

Ouvrages marquants

- Un arc métallique pour le VAL de Toulouse *page 3*
LAURENCE DAVAINÉ, GUY GILBERT, MICHEL BOILEAU

Incidents, confortements, réparations

- Fissuration à l'about d'un pont-dalle précontraint biaisé à très larges encorbellements *page 14*
DANIEL POINEAU, YACINE BENMILAD, VU LE KHAC, NGUYEN VAN KE

Règlementation, calculs

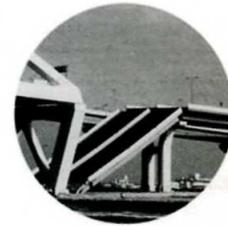
- Cumul des aciers de cisaillement et des aciers de flexion *page 18*
DANIEL LEFAUCHEUR
- Quelques réflexions sur l'étude parasismique des ponts métalliques *page 30*
JACQUES BERTHELLEMY

Informations brèves

- Courrier des lecteurs *page 34*
- Stages *page 35*

Le kiosque du Setra

- Les dernières publications Ouvrages d'Art *page 36*



Un arc métallique pour le VAL de Toulouse



◀ Image synthèse.
Cabinet Mimram.
Vue générale
au stade du projet.

1. Le projet

La Société du Métro de l'Agglomération Toulousaine (SMAT) a reçu, en 1999, par mandat du Syndicat Mixte des Transports en Commun (SMTC) de Toulouse la maîtrise d'ouvrage de l'extension du réseau des lignes de métro de la ville. Le nouveau tronçon de la ligne A, en direction du nord-est de Toulouse, ajoute trois stations à partir de la station Jolimont, terminus actuel : Roseraie, Argoulets et Balma-Gramont. Le système VAL (Véhicule Automatique Léger), développé par la société SIEMENS (précédemment MTI, Matra Transport International), reste la technique utilisée sur l'ensemble de la ligne.

Le prolongement de la ligne A présente une longueur de 2307 m à laquelle s'ajoute une arrière gare de 244 m au delà de la station terminale, soit au total 2551 m de ligne nouvelle. Il comporte deux parties aériennes :

- un viaduc en béton précontraint de 271 m de long qui assure la jonction avec le tracé existant et qui traverse la zone très urbanisée de Jolimont,
- un viaduc en arc de 251 m, objet de cet article, qui franchit la Rocade Est de Toulouse avec plus de 80 000 véhicules par jour à proximité de l'échangeur de la Roseraie. Il est encadré par deux ouvrages de transition en béton armé qui ramène le métro dans les parties souterraines adjacentes.

Les autres sections du prolongement sont composées de tranchées couvertes et de trémies les raccordant aux parties aériennes.

A la sortie de la station Argoulets, le profil en long de la ligne remonte vers la surface avec une pente de 7,012 %. Après une section de 70 m de tranchée couverte pour atteindre le niveau du terrain naturel, un ouvrage de transition (portique en béton armé) de 55 m de long permet à la rame d'atteindre le niveau de la culée CO du viaduc Rocade. Le viaduc franchit alors successivement un chemin piétonnier, un gabarit de future voie ferrée, la Rocade Est et l'Hers, petite rivière qui lui est parallèle. La Rocade Est, maillon autoroutier assurant la continuité des autoroutes A61 et A62 sous concession d'ASF, impose de respecter le gabarit autoroutier sur chaque sens de circulation et sur les bretelles d'entrée et de sortie de l'échangeur, franchies par le viaduc. Un deuxième ouvrage de transition ramène la rame sous terre avec une pente de 4,885 % jusqu'à son nouveau terminus. La jonction entre ces deux pentes est assurée par un profil en long de forme parabolique de rayon 1300 m (voir fig. 1).

2. De la conception à la réalisation

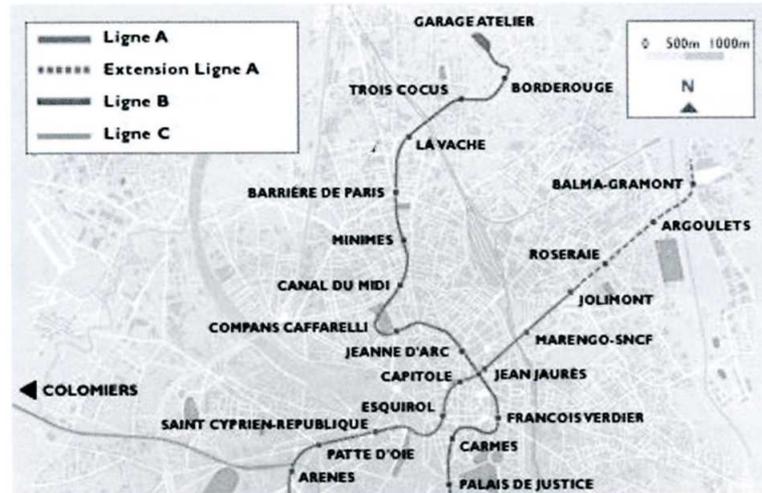
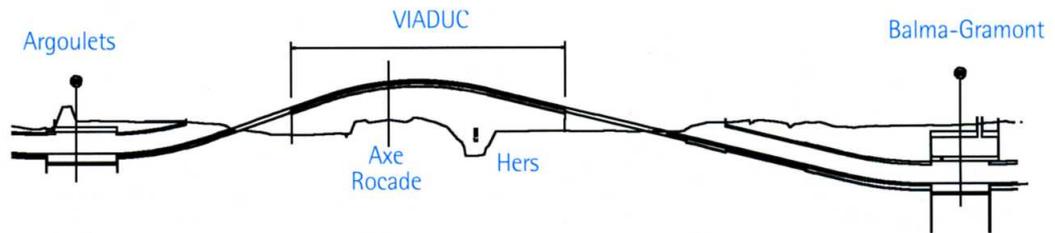
La conception du viaduc a été réalisée par l'architecte Marc Mimram et par le SETRA, sur la base de la solution de M. Mimram retenue à l'issue du concours organisé par la SMAT.

■ Les contraintes du projet

Contraintes propres au VAL

Le VAL (Véhicule Automatique Léger) est le système choisi par la ville de Toulouse pour équiper son réseau de métro. Les contraintes fonctionnelles

► Figure 1 :
Tracé de la ligne.



liées à ce système sont fixées par l'Instruction Technique provisoire de 1988 (IT88). Pour un tracé en plan rectiligne, l'IT88 indique que :

- le profil en long doit respecter un rayon de courbure minimum de 1500 m et une déclivité maximale de 7 ‰ pour assurer le bon fonctionnement du système VAL ;
- les rames de 26 m ou 52 m de long sont composées de 2 ou 4 voitures. Chaque voiture de 13 m de longueur est portée par 2 essieux sur pneus ; elle pèse 16 tonnes à vide et 25 tonnes en charge maximale, c'est à dire avec 104 voyageurs à bord ;
- le soufflé longitudinal des joints de dilatation entre tronçons d'ouvrage est limité à 150 mm et le déplacement transversal à 5 mm ;
- les flèches sous le passage des rames sont limitées au $1/800^e$ de la portée.

L'ouvrage est bidirectionnel et le trafic sur chaque voie a été estimé par l'exploitant à 650 passages de rames par jour, 364 jours par an.

En accord avec SIEMENS, une dérogation, destinée à ne pas trop écarter le point haut du profil en long de l'axe de symétrie de l'arc, a été accordée par le maître d'ouvrage: le rayon parabolique du profil en long est réduit à 1300 m et la pente maximale atteint 7,012 ‰.

Contraintes du tracé

Le tracé en plan est rectiligne et franchit la Rocade avec un biais de 85,78 gr.

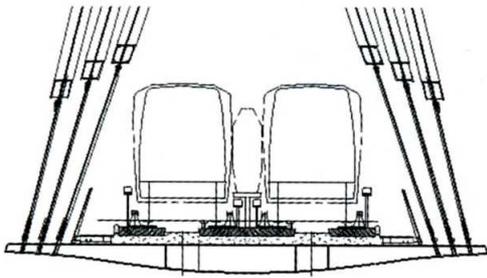
Le profil en long imposé, très bas à cause des contraintes fonctionnelles, ne laisse qu'une hauteur disponible de 1,25 m entre le plan de roulement du VAL et l'intrados du tablier, réduisant l'épaisseur utile du tablier à seulement 85 cm. Ceci a conduit à n'envisager que des structures porteuses « par au-dessus ».

L'implantation d'appuis définitifs dans le terre-plein central ou entre les bretelles d'accès et l'autoroute étant inacceptable par manque d'espace, la travée au dessus de la Rocade doit nécessaire avoir une portée minimale de 70 m.

La circulation sur la Rocade ne pouvant être interrompue plus de 48h, le phasage de construction doit être étudié dès la conception. Sont alors envisageables seulement les solutions poussées, tournées, ou mises en place par roulement sur la Rocade.

En revanche, le franchissement de l'Hers et des autres espaces survolés jusqu'à la culée Est permet l'utilisation de petites portées et une structure classique de type poutre continue est parfaitement adaptée.

Superstructures



La nature des superstructures est liée au passage des rames VAL sur l'ouvrage : elle comporte les éléments de voie (béton de voie, pistes métalliques de circulation et rails de guidage), des passages de câbles pour l'alimentation électrique et pour la transmission des informations depuis le PC central aux rames (sans conducteur) et des passerelles pour évacuation des passagers en cas de panne et pour l'entretien (voir fig. 2). Placées de part et d'autres des voies de circulation sur les ouvrages de transition, ces passerelles se regroupent en une seule en position centrale sur l'ouvrage principal.

■ Evolution conceptuelle de la structure

Compte tenu de la géométrie particulièrement complexe et du fonctionnement éminemment tridimensionnel de la structure, cette étude a nécessité la construction d'un modèle de calcul en 3D composé d'éléments de poutres à l'aide des logiciels ST1 et Systus+ utilisés par le SETRA. Ces premiers calculs de POA ont très fortement influencé la conception de la structure choisie au moment du concours. Ont ainsi notamment évolués : la géométrie en section des arcs, le schéma de suspension du tablier, la structure du tablier.

Sections des arcs

Les arcs étaient initialement formés chacun de huit tubes en acier S355 de 120 mm de diamètre assemblés sur des platines régulièrement espacées de 1,53 m. Une platine sur trois supportait l'ancrage d'une suspente verticale au nombre total de 10 par arc (voir fig. 3a).



Cette conception s'est rapidement révélée inadaptée du fait :

- des contraintes de compression excessives (les modifications géométriques envisagées pour les réduire étaient d'une efficacité trop limitée pour permettre d'atteindre une résistance correcte),
- de la souplesse trop importante de la structure vis-à-vis des conditions de flèches imposées par le système VAL,
- de la résistance insuffisante à la fatigue de l'assemblage des petits tubes sur les platines.

Le SETRA a alors proposé de remplacer ces 8 tubes par deux arcs élémentaires en caissons de 0,4 m x 0,4 m, superposés dans un même plan incliné et reliés par des bielles articulées. L'architecte a finalement adopté ce principe en introduisant un troisième arc, toujours en caisson, et en disposant chaque arc élémentaire dans son propre plan incliné (voir fig. 3b).

Schéma de suspension

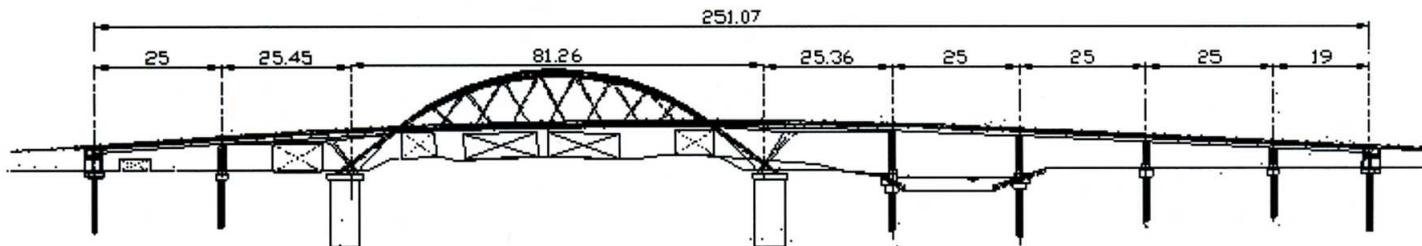
A l'origine de la conception, toutes les suspentes étaient verticales et dans le plan de leur arc. Compte tenu de la faible raideur des arcs et du tablier projeté, les critères de résistance à la fatigue sous le passage répété des rames VAL, les critères de déformations de la structure et la sécurité vis à vis du flambement des arcs dans leur plan, ont conduit à modifier cette disposition pour un schéma de suspension croisée, en X ou en V. Ces deux schémas sont sensiblement équivalents et procurent à la structure une certaine raideur qui permet de diviser par deux les efforts de flexion dans le tablier et les arcs. Le choix de l'architecte s'est porté sur un schéma en X pour des raisons esthétiques (voir fig. 4). Les composantes horizontales, dans le sens longitudinal, des tensions dans les suspentes sont reprises par des longerons.

Solution retenue

Les différentes étapes de conception ont conduit à un pont à tablier mixte de type bicaisson sur lequel est connectée une dalle préfabriquée en béton armé. Il comporte 8 travées continues de 25 m – 25,45 m – 81,26 m – 25,36 m – 25 m – 25 m – 25 m – 19 m, pour une longueur totale de 251,07 m. Le tablier est porté par l'arc métallique dans la grande travée qui enjambe la Rocade. Cette partie d'ouvrage fonctionnant en

◀◀ Figure 2 : Coupe transversale avec superstructures en partie suspendue.

◀◀ Figure 3 : Conception initiale (a) et finale (b) des arcs.



► Figure 4 : Coupe longitudinale.

arc a été préférée à une structure de type bow-string afin d'assurer une continuité visuelle des pieds d'arc et de ses béquilles d'appui en béton depuis le tablier jusqu'au sol. De part et d'autre de l'arc, le tablier s'appuie sur des contrebéquilles métalliques et, au-delà, sur des piles et culées en béton (voir fig. 4).

■ Les arcs : géométrie, suspentes et contreventement

Géométrie des arcs

Les deux arcs principaux en acier S355 sont inclinés vers l'intérieur du profil en travers, tout en respectant le gabarit du système VAL sur la voie portée (voir fig. 2). En élévation, la travée en arc est symétrique par rapport à l'axe de la Rocade, mais le sommet de la parabole constituant le profil en long dans cette zone suspendue est décalée de 25,204 m par rapport à cet axe de symétrie.

Chaque arc principal est composé de trois arcs élémentaires inclinés respectivement de 71,29°, 73,79° et 76,34° sur l'horizontale. En se rapprochant des béquilles, les trois arcs élémentaires s'imbriquent progressivement les uns dans les autres pour former un arc unique de section enveloppe, terminé par une platine d'appui de 130 mm d'épaisseur encastrée dans la tête de béquille. Cette dernière, en béton B40, est située dans le prolongement de l'arc élémentaire médian. La liaison entre l'arc et la béquille est assurée par boulonnage au moyen de barres d'acier noyées dans la tête de béquille. Cet encastrement en pied d'arc a été préféré à une rotule, car il améliore la résistance à la fatigue et permet au tablier de rester dans la gamme des flèches admissibles.

Chaque arc élémentaire est constitué d'un caisson métallique de section droite en parallélogramme de 0,40 m de côté dont les semelles sont

horizontales en coupe transversale et les âmes parallèles au plan de l'arc (voir fig. 2). La fibre moyenne de chacun d'eux suit un tracé elliptique correspondant à l'intersection d'un cylindre d'axe horizontal et du plan d'inclinaison de l'arc sur la verticale.

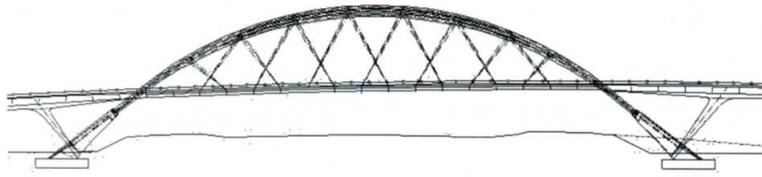
Suspentes

Chaque arc élémentaire comporte sa propre nappe de 14 suspentes qui lui transmet les efforts en provenance du tablier, soit un total de 84 suspentes. Les croisements entre suspentes sont alors assurés par des décalages alternés des points d'ancrage bas sur les pièces de pont en console du tablier, espacées les unes des autres de 3,60 m. Les ancrages hauts sont espacés de 7,20 m et comportent deux oreilles à chape (voir fig. 7).

Les suspentes sont des monotorons de 39,9 mm de diamètre, constitués de 37 fils galvanisés de 5,67 mm, protégés par une double gaine PEHD co-extrudée : la gaine intérieure, épaisse et noire, garantit la tenue mécanique et l'étanchéité, la gaine extérieure mince et gris clair, est conforme au choix de couleur de l'architecte. La résistance à rupture est d'environ 1400 kN.

