

Viaduc de Las Piedras

Viaduct over Las Piedras

Le viaduc sur le ruisseau Las Piedras est le premier pont mixte acier-béton pour TGV construit en Espagne. La nouvelle conception améliore le bipoutre classique des LGV, au niveau du comportement en caisson, en rajoutant une dalle participante inférieure. La double action mixte, souvent utilisée pour reprendre la flexion en zone de moment négatif, est généralisée sur toute la longueur du tablier pour répondre aux exigences torsionnelles. Cet article présente aussi d'autres aspects innovants mis au point pour la conception : entretoisement, acier autopatinable, raidisseurs d'appuis. Des détails spécifiques pour reprendre la résistance locale des âmes sous les réactions au lancement sont décrits, ainsi que les détails de la conception antisismique de l'ouvrage.

Résumé

Abstract *The viaduct over Las Piedras brook is the first composite steel-concrete bridge for the high-speed railway (HSR) built in Spain. The new design focuses on a typical HSR twin plate girders solution that has been innovated with strict box girder capabilities with a lower participating concrete slab. The double composite action frequently used for bending at hogging areas is generalized at the whole length of the bridge to achieve torsional stiffness requirements. The paper also describes additional innovative aspects considered in the design: cross bracing, weathering steel, support stiffening. Specific details to improve patch loading resistance of webs in launching are described, and some considerations about seismic design of the bridge are also included.*

Francisco Millanes Mato
 Javier Pascual Santos
 Miguel Ortega Cornejo
 IDEAM SA - Madrid



Photo 1 : Vue générale du viaduc La Piedras / General view of Las Piedras viaduct

1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le viaduc sur le ruisseau Las Piedras est le premier pont à structure mixte acier-béton construit en

Espagne pour les trains à grande vitesse. Il est situé sur la LGV Cordoba - Malaga dans le sud du pays. La longueur totale de l'ouvrage est de 1 208,90 m

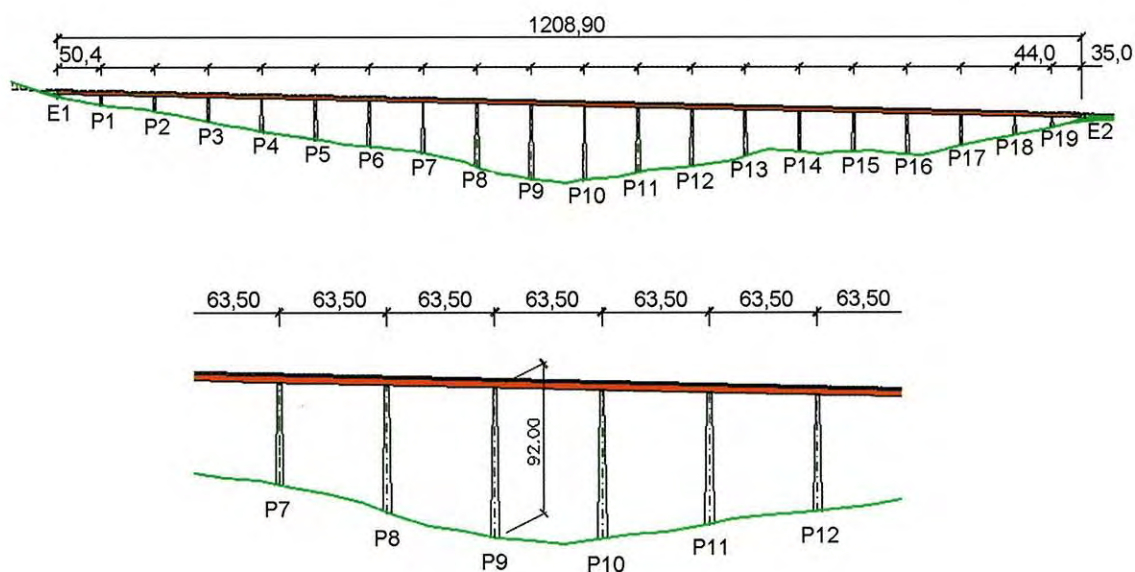


Fig. 1 : Élévation du viaduc / General elevation



Photo 2: Lancement du tablier / Deck launching

avec vingt travées dont les portées sont : 50,4 - 17 x 63,5 - 44 - 35 m. Les portées courantes ont été inspirées des portées du viaduc d'Orgon sur la LGV Méditerranée en France (Figure 1).

La hauteur des piles est importante, plusieurs atteignent plus de 93 m (Photo 2). Le tablier a été construit par lancement sur ces piles.

2. DESCRIPTION DU TABLIER

La section du tablier est constituée de deux poutres en I, hautes de 3,85 m, connectées à une dalle supérieure en béton armé. Celle-ci est d'épaisseur variable, de 0,410 m à l'axe longitudinal du tablier à 0,220 m aux extrémités. La hauteur totale du tablier mixte est donc de 4,260 m.

Même si la structure transversale du tablier s'inspire des ponts bipoutres de la LGV Méditerranée, certaines différences de conception ont été mises au point ici [1].

