUYAMA

Minehiro NISHIYAMA

Takashi YAMAGUCHI

Steering Committee

Jun KANDA (Chair)

Shunichi NAKAMURA (Vice Chair)

Alan BURDEN

Kaori FUJITA

Masahiro NAGATA

Tomonori NAGAYAMA

Volunteers

Students from several Japanese universities are collaborating in the organisation of the conference as volunteers.



7



W W W . i a b s e . o r g

About IABSE

The International Association for Bridge and Structural Engineering was founded in 1929. The mission of IABSE is to promote the exchange of knowledge and to advance the practice of structural engineering worldwide in the service of the profession and society. To accomplish the mission IABSE organises conferences and symposia, publishes journals and other reports, and also presents awards to recognise outstanding achievements in research and practice that advance the profession of structural engineering.

IABSE Secretariat
cio ETH Zurich
Hoenggerberg Hill E21.3
8093 Zurich, Switzerland

Phone: +41-44-633 2647
Fax: +41-44-633 1241
E-mail: secretariat@iabse.org
Web: www.iabse.org

Further Information

OC IABSE Nara 2015

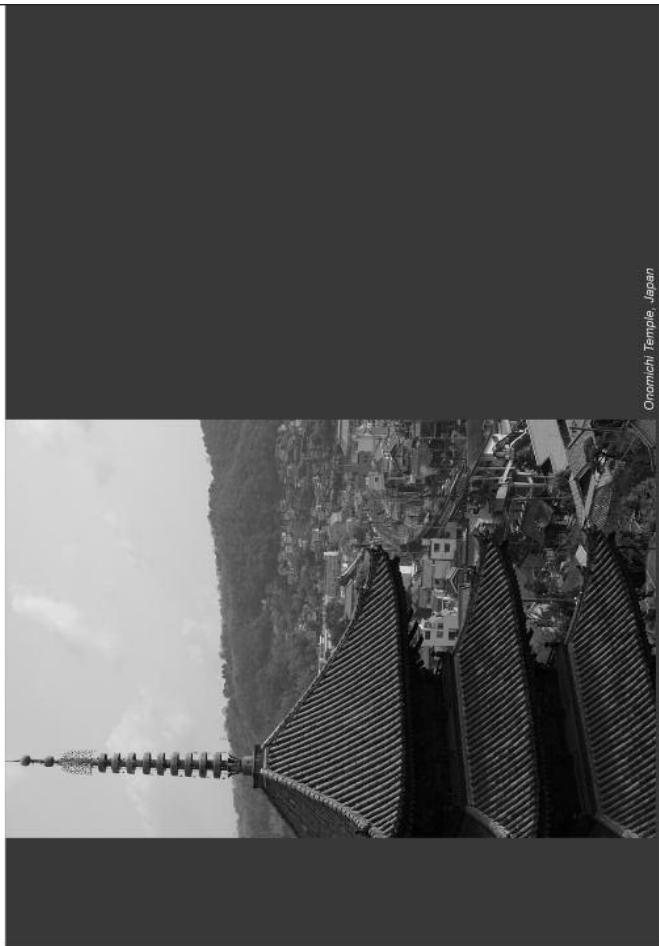
Dr. Tomonori Nagayama
Department of Civil Engineering
University of Tokyo Rm 335
Engineering Building 1
7-3-1 Hongo Bunkyo-ku
Tokyo 113-8656
JAPAN

Phone: +81-3-5841-6144
Fax: +81-3-5841-7454
E-mail: secretariat@IABSENara2015.org
Web: www.iabse.org/nara2015



Ukimido Pavilion, Nara, Japan

9



Onomichi Temple, Japan



12h45 : Déjeuner sur place parmi l'exposition technique

Colloque « Le Pont » à Toulouse, les 2 et 3 octobre 2014 Le Génie Civil des transports ferroviaires *Projet de programme*

Jeudi 2 octobre 2014

8h30 : Accueil des participants et contacts exposants

9h00 : Ouverture et présentation du colloque

Rémi LOLOUM (journaliste), Daniel POINEAU (consultant)

9h05 : Plan Rail en région Midi-Pyrénées

Charles MARZIANI (vice-président du Conseil Régional Midi-Pyrénées)

Patrimoines ferroviaires

9h25 : Présentation du Patrimoine ferroviaire et Politique de Gestion

Olivier SCHOEN (RFF)

9h45 : Pathologies spécifiques des ouvrages ferroviaires

Philippe RAMONDENC (consultant)

10h05 : Patrimoine des ouvrages d'art de la RATP

Jean-François DOUROUX (RATP)

10h25 : Pause café et visite de l'exposition technique.