Les ancrages hauts et bas sont constitués de culots de 155 et 140 mm de diamètre extérieur respectifs. En raison de la protection du monotoron par gaine PEHD, le culottage au zinc est exclu ; un culottage à froid à la résine est effectué dans l'évidement conique de l'ancrage. Chaque ancrage est muni d'une chape à œil. Les ancrages bas sont en outre équipés de ridoirs permettant le réglage des suspentes avec une capacité de ± 100 mm.

L'ensemble suspente - ancrage a fait l'objet d'un essai en laboratoire visant à vérifier sa résistance à rupture (cette dernière devant se produire dans le câble et non dans l'ancrage) et à mesurer le module élastique du toron. A noter que les ancrages utilisés pour cet essai avaient un diamètre de 120 mm, dimension qui s'est révélée



◀ Figure 5 : Schéma de suspension.

insuffisante lors de l'essai, une déformation du corps du culot ayant été observée.

Les suspentes les plus courtes, hors système d'ancrage, sont les suspentes d'extrémité. Elles ne mesurent que 4,85 m et sont les plus sollicitées. Les suspentes les plus longues sont celles qui sont proches de la clé des arcs et qui mesurent alors 11,93 m.

Contreventement des arcs

Des butons horizontaux relient chaque paire d'arcs en vis à vis. La conception des contreventements a évolué vers des pièces en forme de couronne reliant les six arcs élémentaires. Ces contreventements sont situés au niveau des ancrages de certaines suspentes : à 3,60 m de part et d'autre de l'axe des arcs pour les deux

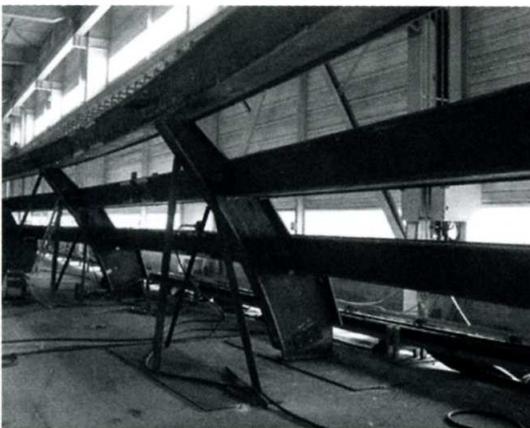
couronnes hautes (voir fig. 6), et à 18 m de part et d'autre de ce même axe pour les deux couronnes basses. Ils permettent d'assurer un fonctionnement transversal global des six arcs et de s'affranchir des problèmes d'instabilité. En effet, la charge critique d'instabilité correspond alors à environ six fois la charge de l'ELS ($\lambda = 6,11$).

Un calcul non linéaire au second ordre avec défaut initial a permis de s'assurer que, grâce à ces couronnes, la prise en compte des effets du second ordre dans les arcs ne conduit pas à réévaluer les efforts obtenus avec le modèle de calcul au premier ordre.

■ Le tablier

A l'origine du projet, le tablier était en béton sur les travées courantes et mixte dans la travée suspendue ; il reposait sur des tripodes en béton au niveau des pieds d'arcs. Pour simplifier les jonctions entre éléments, un tablier mixte acier-béton comportant deux caissons fermés sur lequel viennent se raccorder des contre-béquilles métalliques a été étudié par le SETRA. Une forme arrondie a été donnée à la sous face du tablier, visible par les usagers de la Rocade.

Le tablier est un bicaisson mixte acier-béton (voir fig. 4) continu d'une extrémité à l'autre du viaduc. La longueur du tablier est suffisamment faible pour rendre inutile tout joint de dilatation intermédiaire. Chaque caisson large de 800 mm est de hauteur variable : les portées courantes de 25 m des travées d'accès nécessitent une hauteur de 900 mm, valeur réduite à 630 mm dans la partie suspendue pour respecter les gabarits de circulation au dessus de la Rocade Est. La variation de hauteur s'effectue linéairement entre parties suspendue et courante, de part et d'autre de contre-béquilles métalliques constituant les appuis P2 et P3. Afin de garantir une meilleure étanchéité, les caissons du tablier sont complètement fermés par une tôle supérieure. Chaque caisson est placé dans l'axe longitudinal de chacune des voies de circulation des rames VAL.



◀◀ Figure 6 : Arcs et contreventements pendant la construction en usine.



◀◀ Figure 7 : Détail de la jonction arc contreventement et d'une oreille d'attache supérieure de suspente.

■ Appuis et fondations

Dans les travées courantes, le tablier s'appuie sur des piles en béton B30 composées de deux fûts indépendants de section droite elliptique avec un grand axe longitudinal de 1,32 m et un petit axe de 0,80 m (voir fig. 8). Les piles de ces travées courantes sont fondées sur une seule file transversale de 2 pieux de diamètre 1,00 m et de longueur comprise entre 8 et 12 m environ, de façon à s'ancrer dans le substratum molassique. Les fûts des piles P4 et P5 en bordure de l'Hers sont habillés par une embase disposée sur la semelle de fondation et destinée à former un lien visuel avec le talus des berges. Elles sont réalisées à l'abri d'un batardeau de palplanches. Un enrochement ultérieur des berges de l'Hers viendra enrober les embases des fûts.

Les arcs métalliques s'appuient sur des béquilles en béton B40 dont l'axe est dans le prolongement de l'arc élémentaire médian. Elles comportent à leur base une excroissance (ou doigt) recevant l'appui des contre-béquilles. Dans la zone des béquilles en béton, le substratum molassique est situé à une plus grande profondeur. Afin d'y transmettre correctement les efforts de poussée inclinés appliqués par les arcs, des fondations de type barrettes, plus importantes, sont réalisées au droit des quatre béquilles. Chaque barrette a une section rectangulaire de 6,00 x 1,20 m et une longueur de 13,30 m. Deux tirants de section 1,20 x 1,50 m

relient transversalement deux à deux les barrettes pour reprendre la composante transversale de la poussée des arcs.

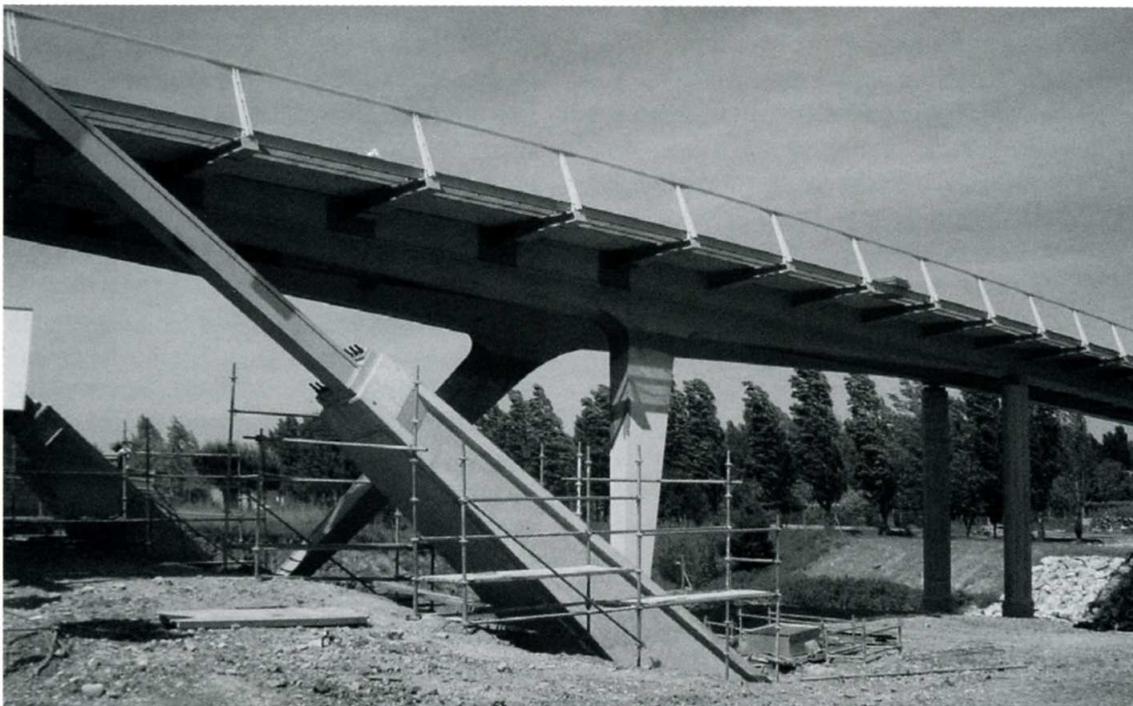
Chaque culée est disposée dans la continuité de l'ouvrage de transition correspondant et est fondée sur une seule file de deux pieux de diamètre 1,00 m à la profondeur de 11,00 m pour C0 et de 11,50 m pour C8.

3. Le marché

Un appel d'offres restreint a été lancé le 29 mars 2000 sur la base de la solution en arc métallique avec tablier mixte, étudiée par le SETRA et l'architecte. Le marché était découpé en deux lots : un lot principal « béton » incluant la coordination du chantier et un lot accessoire (lot n°2) pour la charpente métallique. Il comprenait :

- la réalisation des ouvrages dits de transition (structure portique en béton armé) : ouvrage de transition Verdon côté station Argoulets et ouvrage de transition Saint-Jean côté station Gramont ;
- la construction de l'ouvrage principal en arc ;
- la réalisation de quelques aménagements annexes : aménagements autour des piles bordant l'Hers, et du sol à l'aplomb du tablier, mise en place de protection vis-à-vis de véhicules hors-gabarits...

Le délai de réalisation des travaux était de 18 mois pour la mise à disposition de SIEMENS



◀ Figure 10 : Béquilles béton et contre-béquille métallique achevées.

chargé de la pose des voies et des équipements propres au système VAL. Ce délai incluait une période de préparation de 6 mois. Seuls quelques travaux de finition (étanchéité, en particulier) sont prévus après l'intervention de SIEMENS.

Après appel public à la concurrence au niveau européen, 7 groupements « béton-métal » ont été sélectionnés.

Les groupements devaient en particulier faire des propositions techniques sur les points suivants :

- la cinématique de montage de la charpente métallique (mise en place de la travée en arc sur la Rocade Est, mise en place des travées d'accès) ;
- la mise en place et le clavage des éléments préfabriqués de la dalle en béton ;
- les suspentes en câble monotoron ;
- l'ouvrage provisoire sur l'Hers.

Des variantes techniques limitées pouvaient être étudiées pour :

- le remplacement des câbles toronnés des suspentes par des câbles clos ;
- les organes d'ancrage inférieurs des suspentes ;
- la réalisation de la dalle du tablier par coulage en place ;
- l'utilisation d'acier moulé pour certaines parties de la travée en arc : les jonctions des trois caissons en base des arcs, les ancrages inférieurs des suspentes.

L'analyse des offres a notamment porté sur :

- la valeur technique des prestations ;
- la qualité de l'offre (clarté, précision, exhaustivité des éléments remis) ;
- l'identification des différents intervenants (bureaux d'études, sous-traitants, fournisseurs...) ;
- l'incidence de la réalisation de l'ouvrage au dessus de la Rocade (mise en place de la charpente métallique, opérations au-dessus de la Rocade, restrictions de circulation) ;
- les prix.

A l'issue de l'analyse des offres, le marché a été signé le 28 septembre 2000 avec les entreprises DALLA VERA (mandataire) pour les travaux de génie civil et BAUDIN CHATEAUNEUF pour la charpente métallique. Le montant initial du marché se chiffre à 5,8 millions d'euros pour

l'ouvrage Rocade et les ouvrages de transition, soit 3,5 % du coût total du prolongement de la ligne A du métro.

En dehors du groupement d'entreprise, les autres principaux intervenants ont été :

- Maître d'ouvrage : Société du Métro de l'Agglomération Toulousaine (S.M.A.T.) ;
- Maître d'œuvre : Service Grands Travaux de la DDE31 assisté par la D.G.O du C.T.O.A. du SETRA ;
- Architecte : Marc Mimram ;
- Bureau d'études d'exécution : SETI (Génie Civil), GREISCH et BAUDIN CHATEAUNEUF (Charpente métallique) ;
- Mise en place de l'ouvrage sur la Rocade : SARENS.

Le contrôle des études d'exécution a été assuré par le SETRA (CTOA-DGO), la DDE31/SGT, le bureau Structures et Architecture (Marc Mimram). Le contrôle technique mandaté par le maître d'ouvrage a été Socotec-Véritas. Les contrôles de charpente en usine et sur site ont été effectués par le LRPC de Bordeaux.

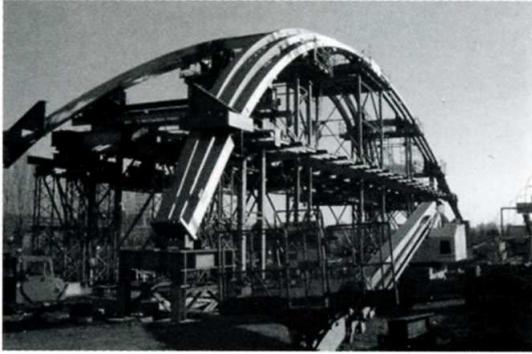
Le contrôle de l'interface avec le système VAL a été suivi par SIEMENS.

4. La construction

L'ordre de service de début des travaux a été notifié le 1^{er} avril 2001, avec la libération des terrains bordant la Rocade du côté Est. Ces terrains ont accueilli l'aire de montage pour la charpente métallique (parallèle à la Rocade), le stockage des fournitures et la préfabrication des dalles. Les travaux se sont achevés en juin 2002 avec la mise à disposition de l'ouvrage terminé à la société SIEMENS afin qu'elle réalise les équipements de voie. La principale étape du chantier a été la mise en place des arcs au dessus de la Rocade réalisée fin janvier 2002.

■ Montage de l'arc sur l'aire de chantier

Les caissons principaux des travées d'accès ont été montés à la grue et les consoles soudées directement sur le chantier (voir fig. 8). La partie suspendue du tablier a été montée sur des palées provisoires sur une aire de montage placée parallèlement à la Rocade. Trois de ces palées ont été prolongées au dessus du tablier pour assurer le montage des arcs (voir fig. 11).



Chacun des deux arcs inclinés a été amené sur le site depuis l'usine de Baudin-Chateauneuf à Chateauneuf-sur-Loire sous forme de 4 tronçons distincts. Pour les tronçons médians, situés en partie haute des arcs, les trois arcs élémentaires étaient reliés par les couronnes de contreventement. L'imbrication des trois arcs élémentaires vers les platines d'appui sur les béquilles en béton assurait le monolithisme des deux tronçons inférieurs.

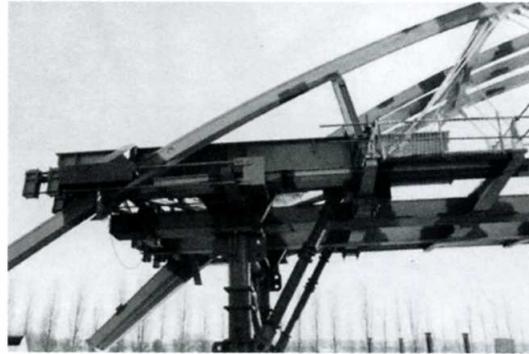
■ Mise en place de l'arc au-dessus de la Rocade

La cinématique de mise en place des arcs au dessus de la Rocade retenue par l'entreprise est celle qui avait été proposée par la solution de base de l'appel d'offre. Elle a comporté les étapes suivantes.

Phase 1 :

Lors du transport de l'ensemble formé par les arcs et la partie suspendue du tablier, il est indispensable de liasonner provisoirement arcs et tablier de façon à obtenir une structure monolithique avec neutralisation de la poussée des arcs. Cet objectif est atteint en transformant l'ouvrage en "bow-string" par connexion des arcs et du tablier, la poussée des arcs étant reprise en traction dans le tablier. Compte tenu de la position relative des arcs et du tablier, la connexion est établie non avec les poutres caisson (ce qui pouvait paraître le plus logique), mais avec les longerons dont la position transversale est plus favorable. Le dispositif retenu comporte :

- une poutre PRS transversale encastrée sur les arcs, légèrement en dessous du point de divergence des arcs élémentaires ; cette poutre reprend les poussées transversales des arcs dues à leur inclinaison (voir fig. 14) ;
- deux poutres PRS longitudinales, encastrées dans le PRS transversal et bridées sur les



deuxièmes pièces de pont, comptées depuis l'extrémité libre du tronçon de tablier (voir fig. 12) ;

- au droit de chaque arc, 4 barres formant tirant prennent appui sur les arcs par l'intermédiaire du PRS transversal et sont reliées aux longerons ; ces tirants sont réglables au moyen de vérins, ce qui permet d'ajuster la tension dans les longerons, et par conséquent la géométrie des arcs, et de faciliter le transfert progressif des poussées des arcs aux béquilles en béton lors du scellement des platines d'ancrages des arcs métalliques en tête des béquilles en béton (voir fig. 12).

Des palées provisoires, destinées à porter l'ensemble arcs plus tablier, prennent appui sur les PRS longitudinaux.