2.1 Diaphragmes verticaux

Les pièces de pont, de même hauteur que les poutres principales, ont été remplacées par un treillis de contreventement vertical en profils laminés. L'espacement est de 8 m environ. Ces treillis sont plus faciles à assembler sur le site et apportent une réduction significative du poids d'acier et des soudures. Des soudures d'angle ont été préférées aux boulons HR pour simplifier les procédures de contrôles requises. Les vérifications du comportement à la fatigue ont été menées soigneusement avec des résultats satisfaisants.

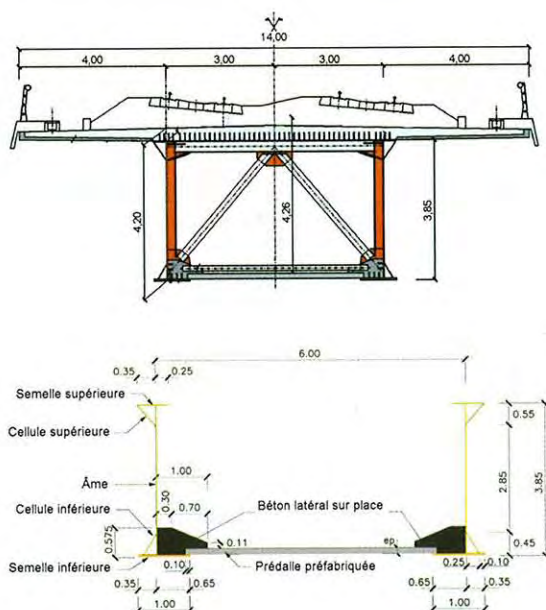


Fig. 2a et 2b: Coupe courante / Typical cross section

2.2 Dalle inférieure

À la place d'un contreventement métallique, il a été préféré une dalle en béton armé d'une conception particulière.

2.2.1 Dalle inférieure en zone de moment positif en travée

En zone de moment positif en travée, elle est constituée de panneaux préfabriqués de 2 m de long et 0,14 m d'épaisseur. Ces panneaux sont disjoints entre eux, sauf sur un mètre aux abouts, sur une longrine filante plus épaisse au-dessus de la semelle inférieure des poutres (Figures 2). Cette disposition a été adoptée pour transférer le flux de torsion entre les poutres longitudinales et les panneaux en béton. Ceci garantit une raideur en torsion plus élevée que le contreventement en treillis. Les joints transversaux évitent toute contrainte de traction due à la flexion longitudinale. En conséquence, il n'apparaît aucune fissure dans le béton.

La traverse inférieure du cadre passe au-dessus du hourdis inférieur (Photo 3).

2.2.2 Dalle inférieure en zone de moment négatif près des piles

La coupe transversale courante a été conçue pour former une section doublement mixte avec les hourdis supérieur et inférieur participants.

Le hourdis inférieur de la zone courante, en panneaux préfabriqués, sert de coffrage pour couler en place une dalle continue entre les longrines latérales.



Photo 3: Vue des diaphragmes intérieurs / Interior diaphragms

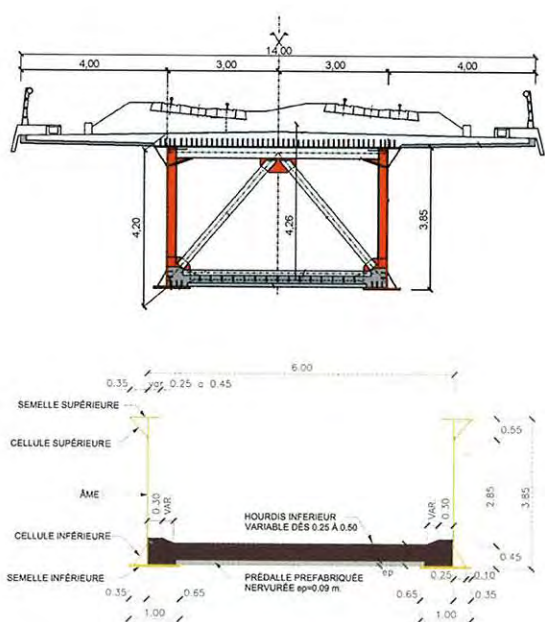


Fig. 3a et 3b: Coupe sur pile / Cross section at piers

Cette dalle s'étend sur 13,90 m de chaque côté des piles des grandes travées et un peu moins pour les autres piles (Figures 3).

L'épaisseur varie de 25 cm aux extrémités jusqu'à 50 cm sur les piles. La dalle en béton armé est connectée par des goujons aux semelles et aux âmes des poutres principales. On limite ainsi l'épaisseur maximale de la semelle inférieure à 40 mm.

2.3 Raidissage de la semelle inférieure et l'âme

Les membrures supérieures et inférieures de la poutre sont raidies symétriquement par la présence de quatre cellules triangulaires constituées chacune d'une tôle inclinée et soudée entre âme et semelles.



Photo 4a: Cellules triangulaires extérieures /
External triangular cells

Cette disposition améliore la résistance à la compression de l'âme et de la semelle vis-à-vis des instabilités pendant l'assemblage et en service.