Gestion des ouvrages ferroviaires : Session 1

10h55 : Méthodologie de recensement des désordres et priorisation des travaux sur un patrimoine d'ouvrages d'art ferroviaires

Richard VAISSIERE (CEREMA - Département Laboratoire de Clermont-Ferrand)

11h15 : Politique de gestion et de maintenance des tunnels ferroviaires

Patrick THIAUDIERE (SNCF)

11h35 : Réhabilitation et réfection anti-corrosion du viaduc de Rouzat classé type « Eiffel »

Renaud LECONTE (DIADES)

12h05 : Renforcement d'ouvrages d'art pour le passage d'un tramway :

Pont Saint Michel à Toulouse et pont National à Paris
Jean-Philippe SAQUET (Toulouse Métropôle) et Michel MOUSSARD (ARCADIS)

20h00 : Diner relationnel dans Toulouse



12h45 : Déjeuner sur place parmi l'exposition technique

Interventions Entreprises

14h15 : Entreprise

14h30 : Entreprise

14h45 : Entreprise

Table ronde (débat) :

15h00 : Gestion de la domanialité entre les différents maîtres d'ouvrages

Olivier SCHOEN (RFF) (à confirmer), Didier SACHY (VNF), XX (juriste), Yannick JEANJEAN (ASFA), Gérard VIOSSANGE (Collectivités territoriales).

16h00 : Pause café et visite de l'exposition technique

Intervention des étudiants

16h30 :

Présentation des gares et ouvrages exceptionnels du domaine ferroviaires

17h10 : Le tour du Monde en 80 gares

Patrick GUIRAUD (Cimbéton), Noëli RICHET (ASCO TP)

Viaduc de Garabit

17h30 : Son histoire
Patricia VERGNE-ROCHES (Écrivain)
Sa construction
Patrice SCHMITT (SNCF)

L'histoire du Réseau Ferré Français

18h10 : Guy ROQUE (Historien)



19^{ème} Colloque « Le Pont »

**Les 2 et 3 octobre 2014 à Toulouse
Centre de congrès Diagora à Labège**

BULLETIN D'INSCRIPTION

Nom de la société : Adresse : ...	e-mail : Tel : Fax : ...	
PARTICIPANTS		
Nom	Prénom	Adhérent de l'AFGC
		<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non
		<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non

MEMBRE AFGC (*)	AUTRE PARTICIPANT (**)	TOTAL		
Nombre	Tarif	Nombre	Tarif (HT)	
520,00 € HT (624,00 € TTC)			650,00 € HT (780,00 € TTC)	... €

(*) Pour les membres appartenant à l'administration ou aux collectivités locales, consulter le secrétariat de l'AFGC ou l'association Le Pont pour les tarifs.

(**) Pour les autres participants, le règlement de cette manifestation donne accès à toutes les informations diffusées par mail

l'AFGC pour l'année en cours

Le tarif comprend :

- L'accès aux conférences (2 journées)
- L'accès aux salons de présentation d'entreprises
- Les deux déjeuners (sur place)
- Les pauses café
- Un CD contenant toutes les interventions du colloque
- Le dîner relationnel
- L'accès au bus de transfert centre ville

Bulletin à retourner à l'association Le Pont, à l'attention de Karine Lhuillier accompagnée du règlement (chèque, preuve de virement ou bon de commande à l'ordre de l'Association Le Pont) avant le vendredi 12 septembre 2014

ASSOCIATION LE PONT
31 avenue de la gare - 31120 ROQUES/GARONNE
Téléphone : 06 11 49 31 48 – Mail : associationlepon@laposte.net



Vendredi 3 octobre 2014

8h30 : Accueil des participants et contrats exposants

Interventions Entreprises

9h15 : Entreprise

9h30 : Entreprise

9h45 : Entreprise

10h00 : Pause café et visite de l'exposition technique

Vision européenne des réseaux ferroviaires

10h30 : Politique de gestion du patrimoine d'ouvrages ferroviaires

Martin MUNCKE, Union Internationale des Chemins de fer, président du Service Ponts

Gestion des ouvrages ferroviaires : Session 2

Thomas JOINDOT (SNCF)

11h15 : Compatibilité du trafic ferroviaire avec les travaux de régénération des OA

Bernard PLU (SNCF)

11h35 : Ouvrages ferroviaires en maçonnerie : ponts et murs de soutènement

Jean-Marc TANIS, Président de l'IMGC

Présentation de l'AFGC, du STRRES et de l'IMGC

11h55 : Techniques originales de remplacement de tabliers de ponts rail

Julien DALLOT (SNCF)

12h15 : Présentation de l'AFGC : Jean-Marc TANIS, Président de l'AFGC

12h20 : Présentation du STRRES : Christian TRIDON, Président du STRRES

12h25 : Présentation de l'IMGC : Pascale DUMEZ, Vice-présidente de l'IMGC

12h30 : Clôture du colloque

Déjeuner sur place et visite de l'exposition technique

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 annalesbtp@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 interligne 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 accueille 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 Camelinat, 42000 Saint-Etienne.

L'auteur recevra gratuitement quelques exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article.