Les derniers trios de suspentes (les plus courts) sont remplacés par des butons aptes à reprendre les efforts de compression apportés par les palées porteuses.

Phase 2 :

L'ensemble tablier + arcs + palées porteuses est pris en charge par des fardiers automoteurs du type « Kamag » (voir fig. 13). Les Kamags assurent le déplacement de toute la structure en roulant sur l'aire de montage puis sur la Rocade. Cette phase de roulement est composée de trois mouvements distincts :

- Une translation pour amener la structure sur la bretelle de sortie (structure toujours parallèle à la Rocade).
- Une rotation autour de l'un des appuis de la structure (voir fig. 13 et fig. 14), l'autre franchissant le terre-plein central, démolit sur quelques mètres pour l'occasion. Cette rotation amène la structure sur un axe parallèle à l'axe de l'ouvrage.

◀◀ Figure 11 : Arcs métalliques en cours de montage sur l'aire de chantier.

◀ Figure 12 : Liaison bow-string provisoire entre tablier et arcs.

► Figure 13 : Kamags placés au centre de rotation de la structure.

►► Figure 14 : Structure bow-string traversant la Rocade.



– Une translation finale pour déplacer la structure sur l'axe longitudinal définitif de l'ouvrage.

Phase 3 :

L'ensemble tablier + arcs est déposé sur des palées provisoires bordant les bretelles d'accès à la Rocade de façon à libérer les Kamags de leur charge (environ 400 tonnes) et à rétablir la circulation sur la Rocade sans attendre que le scellement des arcs sur les béquilles soit réalisé.

Phase 4 :

L'encastrement réglable entre tablier et arcs permet d'ajuster la position des pieds d'arcs par rapport aux béquilles béton en attente et de rattraper d'éventuelles erreurs dans la géométrie des arcs. Après réalisation du calage de la platine d'appui sur les béquilles, l'encastrement tablier/arc

est progressivement relâché et démonté. La structure fonctionne alors en arc pur.

L'ensemble de ces phases de mise en place de l'arc au dessus de la Rocade a été réalisé sur un week-end à la fin du mois de janvier 2002. Elles ont nécessité une interruption totale du trafic routier sur la Rocade pendant ces deux jours.

■ Achèvement de l'ouvrage

Une première mise en tension des suspentes et un premier réglage est réalisé, puis la partie suspendue de tablier est soudée au reste des tronçons posés à la grue.

La continuité de la charpente métallique du tablier réalisée, la pose des dalles préfabriquées peut être entamée. Elle se fait à la grue pour les travées d'accès et au moyen d'un engin de pose roulant sur les dalles déjà posées pour la partie de tablier au dessus de la Rocade.



► Figure 15 : Vue générale à l'achèvement des travaux.

Après un léger ajustement du profil en long par vérinage de quelques appuis, les platines des appuis à grain des contre-béquilles sont scellés.

Après bétonnage et séchage des clavages des dalles, une première couche d'étanchéité générale en résine est projetée sur toute la surface des dalles.

Le réglage final des suspentes est opéré juste avant la remise de l'ouvrage à la société SIE-MIENS pour la réalisation des bétons de voie et des systèmes propres au fonctionnement du VAL (voir fig. 15).

Une deuxième couche d'étanchéité viendra ensuite compléter la première dans les caniveaux situés entre les bétons de voie.

Les épreuves réglementaires, effectuées à partir de rames VAL lestées, auront lieu dès que celles ci seront en mesure de circuler sur l'ouvrage.

La mise en service de la totalité du prolongement de la ligne A du métro de Toulouse est prévue pour Juin 2004.

5. Quelques quantités (ouvrage principal+ouvrages de transition)

Forage des pieux et barettes	700 m
Béton des pieux et barrettes	680 m3
Coffrages	4700 m2
Autres bétons	2300 m3
Aciers de béton armé	335 tonnes
Acier de charpente des arcs	200 tonnes
Acier de charpente du tablier	700 tonnes
Câbles pour suspentes	6 tonnes
Peintures	4300 m2

L. DAVAINÉ, G. GILBERT, M. BOILEAU ■

Guy GILBERT

SETRA - CTOA
Tel : 01 46 11 36 28

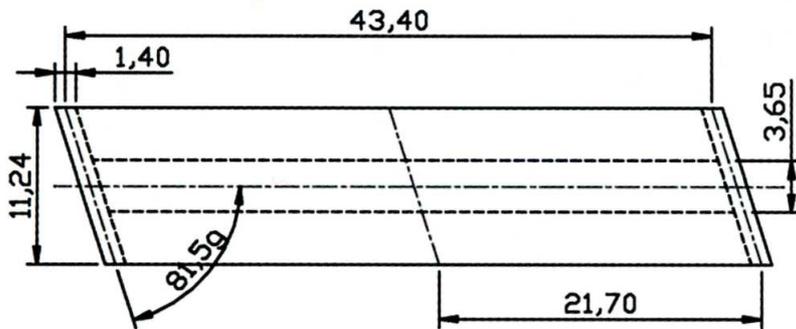
Laurence DAVAINÉ

SETRA - CTOA
Tel : 01 46 11 36 44

Michel BOILEAU

D.D.E. de Haute garonne
Service Grands Travaux
Tel : 05 61 58 62 27

Fissuration à l'about d'un pont-dalle précontraint, biais, à très larges encorbellements



► Vue en plan.

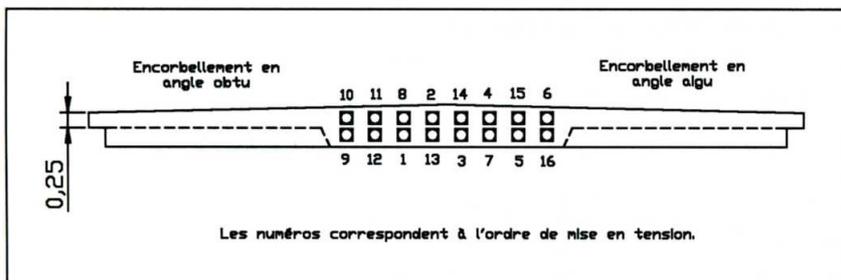
1. Présentation de l'étude

Le pont-dalle qui fait l'objet de la présente étude fut construit durant les années 1999 et 2000. Il permet le rétablissement d'une route départementale et supporte deux voies de circulation de 3,50 m ainsi que deux trottoirs de 1,25 m.

Après mise en tension de la précontrainte longitudinale et sans que sa mise en service soit intervenue, des fissures ont été découvertes aux abouts de la dalle.

L'origine de ces fissures est liée à la précontrainte et aux conditions de sa diffusion dans les larges encorbellements du pont. A ceci s'ajoutent vraisemblablement d'autres phénomènes évoqués dans la suite du texte. Le biais de l'ouvrage intervient également sur les conditions de cette diffusion comme en témoigne la fissuration qui ne s'est développée que d'un seul côté.

◀ Elévation d'about.

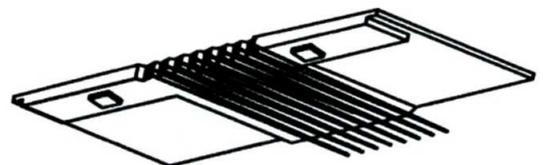


2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont-dalle biais précontraint d'une géométrie non courante du fait de la largeur importante des deux encorbellements qui encadrent la nervure centrale dans laquelle sont rassemblés tous les câbles de précontrainte.

L'ouvrage comporte deux travées identiques. La dalle est constituée d'une nervure centrale de 3,65 m de largeur et de larges encorbellements d'environ 3,80 m. Son béton est de type B 80. Les abouts de la dalle comportent un chevêtre de 70 cm d'épaisseur, où sont ancrés tous les câbles de précontrainte. Le chevêtre repose sur trois appareils d'appui en élastomère fretté.

La précontrainte longitudinale est logée dans la nervure centrale. Celle-ci a une épaisseur qui varie de 70 cm sur culées à 60 cm à mi-travée et 1 mètre sur l'appui central.



La précontrainte est assurée par 16 câbles 12T15 S dont les ancrages sont disposés sur deux lits dans la nervure centrale. L'inclinaison verticale des câbles aux abouts est de 2,63° pour la nappe supérieure et de 0,44° pour la nappe inférieure. Dans le plan horizontal, les câbles sont légèrement déviés pour se retrouver sur un seul lit en travée et sur pile (tout en restant à l'intérieur de la nervure).

La mise en tension des câbles, intervenue sept jours après coulage de la dalle, s'est déroulée en une phase, avec l'ordre de mise en tension indiqué par la figure ci-contre.

Les câbles ont été tendus à 0,8.frg soit 1488 MPa ; ce qui donne pour chaque câble une force dont l'intensité est de 2,68 MN avant recul d'ancrage et de 2,34 MN après pertes instantanées.

3. Désordres constatés

La photo ci-dessous montre les fissures constatées aux deux abouts du tablier après la mise en tension des câbles.



■ Description des fissures

Les fissures de la nervure traversent la dalle dans son épaisseur.

Dans la nervure, les fissures sont parallèles à la direction des câbles et leur ouverture est d'environ 0,3 mm.

Dans les encorbellements, une seule fissure est apparue. Elle se trouve du côté de l'encorbellement faisant un angle aigu avec le chevêtre d'about. Sa longueur est de 5 mètres et son ouverture est d'environ 0,2 mm.

Ces fissures se retrouvent à l'identique à chaque extrémité de l'ouvrage.

Remarque : les effets des variations thermiques, du retrait et des charges d'exploitation vont contribuer à élargir les fissures et faciliter la pénétration des agents agressifs.

■ Origine des fissures

Comme les fissures ont été constatées aux deux abouts de la dalle, il ne s'agit pas d'un phénomène aléatoire et localisé, dû par exemple à un tassement de cintre.

Compte tenu de leur localisation ; leur origine est probablement liée à la diffusion des forces concentrées de précontrainte.

Mais d'autres causes, combinées à la diffusion, peuvent être avancées :

- Le retrait de dessiccation du B80 utilisé, éventuellement gêné par le coffrage (qui n'a été débridé qu'après la mise en tension du 9^{ème} câble) ou par la proximité des appareils d'appui en élastomère fretté non glissants.
- Les effets du retrait thermique au moment de la prise et lors du refroidissement.

L'absence d'informations précises sur ces causes potentielles n'a pas permis de pousser à fond l'expertise.

4. Étude de la diffusion de précontrainte

L'examen de la note de calculs d'exécution n'a pas permis de découvrir les raisons de la fissuration. En effet, celle-ci ne précise ni les hypothèses des calculs de sections d'acier, ni les niveaux de contraintes obtenus.

■ Vérifications "à la main"

Les vérifications, ont été conduites selon les recommandations de l'annexe 4 du BPEL 91, en négligeant la dissymétrie induite par le biais et les variations d'épaisseur.

La diffusion dans le plan horizontal, plus défavorable que celle s'effectuant dans le plan vertical, a fait l'objet des vérifications suivantes.

• Zone de première régularisation

L'étude de la zone de 1^{ère} régularisation n'a pas mis en évidence de dépassement des contraintes limites autorisées, ni d'insuffisance de ferrailage.

• Zone d'équilibre général

Pour la vérification de l'équilibre général de diffusion, nous avons d'abord considéré, en adoptant la règle proposée par le BPEL et en négligeant le biais, que la longueur de régularisation¹ est égale à la largeur droite de la dalle (soit 11,25 m).

La contrainte totale² de cisaillement calculée (maximale dans le plan vertical de jonction entre nervure et encorbellement) est alors largement inférieure à la limite prescrite qui est de 1,5.f_{tj}.

1. Ce n'est qu'au delà d'une certaine distance, par rapport à la surface où s'exerce une force concentrée, que les contraintes suivent les lois habituelles de la Résistance des Matériaux (ces contraintes ne dépendant pas de la façon dont les efforts sont répartis sur la face d'appui, mais uniquement de l'intensité, de la direction et de la position de leur résultante). Cette distance est appelée "longueur de régularisation".

2. Il est rappelé que cette contrainte est le cumul algébrique de la contrainte de diffusion pure t_d et de la contrainte t_{RDM} de l'équilibre selon la RDM (poids propre, précontrainte).

En effet :

$$\tau_d = 3,5 \text{ MPa} ; \tau_{RDM} = 0,6 \text{ MPa} ;$$

$$\tau_{totale} = \tau_d + \tau_{RDM} = 4,1 \text{ MPa}$$

$$f_{c7} = 7 \times 80 / (1,40 + 0,95 \times 7) = 69,6 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t7} = 0,275 \times f_{c7}^{2/3} = 4,6 \text{ MPa} \text{ (la mise en tension intervient à 7j)}$$

$$\text{d'où : } 1,5f_{t7} = 6,9 \text{ MPa}$$

Nous avons ensuite supposé que l'encorbellement peut être considéré comme une console courte dans laquelle la diffusion règne sur une longueur égale au double de sa portée; soit 7,60 m (= 2x3,80m). Mais le cisaillement calculé est alors d'environ 6 MPa et la résistance limite du béton n'est toujours pas atteinte.

Remarque : Une telle modélisation, en l'absence d'un biais important, permet d'obtenir l'effort de glissement à équilibrer avec une précision satisfaisante. Elle peut être conseillée pour l'étude de la diffusion de la précontrainte dans les ponts-dalles à encorbellements de portée raisonnable.

■ Modélisation et calculs aux éléments finis

Pour prendre en compte la géométrie réelle de l'ouvrage (avec son biais et ses discontinuités d'épaisseur) nous avons effectué un calcul aux éléments finis avec le logiciel SYSTUS.

Les éléments du maillage sont iso-paramétriques de coques spatiales à 4 nœuds par élément, avec 6 degrés de liberté par nœud. Les centres de gravité des éléments sont supposés coplanaires.

L'inclinaison des câbles à l'ancrage est prise en compte en appliquant une force verticale au nœud d'ancrage. La courbure des câbles, qui induit des poussées au vide, est modélisée par des forces verticales réparties sur les nœuds de passage du câble.

Résultats obtenus

• Contraintes longitudinales

Les contraintes de compression maximales, obtenues dans l'axe des câbles, sont de l'ordre de 20 MPa.

La limite prescrite par le BPEL concernant "la contrainte moyenne de compression longitudinale" est de $2/3 f_{cj}$, soit 46,4 MPa. Cette limite n'est donc pas dépassée.

• Contraintes transversales.

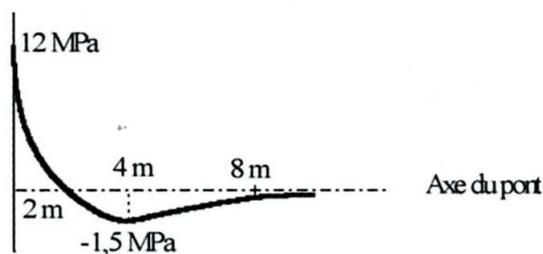
Sur l'axe du pont, en partant de l'about, la contrainte transversale est d'abord une compression

dont l'intensité décroît rapidement pour devenir nulle à environ 2 mètres des ancrages.

Ensuite commence la zone de tractions qui comporte un extremum (cette zone correspond à "l'onglet d'éclatement" dans la terminologie employée dans le BPEL).

Remarque : L'annexe 4 du BPEL définit la notion d'onglet d'éclatement à partir de l'exemple d'une précontrainte ne comportant qu'un seul câble. Dans notre cas, l'action des 16 câbles se cumule pour ne former qu'un seul ongle.

Au niveau de la peau moyenne, l'allure de la courbe des contraintes transversales est la suivante :

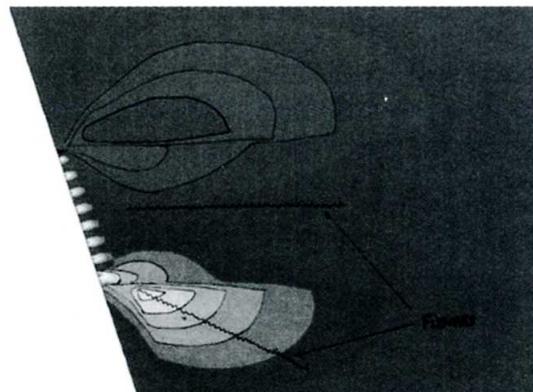


La limite prescrite par le BPEL concernant "la contrainte maximale d'éclatement" est de $1,25 f_{tj}$, soit -5,75 MPa. Cette limite n'est donc pas dépassée.

• Contraintes de cisaillement.

Le calcul a mis en évidence une zone peu étendue, située dans l'angle aigu de l'encorbellement, où les contraintes de cisaillement dépassent la limite de $1,5.f_{tj}$ (soit 6,9 MPa) prescrite par le BPEL.

La figure suivante montre les iso-contraintes de cisaillement à l'about de l'ouvrage : dans la zone foncée, située à la jonction supérieure entre nervure et encorbellement, la contrainte de cisaillement est de l'ordre de 4 MPa ; dans la zone opposée où s'est développée une fissure, l'intensité du cisaillement est de l'ordre de 7 MPa.