Côté intérieur, en partie courante, la longrine de rive a été coulée sur la semelle inférieure et contre l'âme. Cependant dans la partie avant, destinée à rester en porte-à-faux et non bétonnée au lancement, la cellule intérieure a été maintenue en partie basse : la tôle inclinée et la semelle inférieure ont été munies de goujons (Photos 4).

De plus, la tôle extérieure sur la semelle inférieure et la bande intérieure en béton, coulée en place avant le lancement, ont amélioré la résistance sous les réactions au droit des appareils de lancement.

Le raidissage des âmes s'est ainsi limité aux raidisseurs verticaux disposés tous les 4 m.

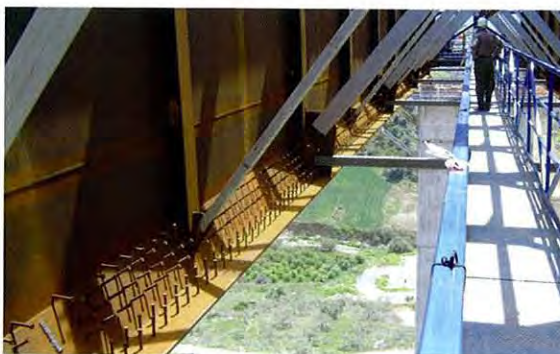


Photo 4b: Cellule triangulaire intérieure uniquement dans le porte-à-faux avant / Inner triangular cell at front of cantilever for launching

2.4 Dispositif sur appui

Afin d'avoir un aspect lisse sur la face extérieure des âmes, les appareils d'appui n'ont pas été placés sous les âmes des poutres, mais sous la pièce de pont sur appui (Photo 5). Celle-ci est à âme pleine avec trou d'homme. Elle est raidie par des profilés en caisson.



Photo 5: Pièce de pont sur pile / Support cross beam



Photo 6: Pièces de pont en travée / Diagonal cross beams in span

2.5 Hourdis supérieur

Le hourdis supérieur a été coulé sur des prédalles. Ces prédalles elles-mêmes reposent sur des traverses métalliques supérieures soudées entre les semelles des poutres tous les 2 m. Elles sont munies de connecteurs pour fonctionner en mixte avec le béton (Photo 6). On obtient ainsi une épaisseur réduite de la dalle, suffisante pour résister aux charges des rails.

2.6 Acier à résistance améliorée à la corrosion

Tout l'acier utilisé pour la structure est de nuance S355W, à résistance améliorée à la corrosion. Cette nuance est particulièrement adaptée aux conditions climatiques de la région. On a ainsi réduit le coût d'entretien par rapport aux structures en acier conventionnel (Photo 1).

3. DOUBLE ACTION MIXTE GÉNÉRALISÉE À LA TORSION

Un tablier bipoutre courant, avec des poutres à âme pleine, doit améliorer sa rigidité torsionnelle pour satisfaire aux critères de la circulation des trains à grande vitesse [2].

Des diaphragmes transversaux et un contreventement inférieur entre les poutres sont souvent utilisés pour limiter les accélérations dynamiques en flexion et en torsion sous les TGV.

Une solution différente a été conçue pour le viaduc de Las Piedras. La double action mixte en torsion a été étendue à toute la longueur du tablier pour enfermer le flux de torsion.

3.1 Comportement en caisson

Un comportement en caisson complet a été obtenu

en travée avec des panneaux de dalle préfabriqués reliant les poutres. Quand des charges excentrées sont appliquées au tablier, les efforts de torsion sont introduits par les diaphragmes en treillis verticaux. La résistance au cisaillement, dans le plan et à la flexion, se développe dans les panneaux de dalle inférieure fonctionnant en poutres Vierendel. La torsion est reprise comme dans une section creuse.

3.2 Cheminement des efforts

L'épaisseur des panneaux de dalle préfabriqués est de 14 cm et la largeur de 2 m. Ils sont situés entre les semelles inférieures des poutres principales, mais sont liés entre eux par deux bandes continues constituées par des longrines de rive d'un mètre de largeur coulées en place. Ces bandes sont suffisantes pour transmettre le flux de cisaillement entre les poutres et les panneaux béton. Ce flux traverse le panneau inférieur par des forces de cisaillement dans le plan. Comme les chargements antisymétriques ne créent pas de flexion longitudinale centrée dans l'axe du tablier, une flexion variable des panneaux dans le plan s'ensuit avec une valeur maximale à la connexion aux poutres et nulle à l'axe longitudinal. Par conséquent, la compression due au panneau fléchissant dans son plan est équilibrée par la traction dans le panneau adjacent. Le cisaillement dans le plan du panneau équilibre l'effort d'accrochage des connecteurs qui introduisent les forces de torsion. Ces forces de torsion ont des valeurs constantes entre diaphragmes car elles sont introduites par les cadres treillis.

Cependant il est clair que les lignes d'application de ces forces ne sont pas coïncidentes au même point. Une flexion horizontale se produit dans les panneaux. La figure 4 montre le cheminement des efforts dus à la torsion dans les panneaux discontinus entre deux diaphragmes successifs.