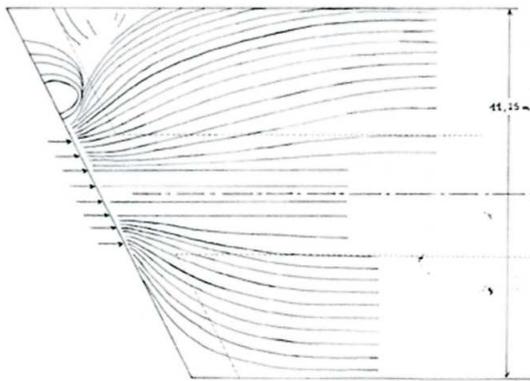


Incidence du biais

Pour mettre en évidence l'incidence du biais, nous avons tracé les isostatiques de compression (directions des contraintes principales de compression) pour le même ouvrage, avec un biais plus accentué (71,5 gd au lieu de 81,5 gd).

Lorsque les isostatiques s'orientent perpendiculairement à la section droite, les contraintes sont régularisées.

On peut constater que les longueurs de régularisation sont très différentes d'un encorbellement à l'autre, et que les déviations des isostatiques de compression sont beaucoup plus accentuées dans l'angle aigu, qui subit de ce fait des contraintes de traction plus élevées.



Sections d'acier

En soustrayant à la contrainte de cisaillement obtenue par Systus, les contraintes de cisaillement du poids propre et de la précontrainte, il est possible de calculer le cisaillement de diffusion pure, et de déterminer zone par zone le ferrailage à mettre en place. Ce calcul montre que les aciers traversant les plans verticaux de jonction entre la nervure et les encorbellements présentent, au début de la zone de régularisation, un net déficit de section.

5. Conclusions

La présente étude n'a pas permis de donner les raisons précises des désordres constatés, probablement liés à un cumul de facteurs défavorables (cf § 3.2) se combinant à des conditions de diffusion de précontraintes proches des limites prescrites par le BPEL. La fissuration apparaissant dans la nervure centrale reste notamment inexpliquée.

Cette étude montre que l'extrapolation des méthodes de calcul usuelles à une structure innovante mérite une étude approfondie et rigoureuse de sa conception et de sa modélisation; et ce, par un ingénieur expérimenté.

Dans de tels cas, il faut prendre en compte "l'effet d'échelle", qui est ici le rapport inhabituel entre la portée des encorbellements et la largeur de la nervure centrale, auquel s'ajoute l'effet du biais.

Comme le montre la photographie, même un béton à haute performance peut se fissurer. A ce propos, il y a lieu de rappeler que les contraintes qui se développent lors de la diffusion des efforts concentrés (câbles de précontrainte, réactions d'appui,...) et qui se combinent avec des contraintes ayant d'autres origines, doivent être équilibrées par le béton (respect des contraintes limites) et qu'en cas de fissuration, les aciers sont là pour limiter l'ouverture des fissures, ainsi que pour éviter toute désorganisation du béton de la zone concernée.

D'autre part, une telle disposition des câbles, tous logés dans une nervure étroite encadrée par de larges encorbellements, est à éviter. Les désordres ci-dessus décrits, qui nuisent à la durabilité de la structure, et qui sont sans doute inhérents à ce type de conception, auront toutes les chances de se manifester à nouveau.

**D. POINEAU, Y. BEN MILAD,
V. LE KHAC, V. K. NGUYEN ■**

Daniel POINEAU
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 82

Yacine BEN MILAD
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 75

Vu LE KHAC
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 45

Van Ke NGUYEN
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 02

Cumul des aciers de cisaillement et des aciers de flexion

1. Rappel

Depuis plus de 30 ans, les projeteurs sont confrontés au problème du cumul des aciers calculés pour reprendre les cisaillements dus à la flexion générale, et des aciers pour reprendre la flexion transversale.

Au début des années 70, suivant les conseils de J. R. Robinson [1], on retenait la plus grande des deux sections. Puis au cours des années, dans le souci de la sécurité mais sans justification expérimentale, les CCTP ont commencé à préconiser la somme des deux sections, et cela a été repris dans le Guide des ponts poussés [5]. L'eurocode 2 est plutôt muet sur ce sujet, il demande seulement de sommer les deux sections dans les hourdis lorsque le cisaillement dépasse $0,4 f_{ctd}$ (§ 6.2.4 (5) et (6), dans la partie 2 une vérification complémentaire du béton comprimé est demandée).

La situation sur ce sujet n'est donc pas satisfaisante. Pour la parution prochaine du nouveau BT7, il convenait donc de rechercher dans la littérature une méthode plus satisfaisante. Du fait du manque d'expériences disponibles, dans le présent article on utilise la théorie développée par B. Thurlimann et C. Menn [2].

On considère une dalle dont une coupure de longueur unité est soumise à la fois à un effort de cisaillement (dalle chargée dans son plan) et un moment fléchissant de même axe (dalle chargée perpendiculairement à son plan). Ce sera en particulier le cas pour l'âme d'un caisson où les

cisaillements sont prépondérants et pour l'attache des hourdis où la flexion est prépondérante. En général, les efforts de cisaillement sont surtout dus aux charges réparties et en particulier les charges permanentes tandis que le moment fléchissant de flexion transversale est surtout créé par les charges concentrées mobiles.

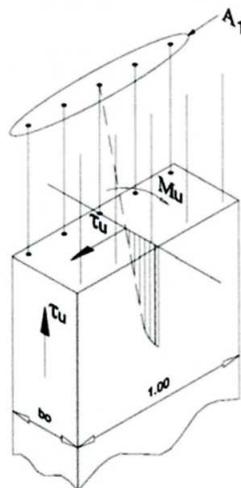
■ Notations

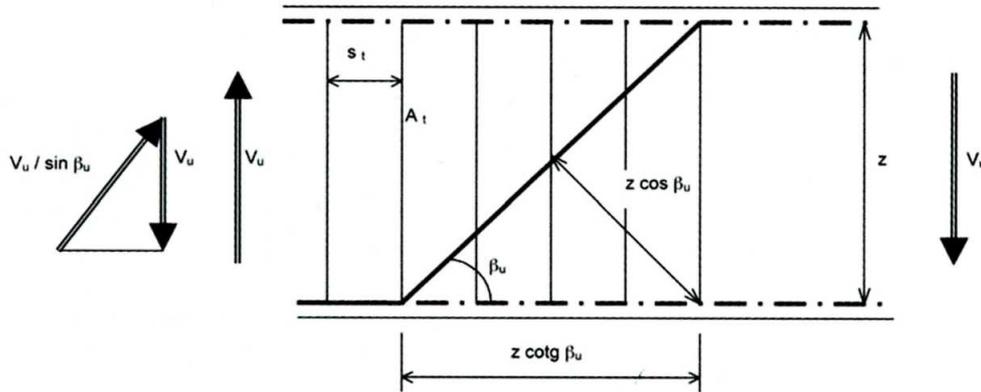
On considère une section de largeur unité et on utilise les notations du BAEL et du BPEL.

- b_0 épaisseur de la plaque
- b_r épaisseur minimale de béton pour reprendre les cisaillements à l'ELU,
- d distance de l'armature tendue au bord comprimé opposé,
- e distance des aciers au bord (enrobage + demi-diamètre, $d=b_0-e$),
- $f_{su}=f_e/\gamma_s$ traction maximale dans les aciers passifs ($\gamma_s=1,15$),
- $f_{bu}=0,85 f_c/(\theta \gamma_b)$ compression maximale dans le béton en flexion ($\theta=1$; $\gamma_b=1,5$),
- $f_{bc} = 2 f_{bu}/3$ compression maximale dans les bielles reprenant le cisaillement,
- f_v contrainte, composante verticale de l'effort de compression dans les bielles,
- β_u inclinaison des bielles reprenant le cisaillement,
- A_c section d'acier pour reprendre l'effort tranchant
- A_f section d'acier pour reprendre le moment fléchissant
- A_1 et A_2 sections sur chaque face $A_1 + A_2 \geq A_c$
- x hauteur de béton comprimé (plastifié) en flexion, $\alpha = x / d$.
- z est relatif à la flexion générale et non à la flexion transversale, il s'agit de la grandeur qui relie le flux de cisaillement maximal à l'effort tranchant.

Les aciers passifs sont supposés perpendiculaires à la coupure, les variables A_c , A_f , A_1 et A_2 sont des sections par mètre linéaire ($A = A_t / st$).

◀ Figure 1 : section étudiée.





◀ Figure 2 : Treillis pour équilibrer l'effort tranchant.

■ Cisaillements

À l'ELU, l'effort tranchant V_u crée une contrainte de cisaillement τ_u , suivant la relation $\tau_u b_o = V_u/z$. Cette relation reste valable dans tous les cas à condition de donner à z la valeur correspondant à la section considérée. Dans la suite nous considérons uniquement le cas de l'âme (figure 2), l'inclinaison des bielles par rapport à la ligne moyenne est β_u .

Cet effort tranchant est repris par les aciers passifs de l'âme sur une longueur $z \cot \beta_u$

$$V_u = A_c f_{su} z (\cot \beta_u) \quad (1)$$

Par unité de longueur l'effort de traction dans les aciers passifs est :

$$F = A_c f_{su} = \frac{V_u}{z} \tan \beta_u = \tau_u b_o \tan \beta_u \quad (2)$$

Cet effort tranchant est aussi équilibré par les bielles de béton dont la contrainte de compression est σ_u

$$V_u = \sigma_{bc} b_o \sin \beta_u z \cos \beta_u \quad (3)$$

La composante verticale des bielles de compression est équilibrée par les aciers passifs soit par mètre de longueur

$$F = \frac{V_u}{z \cot \beta_u} = \sigma_{bc} b_o \sin^2 \beta_u \quad (4)$$

Lorsque la contrainte σ_{bc} dans les bielles atteint la contrainte limite f_{bc} , on obtient l'épaisseur minimale b_r de l'âme, vis à vis du critère de compression dans les bielles pour l'inclinaison β_u

$$F = \frac{V_u}{z \cot \beta_u} = f_{bc} b_r \sin^2 \beta_u = f_v b_r \quad (5)$$

$f_v = f_{bc} b_r \sin^2 \beta_u$ est la composante verticale maximale que les bielles inclinées avec l'angle peuvent supporter par unité de surface.

On appelle $\rho_o = \frac{A_{c_o}}{b_o}$ le pourcentage d'acier

permettant d'atteindre ce critère de rupture par compression des bielles.

D'où $A_{c_o} f_{su} = f_v b_o = f_{bc} b_o \sin^2 \beta_u$

$$\text{et } \rho_o = \frac{f_v}{f_{su}} = \frac{f_{bc}}{f_{su}} \sin^2 \beta_u \quad (6)$$

L'effort tranchant maximal que les bielles, inclinées avec l'angle β_u , peuvent supporter est :

$$V_{R_o} = f_{bc} z b_o \sin \beta_u \cos \beta_u \quad (7)$$

Au paragraphe 2, les abaques seront établies en fonction du rapport sans dimension V_u/V_{R_o} .

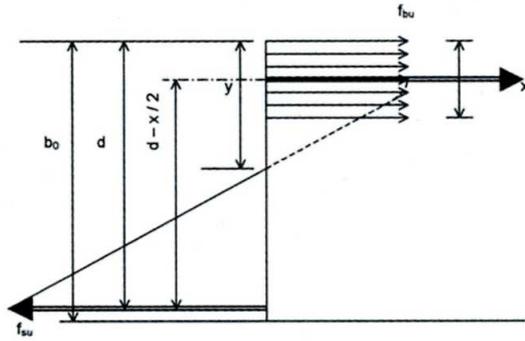
Nota :

- Avec le BPEL, on ne peut jamais atteindre ce pourcentage d'acier très élevé et l'épaisseur b_r de l'âme, du fait du respect de la condition de non-fissuration à l'ELS.
- Les aciers de diffusion pure doivent être ajoutés aux présents aciers.
- Lorsque les aciers ne sont pas perpendiculaires à la coupure, ce qui est le cas lorsque la fibre moyenne est inclinée de α petit, la section d'acier A doit être multipliée par $1/\cos \alpha$.

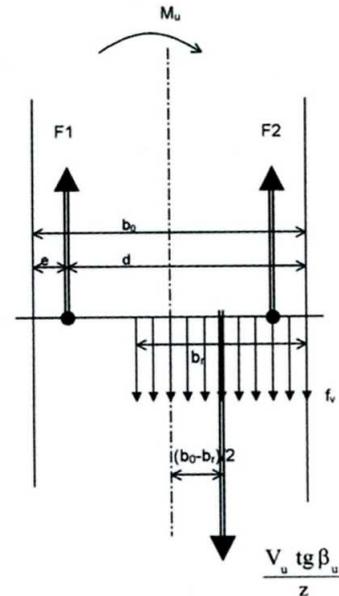
■ Flexion

Pour l'étude de la flexion à l'ELU on néglige les aciers comprimés et on utilise le diagramme

► Figure 3 : Diagramme des contraintes en flexion.



►► Figure 4 : Cumul cisaillement-flexion (domaine 1).



rectangulaire, pour le béton comprimé. La hauteur de béton plastifié est x (plastification complète du béton sur $0,8 \gamma$) et on pose $\alpha = \frac{x}{d}$. Le moment fléchissant est

$$M_u = f_{bu} x \left(d - \frac{x}{2} \right) = \alpha d^2 f_{bu} \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (8)$$

l'effort de compression est équilibré par les aciers tendus

$$F = f_{su} A_f = f_{bu} x = f_{bu} \alpha d \quad (9)$$

On appelle M_{R_0} le moment fléchissant maximal repris par la section d'acier correspondant au pourcentage ρ_0 soit $\rho_0 b_0 / 2$ sur la face tendue (la même section est disposée sur chaque face). On obtient alors

$$\frac{\rho_0}{2} b_0 f_{su} = \alpha_0 d f_{bu} \quad \text{soit d'après (6)}$$

$$\alpha_0 = \frac{\rho_0}{2} \frac{b_0}{d} \frac{f_{su}}{f_{bu}} = \frac{b_0}{2d} \frac{f_v}{f_{bu}} \quad (10)$$

et

$$M_{R_0} = \alpha_0 d^2 f_{bu} \left(1 - \frac{\alpha_0}{2} \right) = \frac{b_0 d}{2} f_v \left(1 - \frac{b_0}{4d} \frac{f_v}{f_{bu}} \right) \quad (11)$$

Au paragraphe 2, les abaques seront établies en fonction du rapport sans dimension M_u / M_{R_0} .

2. Cumul des aciers de cisaillement et de flexion

Pour le cisaillement simple on a $A_1 = A_2 = A_c / 2$ et le moment fléchissant M_u est nul.

■ Ferrailage inchangé (domaine 1)

Tant que la compression σ_{bc} dans la bielle n'est pas maximale ($< f_{bc}$), on peut réduire l'épaisseur de la bielle et augmenter cette contrainte. On excentre au maximum cette bielle pour

reprendre un moment fléchissant supplémentaire (figure 4).

Soit $\rho = A_c / b_0$ le pourcentage des aciers également répartis sur les deux faces, lorsque l'épaisseur de la bielle atteint la valeur minimale pour cette quantité d'acier, c'est à dire b_r ($\rho_0 = A_c / b_r$), le moment atteint la valeur maximale

$$M_1 = \frac{(b_0 - b_r)}{2} A_c f_{su} = \frac{b_0}{2} \left(1 - \frac{\rho}{\rho_0} \right) A_c f_{su} \quad (12)$$

■ Ferrailage global conservé (domaine 2)

L'effort de cisaillement à équilibrer étant conservé, pour continuer à augmenter le moment fléchissant, il faut réduire la force F_2 dans les aciers A_2 et augmenter la force F_1 dans les aciers A_1 (figure 5). On suppose que ces aciers travaillent toujours avec leur contrainte maximale f_{su} , donc on diminue la section A_2 et on augmente la section A_1 , théoriquement on peut poursuivre tant que la section A_2 reste non nulle.

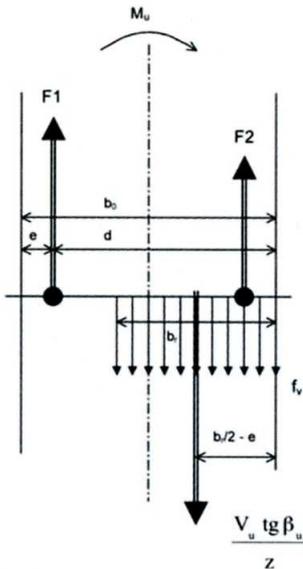
Sur cette plage de variation les équations d'équilibre sont, en utilisant (2) :

- équilibre des forces :

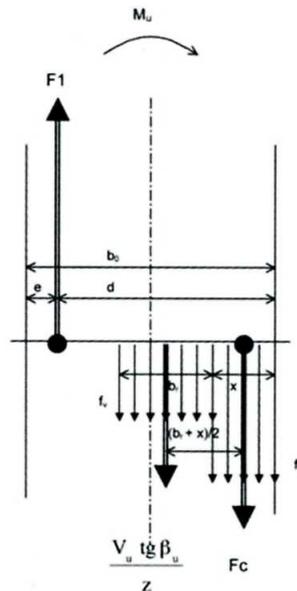
$$\frac{V_u}{z \cot \beta_u} - F_1 - F_2 = 0 \quad (13)$$

- couple par rapport aux aciers A_2 :

$$\frac{V_u}{z \cot \beta_u} \left(\frac{b_r}{2} - e \right) + M_u - F_1 (d - e) = 0 \quad (14)$$



◀ Figure 5 : Cumul cisaillement-flexion (domaine 2).



◀ Figure 6 : Cumul cisaillement-flexion (domaine 3).

avec d'après (5)

$$b_r = \frac{V_u}{z \cot \beta_u} \frac{1}{f_v}$$

On en déduit les forces F_1 et F_2

$$F_1 = \frac{V_u}{z \cot \beta_u} \frac{b_r/2 - e}{d - e} + \frac{M_u}{d - e} \quad (15)$$

$$F_2 = \frac{V_u}{z \cot \beta_u} \frac{d - b_r/2}{d - e} - \frac{M_u}{d - e} \quad (16)$$

■ Augmentation des aciers tendus (domaine 3)

Lorsque la section A_2 est devenue nulle (figure 6), pour augmenter le moment C. Menn [2] fait les hypothèses suivantes :

- L'inclinaison des bielles β_u est conservée.
- Le supplément d'effort de traction obtenu par l'augmentation de section des aciers A1 est équilibré par du béton comprimé sur la face opposée. Cette zone de béton d'épaisseur x ne reprend pas les cisaillements mais uniquement des compressions avec la contrainte maximale permise en flexion f_{bu} .
- Les bielles qui équilibrent l'effort tranchant, sont décalées de l'épaisseur x vers l'intérieur de l'âme. Dans l'épaisseur b_r des bielles la contrainte verticale f_v est beaucoup plus faible que dans la zone qui travaille en compression simple.

Cet ensemble de conditions assure une continuité parfaite avec le paragraphe précédent et avec la flexion pure. Il faut cependant noter que la séparation du béton en deux zones, une reprenant les cisaillements par des bielles et l'autre uniquement des contraintes normales beaucoup plus élevées (3 fois pour $\beta_u = 45^\circ$ et 6 fois pour $\beta_u = 30^\circ$) n'est pas très réaliste. En effet la partie comprimée peut aussi transmettre du cisaillement moyennant une très faible réduction de la contrainte normale. Dans le domaine 3, cette méthode est donc dans le sens de la sécurité.

Par rapport au paragraphe précédent la force F_2 disparaît et elle est remplacée par un effort de compression F_c dans le béton dû à la flexion supplémentaire. Les équations d'équilibre sont :

équilibre des forces

$$\frac{V_u}{z \cot \beta_u} + F_1 - F_c = 0 \quad (17)$$

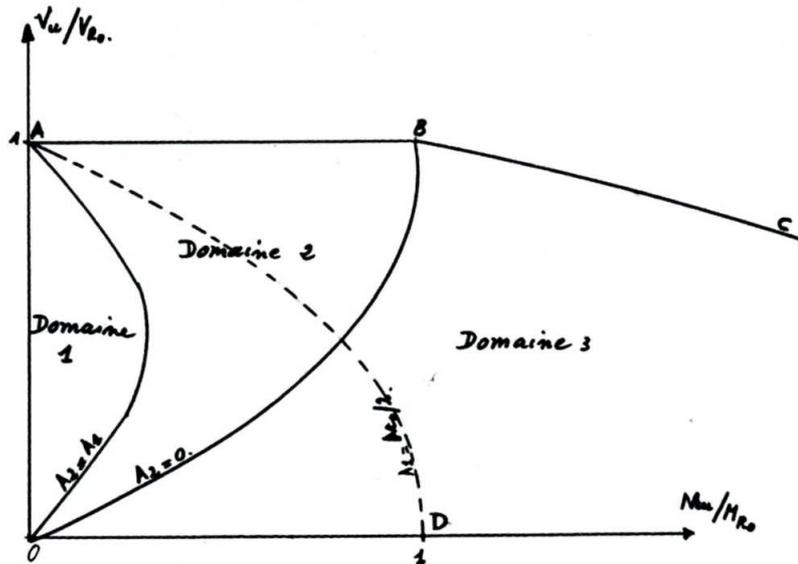
couple par rapport au centre de gravité du béton comprimé par le moment fléchissant,

$$\frac{V_u}{z \cot \beta_u} \frac{b_r + x}{2} + M_u - F_1 \left(d - \frac{x}{2} \right) = 0 \quad (18)$$

avec $F_c = x f_{bu}$

et
$$b_r = \frac{V_u}{z \cot \beta_u} \frac{1}{f_v}$$

► Figure 7:
Les 3 domaines des
abaques.



Pour résoudre ce problème on trace des abaques en fonction des quantités adimensionnelles V_u/V_{R_o} et M_u/M_{R_o} (figure 7). On a choisi $e/b_o=0,1$ et on établit les abaques jointes en annexe pour différentes inclinaisons des bielles ($\beta_u = 30$ et 45 degrés).

Dans le domaine 3 (§ 2.3) on a choisi :

- la section d'acier A_1 variant par dixième du ferrailage $A_{c_o} = \rho_o b_o$ correspondant au pourcentage $\rho_o \Rightarrow F_1$
- la profondeur x de béton comprimé avec la contrainte f_{bu} varie par dixième de $d (\Rightarrow F_c)$,
on en déduit successivement $\frac{V_u}{z \cot \beta_u}$, V_u , b_r puis M_u .

Dans le domaine 2 (§ 2.2) on a choisi :

- la section d'acier A_1 variant par dixième du ferrailage $A_{c_o} = \rho_o b_o$ correspondant au pourcentage $\rho_o \Rightarrow F_1$,
- la section d'acier A_2 , $A_2 = j A_1$ ($j = 1/4, 1/2, 1, 2...$) $\Rightarrow F_c$.

Dans les deux domaines, séparés par la courbe $A_2 = 0$, on obtient le point V_u/V_{R_o} , M_u/M_{R_o} en fonction des deux paramètres choisis. Dans le domaine 1 (§ 2.1) on se situe sur une horizontale, la section peut supporter un moment fléchissant supplémentaire sans augmentation du ferrailage.

On constate que la courbe correspondant à $A_1 = A_{c_o}/2$, passe bien par les points :

- D (1,0) qui correspond à la définition de M_{R_o} ,
- A (0,1) pour $A_2 = A_1$ cisaillement pur sans flexion.

Pour $A_1 \geq A_{c_o}$, l'effort tranchant maximal que la section peut supporter, diminue légèrement lorsque le moment fléchissant augmente (courbe BC), car la largeur qui résiste à l'effort tranchant se réduit.

3. Formulation simplifiée

Soit :

- A_c la section d'acier calculée pour reprendre l'effort de cisaillement seul,
- et A_f la section d'acier pour reprendre le moment fléchissant seul.

Du côté tendu, la section $A_1 = A_c/2 + A_f$ est évidemment surabondante dans tous les cas sauf lorsque $V_u \equiv V_{R_o}$.

La forme parabolique des courbes dans les abaques a conduit à rechercher une formule où le terme V_u/V_{R_o} intervient au carré.

La section proposée est $A_1 = k \frac{A_c}{2} + A_f$,

$$\text{avec } k = \frac{k_v V_u}{V_{R_o}} = \frac{k_v \tau_u}{f_{bc} \cos \beta_u \sin \beta_u} \quad (19)$$

k_v est un paramètre de calibrage à ajuster en fonction des expériences.

Du fait du manque d'expériences, pour effectuer ce calibrage nous calculons le rapport section obtenue avec la formule simplifiée ci-dessus sur section obtenue à partir des formules plus générales du paragraphe précédent. Au point B, qui est le plus défavorable sur la frontière des domaines 2 et 3, ce rapport vaut :

rapport	$\beta_u = 45^\circ$	$\beta_u = 30^\circ$
$k_v = 1,00$	0,989	0,964
$k_v = 1,05$	1,014	0,989
$k_v = 1,10$	1,039	1,014

On constate que la valeur $k_v = 1,10$ permet de se placer dans le sens de la sécurité en tout point des domaines 1 et 2, donc k_v doit logiquement être compris entre 1 et 1,10. Le meilleur ajustement est obtenu pour $k_v = 1,05$, car, dans les domaines 1 et 2 le léger défaut d'armature est limité à 1,1 % au point B pour $\beta_u = 30^\circ$. Il est donc logique de proposer $k_v = 1,05$, mais pour $k_v = 1,00$ on obtient une parfaite continuité avec le cisaillement pur et le défaut de section reste inférieur à 4 % ce qui est acceptable. Dans un souci de sécurité il est aussi possible de choisir $k_v = 1,10$.

Pour cette valeur $k_v = 1,05$ nous avons reporté sur les abaques en annexe les rapports section obtenue avec la méthode simplifiée sur section obtenue avec les formules du paragraphe précédent. On constate :

- les valeurs sont très proches de 1 sur une grande partie des domaines 2 et 3, ce qui valide la formule simplifiée proposée. La possibilité d'utiliser une même formule sur ces deux domaines provient du fait que les courbes sont relativement continues au franchissement de la frontière entre les deux domaines.
- au point B le défaut sur la section d'acier reste inférieur à 1,1 % ce qui semble acceptable du fait des sécurités importantes prises en compte vis-à-vis des efforts de cisaillement. Il n'a pas semblé utile d'ajouter une sécurité supplémentaire (voir § 3.2).

La somme des sections d'acier sur les deux faces doit être suffisante pour équilibrer les efforts de cisaillement ($A_1 + A_2 \geq A_c$). Lorsque la section totale des aciers est celle qu'il convient de prévoir pour reprendre les cisaillements, il convient de répartir ces aciers pour excentrer le moins possible les bielles de béton. Ainsi en reprenant directement le moment fléchissant par un excentrement du barycentre des aciers on limite fortement la fissuration, et les flexions dans les bielles.

Lorsque les flexions sont faibles, la formule simplifiée fournit souvent une section inférieure à celle résultant des cisaillements seuls ($A_c/2$) car k est largement inférieur à 1 malgré la pondération par k_v . Cela signifie que l'on se trouve dans le domaine 1, et il convient alors de choisir la valeur $A_c/2$. On notera qu'il ne semble pas souhaitable de se rapprocher du cisaillement limite possible à l'ELU, actuellement les valeurs courantes de k sont plutôt voisines de 0,5 du fait des limitations à respecter à l'ELS.

■ Flexion prépondérante (hourdis)

Lorsque la flexion est prépondérante, les cisaillements relativement faibles sont repris par l'aire de béton comprimé, pratiquement sans solliciter davantage les aciers tendus. C'est en particulier le cas lorsque les aciers de flexion sont calculés à l'ELS rare. Il semble donc possible de restreindre la règle de cumul uniquement à l'ELU qui seul permet un calcul des aciers de cisaillement. Avec cette hypothèse, lorsque les cisaillements augmentent, la section d'acier ne commence à croître que lorsque le cumul calculé à l'ELU dépasse la section nécessaire pour reprendre la flexion à l'ELS (fissuration préjudiciable). Par contre le fait de considérer pour A_f la plus grande des sections obtenues en flexion (ELS ou ELU) place davantage dans le sens de la sécurité, de façon analogue à une non-concomitance des cas de charge.

Lorsque les cisaillements deviennent très importants la formule simplifiée conduit à une section d'acier légèrement plus faible que celle fournie par les formules du § 2.3. Cette réduction reste inférieure à 8 % sur la courbe BC, mais cela n'est pas inquiétant car dans le domaine 3 les hypothèses retenues semblent largement dans le sens de la sécurité.

■ Cisaillements prépondérants (âmes)

Lorsque les cisaillements sont très importants, la méthode de calcul est plus osée, mais il semble qu'elle place encore dans le sens de la sécurité [3], ce qui a conduit à retenir le coefficient de 1,05.

Nous n'avons pas envisagé la présence des gaines dans l'épaisseur de la plaque, mais le fait d'utiliser l'épaisseur nette pour calculer la contrainte de cisaillement évite de réduire la sécurité car les gaines sont situées en zone centrale ou plutôt du côté tendu.

On va montrer que la sécurité réside principalement dans la limitation de l'inclinaison des bielles, et que les variations sont beaucoup plus importantes que les quelques % qui résultent de l'application de la formule simplifiée.

Soit β l'inclinaison des bielles, la section des aciers de cisaillement est :

$$A_c = \tau_u b_o \tan \beta f_{su}$$

après application du coefficient k on obtient :

$$k \frac{A_c}{2} = \frac{\tau_u b_o}{2 f_{su}} \tan \beta \frac{k_v \tau_u}{f_{bc} \cos \beta \sin \beta} = \tau_u^2 \frac{b_o}{2 f_{bc}} \frac{k_v}{\cos^2 \beta}$$

Cette quantité est d'autant plus grande que β est grand. Par exemple quand on passe de $\beta=30^\circ$ à $\beta=45^\circ$ la section d'acier $k A_c / 2$ est multipliée par

$$\frac{\cos^2 30}{\cos^2 45} = 1,5$$

On note que cette majoration est légèrement plus faible que l'augmentation des aciers de cisaillement A_c qui est de $\sqrt{3} = 1,732$.

Remarque

La précision résultant de l'application de la formule simplifiée est largement suffisante et le recours aux abaques n'est pas utile. Du fait des hypothèses faites : non modification de l'inclinaison des bielles, et division du béton en deux zones où uniquement le béton de la zone centrale reprend les efforts de cisaillement, il est difficile de prétendre qu'elle est moins exacte.

La formule simplifiée assure la continuité avec la flexion pure, par contre pour les faibles flexions il faut au moins disposer les aciers prévus pour les cisaillements seuls. Dans les cas courants, elle n'entraîne pratiquement pas d'augmentation des sections d'acier sur la face tendue par rapport à la plus grande des deux sections $A_2/2$ et A_f (valeurs enveloppes), lorsque l'on considère des cas de charges concomitantes.

4. Rupture par écrasement des bielles

D'abord on constate que, sur l'horizontale AB (figure 7), tout le béton de l'âme participe pleinement à la reprise de l'effort tranchant, le moment est repris par le transfert des aciers d'une nappe à l'autre. Au point A, les aciers sont répartis également sur les 2 faces, et au point B la somme des 2 sections est concentrée sur une seule face. Dans ce paragraphe on s'intéresse à la réduction de l'effort tranchant maximum due au moment fléchissant au-delà du point B, c'est à dire sur la courbe BC.

Lorsque l'on se situe sur la frontière BC tout le béton de l'âme participe à la flexion et au cisaillement, donc $b_r = b_o - x$, et les équations (17) et (18) du domaine 3 (§ 2.3) deviennent :

$$\frac{V_u}{z \cot \beta_u} + x f_{bu} = F_1$$

$$\frac{V_u}{z \cot \beta_u} \frac{b_o}{2} + M_u = F_1 \left(d - \frac{x}{2} \right)$$

d'où

$$M_u = \frac{V_u}{z \cot \beta_u} \left(d - \frac{b_o}{2} - \frac{x}{2} \right) + x \left(d - \frac{x}{2} \right) f_{bu}$$

Au point B qui est à la frontière des domaines 2 et 3 : $V_u = V_{Ro}$ et $x = 0$ le moment vaut :

$$M_{uo} = \frac{V_{Ro}}{z \cot \beta_u} \left(d - \frac{b_o}{2} \right) = b_o \left(d - \frac{b_o}{2} \right) f_{bu}$$

On note que M_{uo} est peu différent de M_{Ro} :

$$\beta_u = 45^\circ \Rightarrow M_{uo} = 0,97959 M_{Ro}$$

$$\beta_u = 30^\circ \Rightarrow M_{uo} = 0,93204 M_{Ro}$$

Sur la courbe BC on a $V_u = V_{Ro} \left(1 - \frac{x}{b_o}\right)$ soit $\frac{x}{b_o} = \frac{V_{Ro} - V_u}{V_{Ro}}$, on obtient :

$$M_u - M_{uo} = \frac{V_u - V_{Ro}}{z \cot \beta_u} \left(d - \frac{b_o}{2}\right) - \frac{V_u}{z \cot \beta_u} \frac{x}{2} + x \left(d - \frac{x}{2}\right) + x \left(d - \frac{x}{2}\right) f_{bu}$$

$$M_u - M_{uo} = -b_o f_v \left(\frac{d}{b_o} - \frac{1}{2}\right) x - b_o f_v \frac{x}{2} \left(1 - \frac{x}{b_o}\right) + x \left(d - \frac{x}{2}\right) f_{bu}$$

$$M_u - M_{uo} = (f_{bu} - f_v) x \left(d - \frac{x}{2}\right)$$

Ce résultat est normal car dans (8) sur une largeur x on remplace la contrainte f_v par f_{bu} . La courbe BC est donc une parabole où il est facile de calculer le moment en fonction de l'effort tranchant. Par exemple pour une réduction de 10% de l'effort tranchant maximum, soit $x = 0,1 b_o$, le moment que la section peut supporter est :

$$\beta_u = 45^\circ \Rightarrow M_u = 1,425 M_{Ro} \quad M_{uo} = 1,3959 M_{Ro}$$

$$\beta_u = 30^\circ \Rightarrow M_u = 2,0625 M_{Ro} \quad M_{uo} = 1,9223 M_{Ro}$$

Remarque

L'équation de cette frontière, découle des hypothèses retenues, la réduction de l'effort tranchant reste faible 10 à 20 %. Elle place du côté de la sécurité, on connaît un état d'équilibre satisfaisant, mais on ne peut pas dire qu'il n'existe pas un état plus avantageux permettant de supporter des efforts plus importants. Par exemple, pour éviter la décroissance de l'effort tranchant, il suffit de conserver le même effort de cisaillement dans la zone comprimée, on obtient cet effort de cisaillement avec un coefficient de frottement relativement faible ($\arctg(1/3$ à $\sqrt{3}/6$). Mais on ne peut pas justifier que le béton comprimé peut supporter ce supplément de contrainte.