3.3 Études aux éléments finis

L'incidence de la discontinuité des panneaux inférieurs de dalle préfabriqués dans la raideur torsionnelle de la poutre caisson a été étudiée par un modèle aux éléments finis. Une réduction de 66 % de la raideur d'une dalle continue a été constatée.

L'influence de la fissuration du béton a aussi été constatée. Le dimensionnement du tablier a été mené avec l'hypothèse sécuritaire de la fissuration totale obtenue par une analyse de comportement sui-

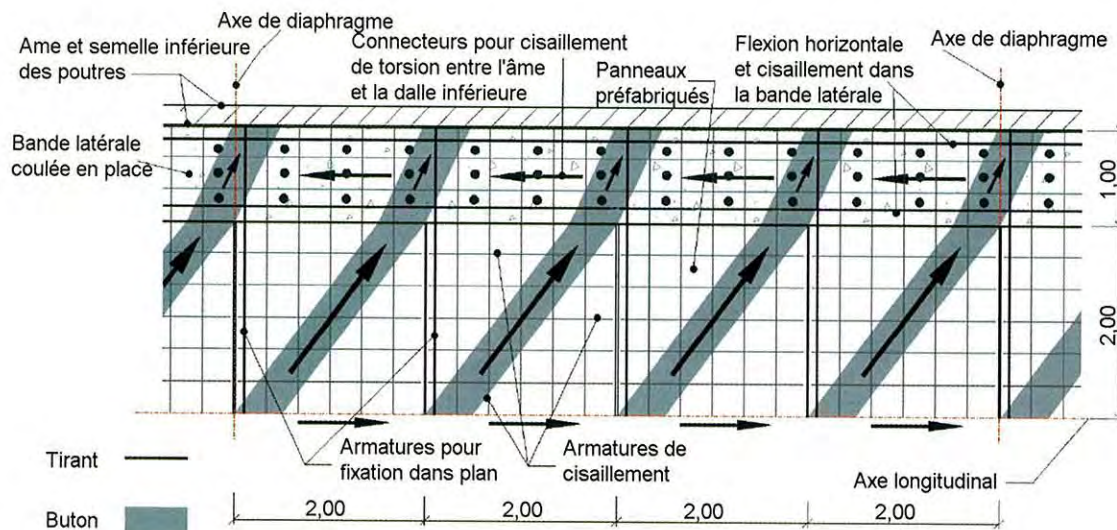


Fig. 4: Comportement à la torsion des panneaux préfabriqués discontinus et des longrines latérales coulées en place / Torsional response of bottom discontinuous precast slabs and lateral strips cast in place

vant des diagonales tendues et comprimées. Dans ce cas, la raideur torsionnelle obtenue est d'environ 18 % de celle du béton non fissuré ; ce qui correspond donc à 12 % du béton non fissuré dans la dalle continue.

Des calculs statiques et dynamiques avec ces valeurs garantissent le bon comportement du tablier. Même dans le cas extrême de la fissuration, l'épaisseur équivalente obtenue pour la dalle inférieure en panneaux disjoints est d'environ 1,4 mm, similaire au contreventement en treillis métallique d'une épaisseur équivalente d'environ 0,8/2,0 mm.

4. DOUBLE ACTION MIXTE EN FLEXION

4.1 Fissuration du béton

Sous la flexion d'ensemble, la fissuration du béton dans les dalles inférieures est à envisager.

Avec les panneaux préfabriqués, l'absence de la continuité longitudinale, sauf sur les longrines de rive, empêche la transmission des efforts de traction et ne produit qu'une fissuration limitée sous flexion d'ensemble. Les contraintes de traction sont inférieures à 1,3 MPa sous charges permanentes et 3,0 MPa sous charges variables. Les connecteurs et les armatures longitudinaux dans les longrines de rive coulées en place sont suffisants pour limiter les ouvertures des fissures dans cette zone.

Cette disposition a été utilisée sur plusieurs ouvrages de la LGV Méditerranée en France, comme le viaduc de Bompas. Elle a été reprise ici associée à un tablier doublement mixte en zone de moment négatif. Cette technique est souvent utilisée en Espagne depuis les années 1970. Comme il a été expliqué précédemment, les longrines de rive, coulées en place en zone de moment positif en travée, sont prolongées sur toute la largeur entre les poutres pour avoir une structure mixte inférieure dans le sens longitudinal. La compression due à la flexion longitudinale limite la fissuration du béton dans la dalle inférieure, augmentant la raideur en flexion et en torsion par rapport à un contreventement métallique en treillis. La double action mixte améliore considérablement l'inertie et la raideur vis-à-vis du comportement dynamique.

4.2 État limite ultime

L'avantage le plus important de la double mixité est au niveau de la résistance ultime de la structure.