5. Sécurité dans le BPEL

En cette période de finalisation des Eurocodes il est utile de faire le tour des sécurités concernant les cisaillements, présentes dans le BPEL.

– D'abord la compression dans les bielles est limitée aux 2/3 de la limite de compression habituelle. Cette réduction est parfaitement justifiée car les fissures ne sont pas rectilignes, et les bielles sont donc soumises en plus à des flexions, principalement à leur encastrement, dans le plan et hors du plan de la plaque. D'autre part une rupture par écrase-

ment des bielles est une rupture fragile qui entraîne l'effondrement de la structure.

- On utilise la valeur ponctuelle de la contrainte de cisaillement, et de ce fait on n'utilise pas la pleine hauteur sur laquelle le treillis peut se développer. En fait la valeur de z est plus faible que la distance entre les centres de gravité des hourdis.
- Après fissuration de l'âme une part importante des cisaillements peut transiter par les hourdis si la zone fissurée n'est pas trop longue. C'est sans doute pour prendre en compte ce fait que le BPEL permet un abattement de 0,3 ftj sur la contrainte de cisaillement. La réduction correspondante est d'au moins 20%, et dans certains cas elle peut même annuler l'effort de cisaillement.

La limitation de l'inclinaison des bielles et l'effet Résal méritent un développement un peu plus long.

■ Limitation de l'inclinaison des bielles

Dans les hourdis, dans le sens de la sécurité l'inclinaison des bielles est de 45°. Dans les âmes, les bielles sont dirigées suivant la direction de la contrainte principale de compression $\tan 2\beta_u = 2\tau_u/\sigma_c$. Mais cette inclinaison est limitée à 30 degrés. Une inclinaison beaucoup plus faible amènerait un excès de compression dans les bielles (pour $\tau_u = f_{bc} \cos \beta_u$, on ne peut donc guère descendre en dessous de 25° dans les zones sollicitées. On note que τ_u est maximum pour $\beta_u = 45^\circ$.

Ce simple plafonnement qui agit par tout ou rien, ne semble pas donner une sécurité homogène. En effet la direction des fissures est assez aléatoire tout en restant sensiblement suivant la direction de la contrainte principale. On note cependant que la direction des fissures est en général moins défavorable que prévu.

Lorsque cette direction s'écarte de 45 degrés, il serait souhaitable de prendre progressivement en compte un certain aléa sur cette direction pour éviter une réduction trop rapide de la section des aciers.

Pour le calcul des sections d'acier, la sécurité est certes très importante, mais une inclinaison des bielles de la forme $(\alpha\beta_u + (1 - \alpha))\theta_o$ serait plus logique, avec par exemple :

- $\alpha = 2/3$,
- et $\theta_o = 45^\circ$.

Même en l'absence d'efforts un ferrailage minimum est nécessaire, en particulier pour limiter la fissuration due au retrait thermique dans les ouvrages à voussoirs coulés en place.

■ Effet Résal

D'après le BPEL, seul le béton des hourdis peut être pris en compte dans le calcul de l'effet Résal (voir [4]).

Cette restriction complique fortement les données, et d'autre part en prenant en compte toute la section on obtient une formulation plus simple. Sous l'action du moment fléchissant la contrainte varie linéairement sur la hauteur de la poutre, $\alpha = ay$.

$$M = \int y \sigma ds = a \int y^2 ds = aI$$

Ce moment est équilibré par deux forces distantes de la longueur z variable lorsque la hauteur de la section varie.

$$F = \int_{s^+} \sigma ds = a \int_{s^+} y ds = am \quad (m \text{ moment statique}),$$

$$z = \frac{M}{F} = \frac{aI}{am} = \frac{I}{m}$$

Lorsque la hauteur de la section varie les composantes verticales des forces $\pm F$ équilibrent un effort tranchant d'intensité

$$V_R = F \frac{\Delta z}{\Delta x} \quad \text{soit} \quad V_R = \frac{M \Delta z}{z \Delta x} = M \frac{m}{I} \frac{\Delta(I/m)}{\Delta x}$$

Cette réduction ne dépend alors que du moment fléchissant, et l'effort normal ne crée pas d'effet Résal, car le barycentre des actions qu'il crée est la ligne moyenne de la poutre.

Pour vérifier s'il est justifié d'exclure le béton des âmes nous avons considéré une poutre rectangulaire de hauteur linéairement variable. La longueur de cette console est de 15 m, sa hauteur

varie de 2,5 m à l'encastrement à 1 m à l'extrémité. On applique une charge unité, répartie sur la hauteur, à l'extrémité de la console. On étudie les cisaillements dans la section située au tiers de la longueur, soit à 5 m de l'encastrement et à 10 m de l'extrémité (figure 8).

Dans cette section les efforts sont : $V=1$ et $M=10$. Pour une section rectangulaire nous avons $z = 2 \times h / 3$, la hauteur de la section est 2 m,

$$\text{d'où } z = \frac{4}{3}.$$

Sans prendre en compte la réduction d'effort tranchant due à l'effet Résal, la contrainte de cisaillement à mi-hauteur est :

$$\tau = \frac{V}{z} = \frac{1 \times 3}{4} = 0,75$$

La réduction d'effort tranchant due à l'effet Résal est :

$$V_R = \frac{M}{z} \frac{\Delta z}{\Delta x}$$

avec :

$$\frac{\Delta z}{\Delta x} = \frac{2}{3} \frac{2,5 - 1}{10} = 0,6667$$

d'où :

$$V_R = \frac{10 \times 3}{4} 0,6667 = 0,5$$

En prenant en compte la réduction d'effort tranchant due à l'inclinaison des contraintes principales (effet Résal), la contrainte de cisaillement à mi-hauteur est :

$$\tau = \frac{V - V_R}{z} = \frac{0,5 \times 3}{4} = 0,375$$

soit la moitié de la valeur précédente.

Pour connaître la vraie valeur nous avons effectué un calcul aux éléments finis en prenant un grand nombre d'éléments. Les résultats du calcul effectué par Nguyen Van Ke sont présentés ci-après (figure 8).

On constate qu'à mi-hauteur les valeurs (0,3785 et 0,3762) sont très proches de la valeur 0,375 calculée manuellement. Mais on constate aussi que sur une coupure verticale les contraintes de cisaillement sont minimales au niveau de l'axe et maximales sur les bords. Lorsqu'on s'écarte de l'axe, l'augmentation de cisaillement due à l'inclinaison de la contrainte due à M est 2 fois

plus importante, que la réduction de la contrainte due à l'effort tranchant réduit. L'allure parabolique est conservée mais le sens de variation est inversé.

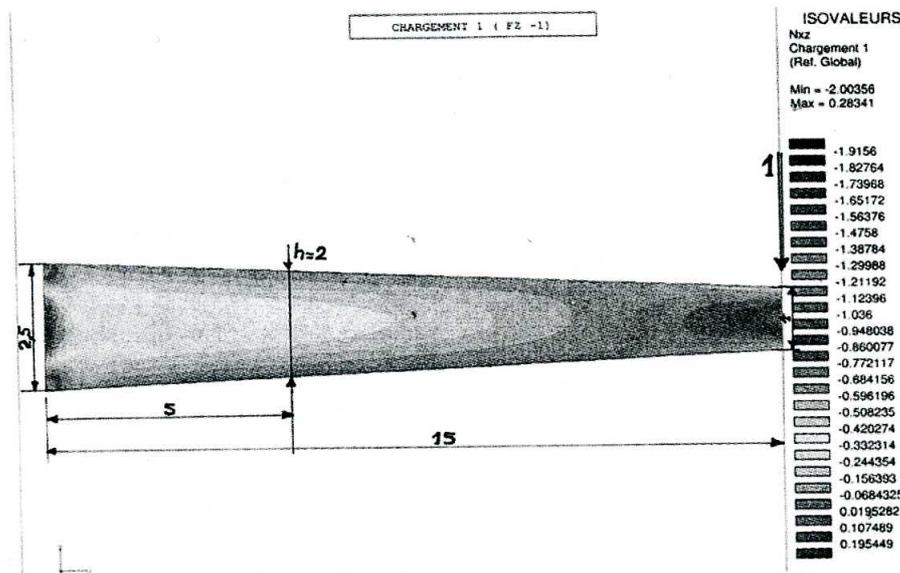
Sur le bord la contrainte de cisaillement dans le plan vertical vaut :

$$\sigma \frac{\Delta b}{2\Delta x} = \frac{10 \times 12}{8} \times \frac{2,5 - 1}{2 \times 15} = 0,75$$

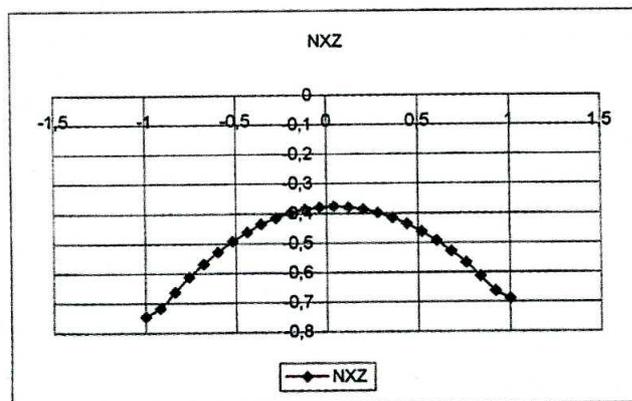
mais perpendiculairement à la paroi la contrainte de cisaillement est bien nulle.

Dans le plan vertical, la valeur moyenne du cisaillement $(0,375 \times 2 + 0,75) / 3 = 0,5$ est conservée pour une poutre de hauteur constante 2 m on aurait $(0,75 \times 2 + 0) / 3 = 0,5$

Ce calcul contredit les résultats fournis par J. R. Robinson [1, tome 1 page 347], qui indiquait que pour la poutre rectangulaire, le calcul de la contrainte de cisaillement est meilleur sans la réduction due à l'effet Résal qu'avec cette réduction. Il en concluait que l'on ne peut pas prendre en compte le béton des âmes dans le calcul de l'effet Résal. Cependant, suivant les habitudes de



Noeud	z	NXZ
54	-1	-0,745339
400	-0,92	-0,716847
549	-0,84	-0,662263
698	-0,76	-0,612482
847	-0,68	-0,5675
996	-0,6	-0,527294
1145	-0,52	-0,491854
1294	-0,44	-0,461159
1443	-0,36	-0,435183
1592	-0,28	-0,413935
1741	-0,2	-0,397424
1890	-0,12	-0,385637
2039	-0,04	-0,378553
2188	0,04	-0,376173
2337	0,12	-0,378503
2486	0,2	-0,385533
2635	0,28	-0,39729
2784	0,36	-0,413787
2933	0,44	-0,435011
3082	0,52	-0,460958
3231	0,6	-0,491648
3380	0,68	-0,527115
3529	0,76	-0,567359
3678	0,84	-0,612404
3827	0,92	-0,662263
277	1	-0,68839



◀ Figure 8 : Poutre rectangulaire de hauteur variable.

l'époque, il considérait probablement les efforts sur une section verticale et non suivant une section perpendiculaire à la fibre moyenne. De plus à cette époque on ne disposait pas de calculs aux éléments finis, les résultats cités avaient été obtenus en 1949 par photoélasticimétrie.

Dans le fonctionnement en treillis généralisé, les âmes fissurées ne supportent plus de contraintes normales autres que la projection des efforts dans les bielles, mais les moments repris par les membrures sont inchangés. La réduction peut donc être conservée, car l'augmentation de z est compensée par celle de $\Delta z/\Delta x$, le rapport reste constant.

A priori il n'y a pas lieu d'exclure le béton des âmes dans le calcul de la réduction d'effort tranchant due à l'effet Résal. Par contre le calcul de la réduction d'effort tranchant doit prendre en compte le traînage de cisaillement dans les hourdis et utiliser les vraies largeurs participantes. Il convient donc de rester très prudent dans la prise en compte de la réduction d'effort tranchant par effet Résal, et lorsqu'on utilise toute la section un léger abattement est parfois nécessaire. Une étude plus approfondie sur ce sujet serait souhaitable.

6. Conclusion

L'arrivée des Eurocodes modifiera assez peu les calculs relatifs à la flexion, certes les sections de clé devront être légèrement renforcées, surtout lorsque l'inertie est fortement variable. Cela est dû à la dégressivité de la charge $A(l)$ qui est toujours appliquée entre les zéros des lignes d'influence quelle que soit la forme de ces dernières.

Par contre le concept des âmes non fissurées risque d'être abandonné, et les épaisseurs de ces dernières seront alors réduites assez fortement. Une réduction de l'épaisseur des âmes conduit à une augmentation des aciers de flexion, mais aussi à une plus grande inclinaison des bielles et de ce fait une plus grande quantité d'acier passifs. Dans ce contexte le cumul des aciers pour

reprandre les efforts de cisaillement (A_c) d'une part et des aciers pour reprendre les efforts de flexion (A_f) d'autre part prendra plus d'importance.

A la suite des calculs présentés dans le présent article, la section proposée du côté tendu est

$$A_1 = k \frac{A_c}{2} + A_f$$

avec

$$k = \frac{1,05V_u}{V_{Ro}} = \frac{1,05\tau_u}{f_{bc} \cos\beta_u \sin\beta_u}$$

Pour obtenir une bonne continuité avec le cisaillement pur il est possible de remplacer le coefficient 1,05 par 1,00, car le léger défaut de section (< 4%) est largement couvert par les importantes sécurités sur le calcul des aciers de cisaillement.

Il serait utile de prévoir des expériences pour valider cette règle de cumul, et préciser la valeur du coefficient k_v . Hélas ce sujet semble intéresser peu de chercheurs, cependant j'attends quelques informations des expériences effectuées par M. Gaspar à Sao Paulo au Brésil. D'autres points pourraient aussi être étudiés plus en détail ou remis en cause : inclinaison des bielles, réduction de $0,3f_{tj}$ dans les âmes, non prise en compte de la section des âmes dans le calcul de la réduction d'effort tranchant due à l'effet Résal.

Cette réduction de l'épaisseur des âmes peut être importante sans atteindre un facteur 2. A titre de comparaison pour les ponts de Bubyian et de Sylans les diagonales du treillis avaient une section de $0,20 \times 0,20$ m soit une réduction par un facteur 10 du béton des âmes. Mais ces diagonales, parfaitement rectilignes, avaient une inclinaison bien définie, supérieure à 45 degrés, et à vide la réduction due à la précontrainte inversait le signe de l'effort tranchant.

D. LEFAUCHEUR ■

[1] Robinson J.R. cours de l'ENPC Tome 1 - 1962-1963.

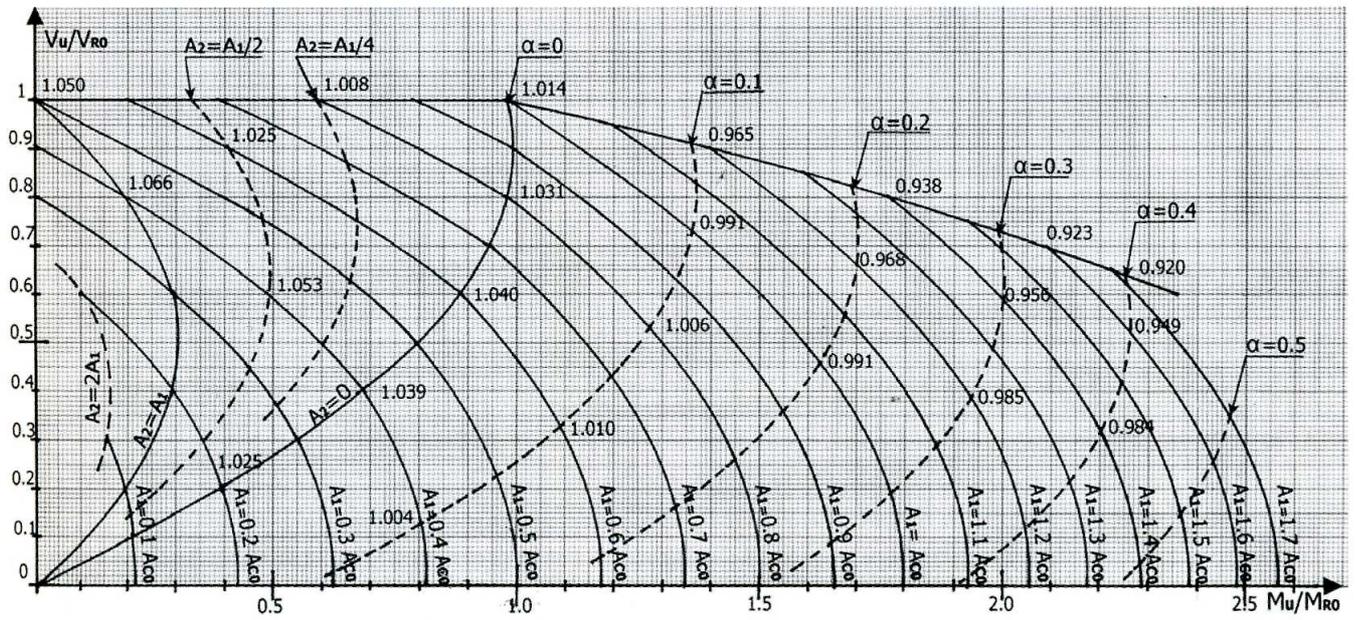
[2] Menn C. Pretressed concrete bridges (1990) Basel, Birkhäuser.

[3] Gaspar R. Oyamada R.N. et Stucchi F.R. Interaction flexion-cisaillement dans les âmes des poutres en caisson Arch01 Paris 19-21 septembre 2001

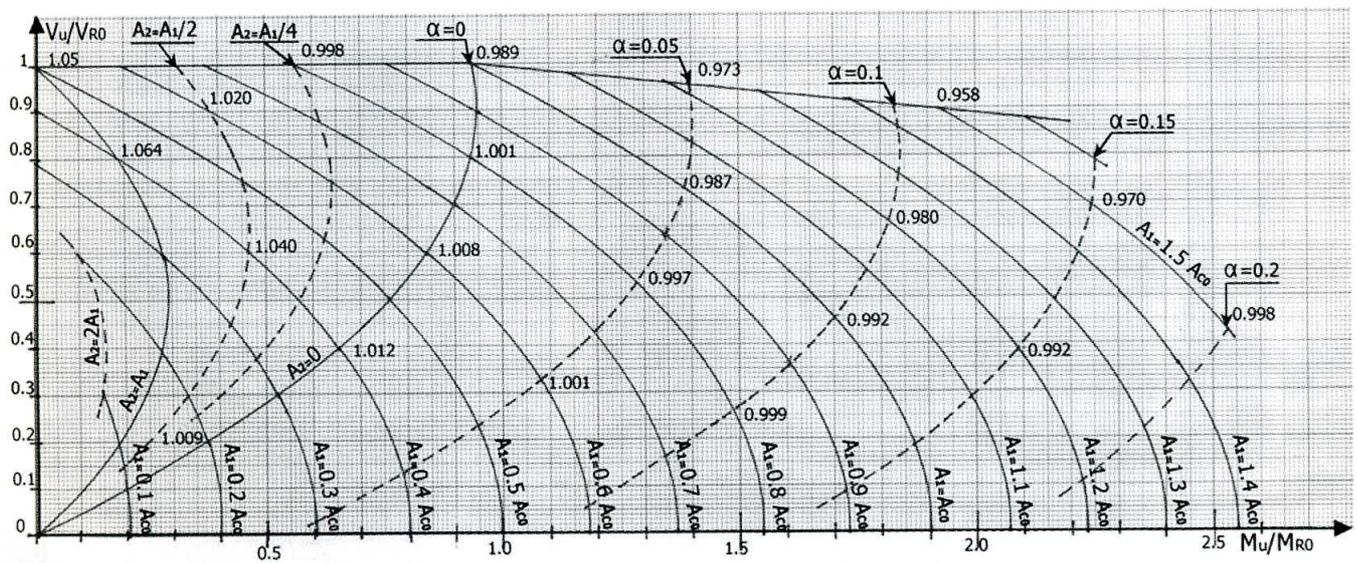
[4] Virlogeux M. Analyse de quelques problèmes spécifiques de calcul des ponts construits par encorbellements successifs Annales ITBTP n° 391 Février 1981

[5] Guide des ponts poussés, AFGC, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées 1999

Annexes



$\beta_u = 45^\circ$

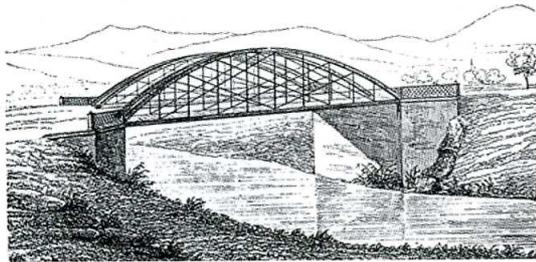


$\beta_u = 30^\circ$

Quelques réflexions sur l'étude parasismique des ponts métalliques

► Pont de Lugos sur la Csuka en Hongrie (1833).

►► Coupe transversale du pont sur la Cserna..



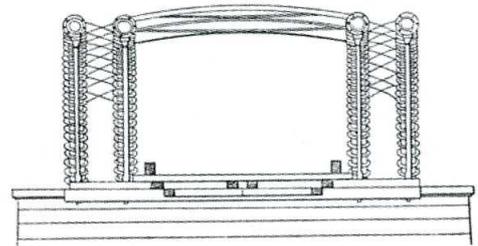
L'utilisation de structures en arc autoancré bowstring pour les ponts routes fait l'objet d'un article détaillé dans le bulletin annuel de l'AFGC n°4 de Janvier 2002. Dans cet article, J. Berthelémy y présente les premiers ouvrages de ce type, à caractère historique grâce à des documents anciens conservés par le professeur Miklos Ivanyi de Budapest. Ainsi, le pont sur la Cserna est-il constitué de deux paires d'arcs tubulaires ancrés sur un réseau de chaîne.

L'article cerne ensuite le domaine d'emploi de ce type de pont aujourd'hui et aborde en s'appuyant sur de nombreux exemples la problématique de ces ouvrages. Les choix techniques qu'on est conduit à faire, lors de la conception et du dimensionnement d'un bowstring routier sont détaillés avec le souci de mettre l'accent sur l'entretien et la pérennité.

Un des avantages des structures en arc autoancré bowstring est leur très bon comportement sous séisme, qui résulte de leur souplesse et de leur relative légèreté. Elles comportent généralement aussi une dalle de béton armé qui porte la circulation, qu'il s'agisse d'une circulation ferroviaire ou routière. La présence de cette dalle augmente l'amortissement interne de la structure.

De façon naturelle, ces structures sont donc particulièrement bien adaptées aux zones sismiques et c'est le thème du présent article. Toutefois, une attention particulière doit être portée en zone sismique à la ductilité des assemblages.

On évitera aussi les arcs sans contreventement supérieur. En effet des calculs sophistiqués peuvent être entrepris en statique pour justifier des arcs dépouillés de contreventements et relever le défi lancé par l'architecte. En revanche, chercher à justifier par le calcul vis-à-vis du flambement un arc soumis à des accélérations transversales, même par un calcul pas à pas avec de nombreux



types d'accélérogrammes, n'est pas encore réaliste et risque d'être dangereux si l'on ne s'appuie pas aussi sur des essais.

Les points essentiels sont par conséquent les suivants :

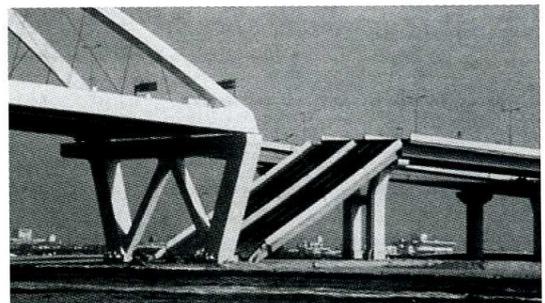
- L'ouvrage doit rester en place sur ses appuis en étant retenu par des butées.
- Les appuis doivent être prévus pour résister aux sollicitations sismiques.

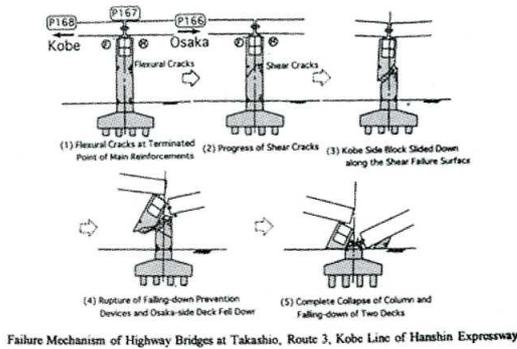
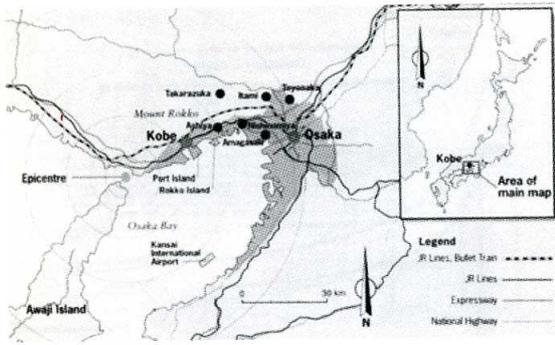
Ces dernières exigences ne sont pas spécifiques aux bowstrings. La photo ci-dessous a été prise après le séisme qui a causé de graves destructions dans la région de Kobé au Japon en 1995. On voit que les travées d'accès du pont de Nishinomiya-ko sont tombées suite au déplacement longitudinal d'environ deux mètres de la pile portante des appuis fixes du bowstring.

C'est la liquéfaction du sol derrière le quai au premier plan et les forces transmises aux piles du fait de l'inertie des tabliers, qui ont ainsi déplacé les piles vers la mer, entraînant la chute de la travée d'accès.

Vis-à-vis du séisme, le pont en arc autoancré et les travées adjacentes, mais aussi les appuis avec leurs fondations et les phénomènes d'interaction sol-fondation doivent donc être étudiés ensemble, et non séparément.

Comme l'a rappelé le séisme de Kobé, un des points les plus importants consiste à éviter la rupture fragile par cisaillement des appuis.





Failure Mechanism of Highway Bridges at Takashio, Route 3, Kobe Line of Hanshin Expressway

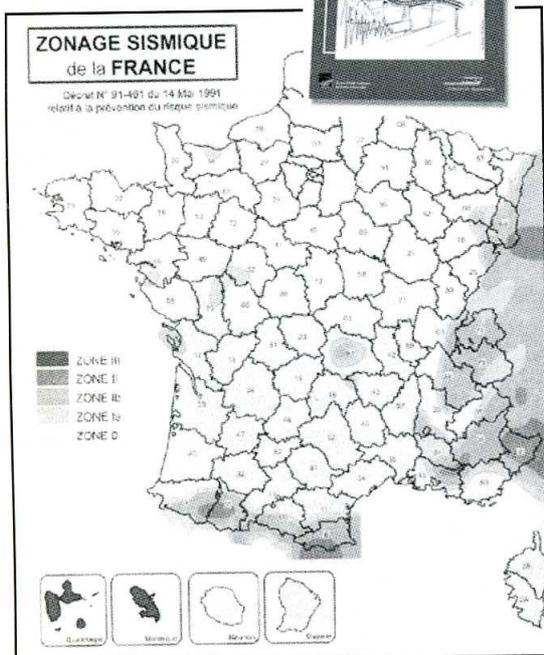
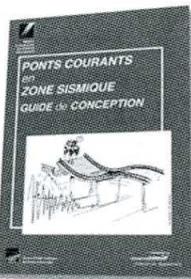
« Région de Kobé.
« Rupture fragile d'une pile par cisaillement.

Méthodes de calcul

La zone de risque est définie par le Décret N° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique d'après le zonage publié par la Délégation aux risques majeurs. Pour les ponts métalliques en bowstring de portée moyenne, on peut se référer utilement aux conseils du guide SETRA-SNCF de Janvier 2000.

Pour les ponts routes continus, les dispositifs de blocage, en particulier le dispositif de blocage transversal, peuvent être situés au droit des piles. Pour les ponts rails, à cause des conséquences d'un déraillement, ils sont situés au droit des culées. Dans le cas particulier des ponts en arc autoancré isostatique, il n'y a donc pas de différence.

Les amortisseurs doivent être utilisés avec prudence car il est important qu'ils soient encore en parfait état de fonctionnement lors d'un séisme. Une entreprise a mis au



point, entre autres, des systèmes amortisseurs qu'on espère durables à l'occasion de la construction du pont Vasco de Gama sur le Tage au Portugal et du pont de Rion-Antirion en Grèce.

Quel que soit le type de structure, on distingue trois méthodes possibles de calcul vis-à-vis du séisme :

- la méthode forfaitaire,
- la méthode modale spectrale,
- la méthode des accélérogrammes.

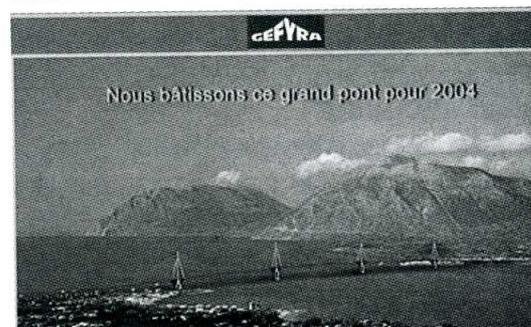
■ Méthode forfaitaire

Elle consiste à appliquer sur l'ouvrage une accélération horizontale de 5 à 20 % de l'accélération verticale. Cette accélération est appliquée indépendamment dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. L'intensité de l'accélération dépend de la zone de sismicité et du site. On lui préfère aujourd'hui la méthode modale-spectrale ou celle des accélérogrammes.

« Guide parasismique.



« Pont Vasco de Gama sur le Tage.



« Pont de Rion-Antirion en Grèce.

« Zones de risque.

■ Méthode modale spectrale

Le spectre est bâti en France en fonction de l'accélération nominale définie par l'arrêté du 15 septembre 1995 en fonction de la zone et de la classe de l'ouvrage. Par exemple, pour un ouvrage de classe C en zone II, l'accélération nominale vaut $3,0 \text{ m/s}^2$.

Le rapport géologique permet de définir un coefficient de site.

Le spectre de réponse élastique réglementaire défini en tenant compte du site, est multiplié par l'accélération nominale pour les composantes horizontales du séisme et par 0,7 fois l'accélération nominale pour la composante verticale (voir document SETRA-SNCF de Janvier 2000).

Le guide conseille de prolonger le spectre par une partie horizontale jusqu'à l'origine comme c'était déjà le cas ci-dessus pour le spectre appliqué lors des études du pont d'Évripos en Grèce.

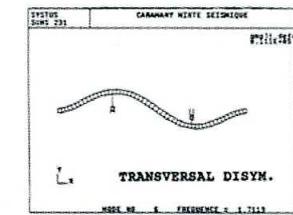
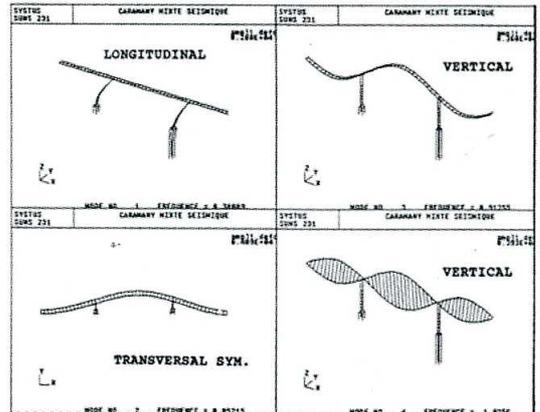
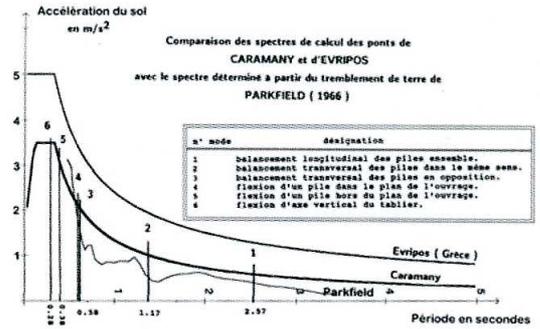
Les contributions des différents modes sont additionnées par cumul quadratique. Cette méthode est justifiée théoriquement, et donne généralement des résultats réalistes.

Mais dans le cas exceptionnel où deux modes avec des fréquences très voisines solliciteraient de la même manière une même pièce, la méthode du cumul quadratique de l'effet des deux modes revient à multiplier la contribution d'un mode par racine de 2 : dans ce cas précis, la méthode du cumul quadratique risque de ne pas placer en sécurité à cause des phénomènes de résonance qui peuvent intervenir.