Les poutres longitudinales ont des sections de classe 1 ou 2 tout le long du tablier, aussi bien pour la flexion positive en travée que pour la flexion négative sur pile. La figure 5 montre la position de l'axe neutre plastique le long d'une travée de 63,5 m par rapport aux valeurs limites pour la classe 2. On voit que la section est partout de classe 2. On évite ainsi les problèmes d'instabilité à l'ELU, non seulement

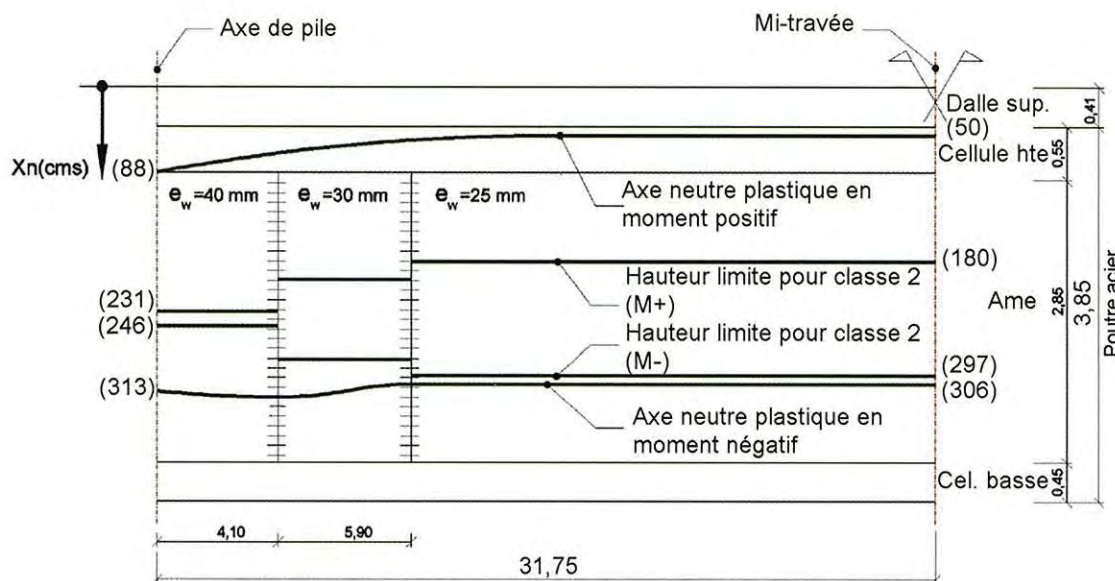


Fig. 5: Position de l'axe neutre plastique dans une travée / Position of plastic neutral axis along the span

dans les semelles inférieures connectées au béton, mais aussi dans les âmes qui sont de section compacte suite à la position basse de l'axe neutre à l'ELU. La figure 6 montre la courbe moment de flexion - courbure pour les sections sollicitées en moment négatif près des piles. À la résistance ultime en flexion, une déformation d'environ 0,28 % est atteinte sur la fibre la plus comprimée et des déformations maximales en traction d'environ 0,7 % en

semelle supérieure. La courbure ultime est alors 3,40 fois celle de la courbure élastique ; on a donc une réserve de ductilité importante pour la flexion positive et négative à l'état limite ultime. Ainsi il est possible d'arriver à une conception économique et sécuritaire à l'État Limite Ultime ELU avec les charges globales élastiques internes et une résistance élasto-plastique pour les sections sous moments positif et négatif.

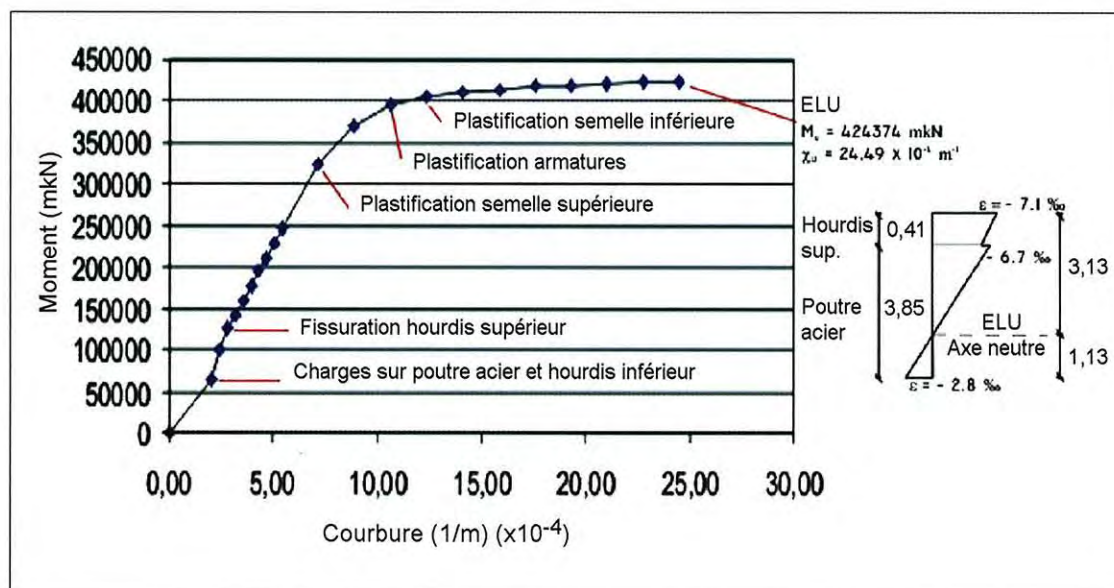


Fig. 6: Courbe moment - déformation dans les sections sous moment négatif sur piles / Bending moment - curvature relationship at hogging cross section located over piers

Il y a même suffisamment de réserve pour atteindre des niveaux de sollicitations de la structure proches de l'État Limite en Service ELS plastique global par un contrôle adéquat des rotations élasto-plastiques et sans aucun risque d'instabilité.