Il est donc prudent d'éviter que deux modes sollicitant une même pièce par le même effort aient des fréquences voisines. Si on ne peut pas l'éviter, il faut recourir alors à une méthode de cumul particulière.

Pour les ponts, cette méthode est mise en œuvre en supposant et en vérifiant que l'ouvrage reste dans le domaine élastique. Aucun coefficient de comportement n'est donc pris en compte ($q=1$). Dans le cas où l'on veut tenir compte de l'amortissement propre de l'ouvrage, on réduit arbitrairement le spectre par affinité. Ceci est valable pour des coefficients d'affinité d'amortissement faibles (0,90 ou 0,95).

Si l'on veut faire intervenir l'effet favorable de l'amortissement de façon plus précise, ce qui est le cas dès qu'on place des amortisseurs, il est préférable de recourir à la méthode des accélérogrammes.



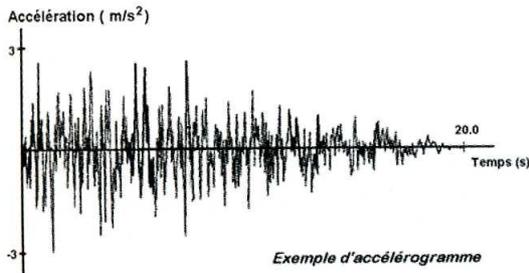
Principaux modes propres calculés au moyen de SYSTUS.

■ Méthode des accélérogrammes

Cette méthode n'a de sens que si l'on prévoit des amortisseurs, et elle permet de tenir compte de l'effet favorable de leur présence. Pour les bows-strings métalliques, qui sont naturellement bien adaptés aux conditions sismiques, il n'y a pas de raison d'y avoir recours, sauf pour de très grands ouvrages.

Il s'agit d'un calcul très complexe, mené pas à pas, dans lequel on tient compte de la vitesse de propagation des ondes mécaniques dans la structure. Selon les problèmes, la modélisation doit donc être maillée plus ou moins finement. On résout à chaque pas l'équation générale de la dynamique en tenant compte du terme d'amortissement sur la vitesse.

Pour des ponts très longs, les accélérogrammes devraient être en principe déphasés ou différents d'un appui à l'autre. Malheureusement, il n'existe

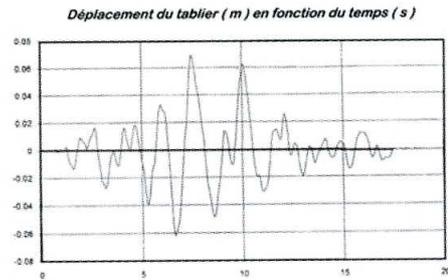
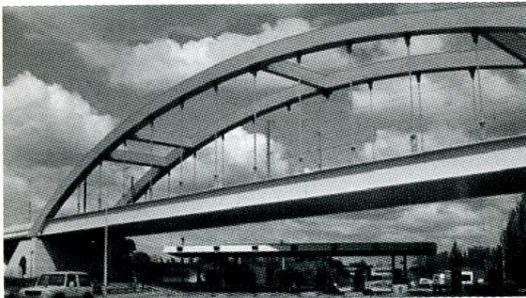


pas à l'heure actuelle, de logiciel disponible pour traiter ce problème complexe, de façon complète et adaptée au cas d'un pont.

Les accélérogrammes peuvent être naturels, c'est à dire avoir été enregistrés lors de tremblement de terre sur le site ou sur un site analogue. Ils peuvent aussi être fabriqués artificiellement. Il y a lieu de mener le calcul avec ces différents types d'accélérogrammes, en nombre suffisant.

Ponts en bowstring de la ligne du TGV Sud-Est

La méthode de calcul mise en œuvre pour le dimensionnement des butées antisismiques des tabliers a été la méthode spectrale. La méthode monomodale dans les deux sens, longitudinal et transversal a été aussi utilisée. C'est une méthode spectrale simplifiée où l'on ne calcule

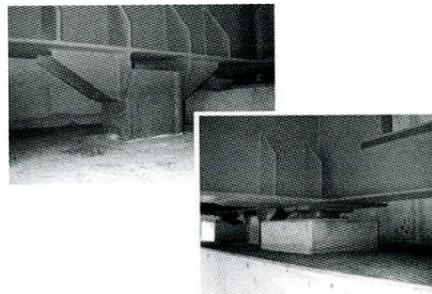


que le premier mode ; elle ne nécessite pas de cumul quadratique.

En revanche, s'agissant de ponts rails circulés par des TGV, les justifications à l'état limite ultime étaient complétées par des justifications en service : les déformations relatives des ouvrages par rapport aux appuis, et en particulier la déformation transversale, étaient très limitées dans le but de réduire le plus possible le risque de déraillement d'un train qui s'engagerait sur le pont lors d'un séisme.

Un des ouvrages en arc autoancré situé dans la zone la plus sismique du tracé est le pont de Bonpas ouvrage d'une portée de 124 mètres mis en place au-dessus du péage de l'autoroute A7. Les dispositifs de butée transversale constituent les pièces essentielles du dispositif parasismique de cet ouvrage.

J. BERTHELLEMY ■



◀◀ Exemple de signal d'entrée.

◀ Exemple de signal résultat sur un modèle de pont très simplifié.

◀◀ Pont de Bonpas.

◀ Dispositif parasismique de butée transversale du pont de Bonpas.

Références :

- BERTHELLEMY, J.; RESPLENDINO, J.; KRETZ, T. "Le viaduc de Caramany : Conception et calcul d'un ouvrage en zone sismique", Bulletin OUVRAGES D'ART du CTOA du SETRA numéro 11 - janvier 1992, et Revue PONTS MÉTALLIQUES de l'OTUA numéro 16 - 1993.
- Arrêté du 15 septembre 1995, relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal », Journal Officiel, Paris, France, 1995.
- Guide AFPS 92 pour la conception parasismique des ponts, association français de génie parasismique, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 81 p, 1995.
- Eurocode 8 "Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes", ENV 1998-1-1, Comité Européen de normalisation, Bruxelles, 1994.
- LEGERON, F. et al. "Prise en compte du séisme vertical sur les ponts courants, méthode rapide d'évaluation des réactions d'appui sous composante verticale du séisme." Bulletin OUVRAGES D'ART du CTOA du SETRA numéro 27 - juillet 1997.
- "Ponts courants en zones sismiques, guide de conception", SETRA - SNCF, janvier 2000.

Courier des lecteurs

Suite à la lecture de l'article de Guy Treffot sur la construction du viaduc d'accès au pont sur le Rhin, coté allemand, Michel Fragnet (SETRA) tenais à apporter la précision suivante, qui est secondaire mais peut intéresser les lecteurs :

« La description du soin apporté par les projeteurs allemands sur les dispositifs d'évacuation des eaux est réelle et nous devrions en prendre exemple pour la France quand on voit ce qui est fait.

On cite l'utilisation d'un matériel fabriqué par Passavant.

Passavant est une des sociétés du groupe ACO (Acodrain) et ce groupe est représenté en France par une société industrielle dont le siège est le suivant :

BP 85
27940 - Notre Dame de l'Isle (VERNON)
Tél : 02.32.51.30.55
Fax : 02.32.51.50.82

Elle étudie l'adaptation de certains produits aux conditions du marché français afin de pouvoir proposer des avaloirs dignes de ce nom pour assurer correctement l'évacuation des eaux de dessus un tablier de pont ».

Stages

■ Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Formuler les bétons (2) : Formulation pratique avec le logiciel Bétonlab.Pro	8 octobre 2002
Calculer les structures en béton avec l'Eurocode 2	8 au 10 octobre 2002
Gérer les risques liés aux cavités souterraines	16 au 18 octobre 2002
Ingénierie parasismique – Notions de base, prévention, applications – Module 1 : Bases de la sismologie de l'ingénieur	17 et 18 octobre 2002
Utilisation des déchets dans le BTP	21 au 23 octobre 2002
Piloter la concertation autour des projets d'infrastructures – Module 1 : Enjeux, démarches, stratégies	21 et 22 octobre 2002
Ponts et passerelles mobiles : Conception, réalisation et entretien	23 au 25 octobre 2002
Calcul des ponts métalliques et mixtes selon les Eurocodes	5 et 6 novembre 2002
Gestion et réparation des ouvrages de soutènement	13 et 14 novembre 2002
Formuler les bétons (3) : La gamme des bétons modernes	26 et 27 novembre 2002
Projets routiers : La conduite des études et l'instruction des dossiers "Loi sur l'Eau	"27 et 28 novembre 2002
Maintenance et entretien des ouvrages d'art métalliques	3 au 5 décembre 2002
Piloter la concertation autour des projets d'infrastructures – Module 2 : Outils de la concertation	10 au 12 décembre 2002
Ingénierie parasismique – Notions de base, prévention, applications – Module 2 : Conception et résistance des structures	10 et 11 décembre 2002
Remblais et fondations sur sols compressibles	17 au 19 décembre 2002

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC. Tel : 01 44 58 27 28 ou site : <http://pfe.enpc.fr>
Renseignements concernant les cycles internationaux. Tel : 01 44 58 28 28 ou 28 27

BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
Bureau de vente des publications • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex
Tél. 01 46 11 31 53 - Fax. 01 46 11 33 55

Je désire recevoir _____ exemplaires(s) Nom et adresse du demandeur : _____
TITRE _____
Réf. _____
Prix Unitaire _____ Prix total _____ Tél. _____
Date _____ Signature _____

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 3,50 € pour toute commande inférieure à 20 € et 4,57 € pour toute commande égale ou supérieure à 20 €
Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 7 €
Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Setra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire (RIB) :
Code banque : 40071 • Code guichet : 92000 • N° de compte : 00001000261 • Clé RIB : 11 • Domiciliation : **RGFIN Paris Nanterre**

OUVRAGES D'ART CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez le formulaire ci-dessous à :
Bulletin de Liaison **OUVRAGES D'ART** • SETRA Communication CTOA
46, Avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom : _____
Service, société : _____
Adresse : _____
Tél. : _____ Date : _____
Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison OUVRAGES D'ART gratuit



COMITÉ DE RÉDACTION

SETRA :
Mme Abel-Michel,
MM. Bouchon, Millan

CETE :
M. Paillusseau (Bordeaux)
M. Tavakoli (Lyon)
M. Carles (Aix)

DDE :
M. Boileau (DDE 31)

LCPC :
M. Godart

IGOA :
M. Bois

Coordination :
Jocelyne Jacob (Setra-Ctoa)
Tél : 01 46 11 32 79
Fax : 01 46 11 34 74
Jacqueline Thirion (Setra-Ctoa)
Tél : 01 46 11 34 82

Réalisation :
Barbary Et Courte • Tél : 01 44 50 52 55
www.barbary-courte.com

Flashage :
13^e heure • Tél : 01 40 47 85 21

Impression :
MC Graphic
Tél : 01 34 04 32 00

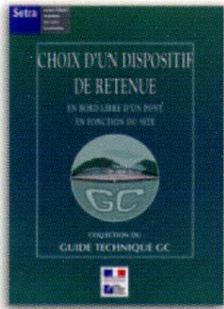
ISSN :
1266-166X

Le kiosque du SETRA

PUBLICATIONS

■ Guide GC – Choix d'un dispositif de retenue

En bord libre d'un pont en fonction du site
• Réf. F0205 (68 pages) – Prix : 15 euros



Ce guide, qui est principalement destiné aux concepteurs de pont, fait partie de la collection du guide technique GC.

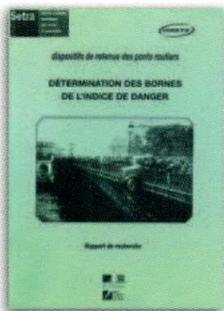
Il se propose de guider le projeteur d'un pont neuf dans le choix du niveau de sécurité en bord droit d'un ouvrage hors agglomération sur la base de la réglementation quand elle existe.

En l'absence d'une réglementation, il propose une analyse de la probabilité de sortie de zone affectée au droit du pont puis les conséquences pour l'usager et, éventuellement, les tiers. Cette analyse a pour but d'aider le projeteur dans son choix.

Cette analyse et les choix de niveau de sécurité sont faits en tenant compte du contexte administratif mais aussi des normes dans ce domaine. A cet effet, les documents de références sont présentés et commentés. Ce guide oriente ensuite le projeteur vers l'un des trois guides GC suivants : Les garde-corps (Réf: F9709), les barrières de pour la retenue des VL, barrière de niveau N et aménagement dans le TPC (Réf. : F0115) et les barrières pour la retenue des PL, barrières de niveau H (Réf. : F9916).

■ Détermination des bornes de l'indice de danger

Dispositifs de retenue des ponts routiers
Rapport de recherche
• Réf. F0206 (48 pages) – Prix : 5 euros



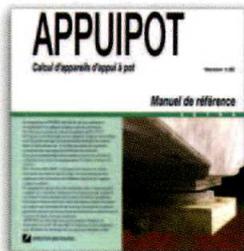
Pour la mise au point du guide GC "Choix d'un niveau de sécurité en bord libre d'un pont", il a été nécessaire de faire un certain nombre d'études et de recherches afin de mieux définir l'approche par l'indice de danger et les bornes de cet indice.

L'objet de ce rapport est de présenter une synthèse des différentes études effectuées avec les conclusions qui ont servi à étayer les orientations prises.

Il constitue donc un état de la recherche dans ce domaine et explicite les raisons de certains choix fait dans le guide GC cité en début.

■ Bétons fibrés à ultra hautes performances

(Recommandations bilingues AFGC/SETRA)
• Réf. F0211 (152 pages) – Prix : 42 euros



Le document réalisé, à la demande du Comité Scientifique et Technique de l'AFGC, par le groupe de travail AFGC/SETRA, fournit des recommandations provisoires qui ont pour but la définition d'un référentiel destiné à permettre l'emploi des bétons fibrés à ultra hautes performances dans les domaines du Génie Civil.

Par bétons fibrés à ultra-hautes performances, on entend des matériaux à matrice cimentaire, de résistance caractéristique à la compression supérieure à 150 MPa, et pouvant aller jusqu'à 250 MPa. Ces matériaux sont additionnés de fibres métalliques, en vue d'obtenir un comportement ductile en traction et de s'affranchir si possible de l'emploi d'armatures passives, et peuvent également comporter des fibres polymères.

Ces recommandations se décomposent en 3 parties :

- Une première partie consacrée à la caractérisation du matériau BFUP, qui définit des spécifications sur les performances mécaniques à obtenir, et des recommandations pour caractériser les BFUP. Cette partie traite également du contrôle en cours de fabrication et sur produits finis ainsi que des modes opératoires de mise en œuvre.
- Une deuxième partie portant sur la conception et le calcul de structures en BFUP, qui est rédigée en suivant le plan des chapitres 6 et 7 du BPEL 91 qu'il modifie et complète pour intégrer la participation des fibres et l'existence d'éléments non précontraint et/ou non armé.
- Une troisième partie portant sur la durabilité des BFUP. Il s'agit en effet d'un des avantages potentiels majeurs de ces matériaux, qui, s'il est convenablement quantifié et vérifié, peut en permettre la valorisation, si l'on prend en compte une approche globale du coût pour l'utilisateur: légèreté, durabilité, liberté de forme, etc.

■ Avis technique – Étanchéité

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
IR 3360-100	INTERDESC O	03.2002	03.2007	FATET02.01
SRS-FLEXTER 300	RESIPOLY CHRYSOR	03.2002	03.2007	FATET02.02

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 3,05 euros.

LOGICIEL

■ Logiciel APPUIPOT

Calcul d'appareils d'appui à pot - Version 1.00
• Réf. L51-0109 – Prix : 420 euros
(coffret : manuel + CD-Rom + disquette)

Le programme APPUIPOT permet de vérifier rapidement la conformité d'un appareil d'appui à pot de caoutchouc, en référence au projet de norme européenne prEN 1337-5.

Ce logiciel a été développé car les appareils d'appui à pot utilisés pour les grands ouvrages sont généralement fabriqués sur mesure. Dans la majorité des cas, ils ne font pas partie de la gamme normalisée des catalogues des différents fournisseurs.

Il est alors indispensable pour le maître d'œuvre de vérifier la conformité à la norme de chaque appareil d'appui livré sur son chantier.

Pour utiliser APPUIPOT, l'utilisateur doit donner les efforts extérieurs, les rotations de l'ouvrage, les caractéristiques des matériaux et les dimensions des différents éléments de l'appareil d'appui lui-même.

Le programme calcule alors les contraintes dans l'acier du pot. Il compare les contraintes obtenues et les dimensions de l'appareil aux valeurs limites données par le projet de norme européenne.

L'utilisateur dispose alors d'un bilan et il peut constater les écarts par rapport aux prescriptions de la norme. Le logiciel lui permet également de faire des propositions de modifications dans le cas où l'appareil d'appui n'est pas conforme.

APPUIPOT est développé sous environnement Windows. Il fonctionne sur un PC de type 486 ou supérieur. Il est compatible avec Windows 9x, Windows NT 4.0, ainsi que Windows 2000.