Ceci est un avantage structurel certain pour le caisson à double action mixte par rapport au bipoutre classique. Cependant, la redistribution élasto-plastique entre les zones de moment négatif et les zones de moment positif n'a pas été prise en compte pour la vérification à l'ELU. Les critères de vérification à la fatigue ne permettent pas de profiter de ce comportement.

5. RÉSISTANCE LOCALE AU LANCEMENT

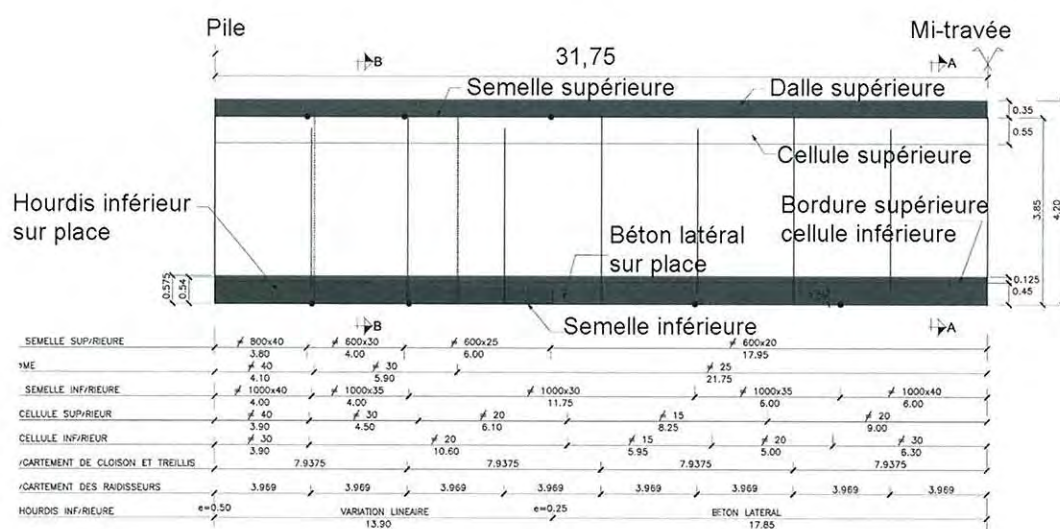
Le pont a été mis en place par lancement. La section transversale lancée comprenait toute l'ossature métallique, le béton de la dalle inférieure et les prédalles de coffrage de la dalle supérieure.

Les forces verticales sur les âmes ont atteint 4 250 kN au lançage. Ces valeurs dépassent les niveaux atteints au lançage de ponts classiques. L'épaisseur de l'âme est de 25 mm sur une grande longueur du tablier et les raidisseurs verticaux sont positionnés tous les 4 m (Figure 7). Une étude exhaustive a été menée sur la résistance aux charges locales des âmes au lancement afin de garantir la sécurité sans augmenter le poids d'acier.

Des règles spécifiques pour la résistance sous charges locales « patch loading » sont données dans différents règlements : SIA [3], BSI [4] ou Eurocode EN 1993:1-5 [5].

Cependant, il nous a semblé qu'aucun de ces règlements ne fournissait de critères précis de vérifications quand la section diffère du double T habituel. Les cellules triangulaires extérieures et les longrines latérales de béton coulées en place améliorent nettement la résistance locale de la partie basse des âmes au-delà des valeurs préconisées par les règlements. Les deux dispositions apportent une raideur en flexion additionnelle à la semelle, augmentant ainsi la raideur en membrane des âmes.

Les cellules triangulaires et les longrines latérales constituent une poutre longitudinale de grande raideur pouvant distribuer la charge concentrée au lançage sur une plus grande longueur d'âme résistante. La semelle inférieure avec la cellule triangulaire agit comme une poutre entre deux raidisseurs verticaux. L'amélioration de la résistance aux charges locales des âmes n'étant pas justifiable par les règlements actuels, une analyse aux éléments finis (EF) a été menée. Cette analyse a montré une augmentation sensible de la valeur préconisée par les règlements. Les résultats du calcul EF avec des analyses non linéaires sont donnés à la figure 8. Avec une longueur de chargement de 1,50 m au niveau des patins de lancement, la distribution finale des contraintes verticales dans la partie inférieure de l'âme, juste au-



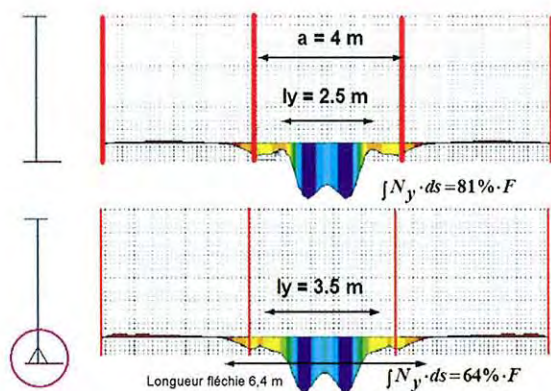


Fig. 8 : Contrainte locale au lancement calculée sans et avec participation de la cellule triangulaire inférieure / Patch loading stress during launching calculated without and with participation of lower triangular cell

dessus des cellules, atteint plus de 3,50 m. De plus, environ 35 % de la charge totale sont directement transmis par cisaillement à la cellule inférieure adjacente aux raidisseurs verticaux avec un fonctionnement en poutre. L'amélioration de la résistance ultime est d'environ 70 % supérieure aux valeurs obtenues par les formules de calcul sur des poutres en double T.

6. MÉTHODES DE CONSTRUCTION

Les piles du viaduc, caractérisées par leur grande hauteur qui atteint 92 m, ont été réalisées avec un système de coffrages grimpants (Photo 7).

Le tablier du pont a été construit par poussage à partir des culées. Il a été assemblé sur des plates-formes de lancement disposées derrière les culées sur des appuis provisoires espacés de 30 m.

Chacune des deux poutres métalliques de la section transversale du tablier a été transportée avec les raidisseurs déjà montés, et elles ont finalement été assemblées avec les entretoises treillis et les raidisseurs sur piles sur l'aire de lancement (Photos 8, 9 et 10).

Le pont a été lancé avec la totalité de l'acier de la structure, les dalles inférieures, le béton du fond du caisson, les armatures latérales, ainsi que les prédalles supérieures qui n'étaient pas connectées au tablier (Photos 11 et 12). Le béton de la dalle supérieure a été coulé sur les prédalles ; pour cette raison, le ferrailage de la dalle avait déjà été mis en place avant le poussage.



Photo 7 : Construction des piles par coffrage grimpant / Pier construction with climbing formwork



Photo 8 : Déchargement et positionnement d'une poutre métallique / Unloading and positioning of a steel girder



Photo 9 : Assemblage d'un tronçon complet de la structure métallique / Assembly of complete segment of steel structure

La circulation du tablier pendant les phases de lancement était possible, grâce au transport sécurisé des matériaux auxiliaires vers les piles par la partie intérieure du tablier, évitant ainsi l'utilisation de grues de grande taille pour les piles les plus hautes.



Photo 10: Viaduc en construction avec le tablier lancé jusqu'à la travée 2 / Bridge mounting with the steel deck launched over the second span



Photo 13: Lancement avec la première travée sans dalle inférieure ni supérieure / Launching with first span without lower on upper deck



Photo 11: Prédalles de coffrage du hourdis supérieur / Pre-fabricated slabs for coffering of upper slab



Photo 12: Panneaux de hourdis préfabriqués inférieurs et dalle mixte inférieure au fond / Prefabricated lower slab panels and composite lower deck at the back



Photos 14 et 15: Câbles de lancement et de retenue de la première partie arrière / Launching and retaining cable of the first back part of the structure



Pendant les phases de lancement du pont, une façon d'éviter des efforts excessifs dans la première travée en console a été de ne pas charger cette travée avec les prédalles supérieures et inférieures avant la phase de lancement (Photo 13).

Le pont, d'une longueur totale 1 209 m, a été poussé sur 618 m à partir de la culée C1, et sur 591 m à partir de la culée C2. Compte tenu de la pente de 2,4 % vers C2, le poussage à partir de C1 a nécessité l'utilisation d'un système de câbles de poussage et de câbles de rétention pour retenir la structure, dans l'hypothèse d'un frottement des téflons inférieur à 2,4 %. Côté C2, le poussage ascendant a dû vaincre la pente de 2,4 %, sans l'utilisation du système de retenue.

Les photos 14 et 15 montrent le système de câbles de retenue et de poussage du tablier pendant la phase de lancement à partir de la culée C1. Les câbles de retenue (supérieurs) ont été ancrés dans la partie frontale sur des éléments boulonnés au tablier, et dans la partie latérale ils ont été ancrés à des structures auxiliaires fixées à la coulée. Les câbles de poussage (inférieurs) ont été ancrés aux structures auxiliaires fixes sur la coulée, ainsi qu'au bloc de retenue ancré dans la partie finale du parc de lancement (Photo 16).



Photo 16 : Détail de la structure auxiliaire de lancement avec les câbles et galets / Details of auxiliary launching structure with cables and launching rollers

Le poussage de l'ossature a été réalisé par glissement des semelles inférieures des deux poutres métalliques sur des appuis glissants constitués de quatre patins de néoprène (Photo 17). La sous-face des plaques a été peinte avec une peinture glissante et, pendant la phase de poussage, de la graisse a été injectée avant chaque zone d'appui de manière à diminuer le frottement.

À la différence des ponts en béton armé, le lancement d'un pont mixte, ne nécessite pas l'installation de plaques de glissement sur chaque appui, car la semelle inférieure est en même temps la surface de



Photo 17 : Détail des appuis glissants avec guidage latéral pendant le lancement / Details of sliding support with lateral guidance during launching



Photo 18 : Patins de glissement et vérins en bout de l'avant-bec / Sliding pads and hydraulic jacks at front of launching nose

glissement. D'autre part, les appuis provisoires utilisés pour le poussage n'ont pas besoin des opérations de manutention ni de substitution, sauf dans le cas d'une anomalie ou dans le cas de rupture des patins téflons ou du néoprène. Dans le cadre de ce projet, et durant toutes les phases de lancement du pont, il n'a jamais été nécessaire de remplacer des patins téflon ou des néoprènes, ni sur les piles ni sur les culées. Les appuis glissants ont été équipés d'un dispositif de guidage latéral afin d'éviter d'éventuels problèmes d'excentrement transversal du tablier pendant le poussage.

Dans la partie frontale du système de poussage, on a disposé deux patins démontables ainsi qu'un vérin de hissage sur piles (Photo 18). Au moment où la console est arrivée au droit d'une pile, le vérin central a récupéré la flèche et hissé la structure à la cote requise pour permettre aux appuis glissants d'arriver sur la pile. À ce moment précis, les patins d'accos-

tage, pliés verticalement de façon à éviter le contact avec la pile, ont commencé à se déplier et sont venus prendre appui sur les appuis glissants.

Une fois les patins en appui, le vérin a été retiré et le poussage a repris. À chaque fois que le tablier se déplaçait en s'appuyant sur les plaques inférieures, les patins d'accostage étaient repliés (Photos 19 et 20).

En fonction du nombre de tronçons assemblés à chaque phase sur la plate-forme de lancement, on a pu pousser une ou deux travées avec un poussage continu de 127 m de tablier.

Pour une travée courante de 63,5 m, la flèche théorique au bout de la console, avant l'arrivée sur la pile, était de 1,03 m. Cette flèche prenait en compte les charges et raideurs de calcul. La flèche réelle, mesurée sur site, était comprise entre 0,98 m et 0,94 m, l'écart entre la théorie et la réalité est inférieur à 10 %.

Le coefficient de frottement obtenu pendant le poussage a varié de 3,5 % pour les premières phases de lancement à 2 % pour les dernières phases. Par contre, au début de chaque phase, les valeurs de frottements étaient plus importantes au début du déplacement sous l'action des vérins. Ces valeurs maximales ont pu dépasser 6,5 %.

Après la fin du dernier lancement, la structure encore en appui sur les appuis provisoires, qui présentaient la même pente du tablier (2,4 %), a été descendue et fixée sur les appuis définitifs spéciaux à pot. La descente de 70 cm environ a été réalisée en trois phases, avec des descentes maximales de 30 cm par appui. Cette opération de descente du tablier a été faite avant le bétonnage de la dalle supérieure.

7. CONTRÔLE DES RÉACTIONS AU LANCEMENT

Comme indiqué précédemment, le lancement a été effectué avec l'ossature métallique, la dalle inférieure de fermeture du caisson, les prédalles supérieures préfabriquées ainsi que l'armature de la dalle supérieure du tablier. Un tel lancement a permis des gains en délais et sécurité, mais il a aussi apporté des niveaux de sollicitation en phase de poussage qui étaient plus importants que pour un viaduc mixte conventionnel. Pendant le lancement, les valeurs caractéristiques des réactions théoriques maximales au niveau des âmes



Photo 19 : Passage sur pile et repli des patins de glissement /
Passage over pier with launching pad folded



Photo 20 : Lancement du tablier des deux côtés /
Launching of deck from the two sides

étaient de 4 200 kN par appui. Le surdimensionnement des pièces pour la reprise des sollicitations de lancement ne pouvait se faire pour des raisons économiques. Les sections et le raidissage des âmes furent déterminés avec des épaisseurs comprises entre 25 mm et 40 mm pour des hauteurs des âmes de 3 850 mm et raidisseurs verticaux de 4 000 mm. La disposition de la cellule métallique inférieure (Réf. [6] et [7]) s'est avérée très efficace pour la résistance aux effets locaux « patch loading ».

D'autre part, l'évaluation de la capacité résistante des âmes métalliques à l'instabilité latérale sous charges concentrées est un phénomène qui dépend de plusieurs paramètres qui ne sont pas clairement établis à ce jour :

- l'augmentation de la résistance grâce à des raidisseurs longitudinaux ouverts ou fermés ;

- l'augmentation de la résistance apportée par la cellule inférieure ;
- l'influence des raidisseurs transversaux, leur espacement et les dimensions du patin ;
- l'influence des épaisseurs d'âme variables en hauteur ;
- l'influence des flexions générales en moment négatif dans la section.

De même manière, comme indiqué dans les références [6], [7] et [8], il existe une grande dispersion des résultats selon les différentes justifications normatives qui sont en train d'être mises au point dans les dernières versions EN de l'Eurocode 3. Les formulations ainsi établies ne couvrent pas le cas du lancement de Las Piedras. La littérature spécialisée conseille d'être très prudent, au moment de la détermination des réactions d'appui du dimensionnement, en appliquant un coefficient de majoration qui prend en compte les incertitudes liées au processus de lancement de la structure. Les coefficients peuvent varier entre 1,3 et 1,5 (Réf. [8] et [9]). Il est conseillé aussi, dans la phase de poussage du pont, d'équiper la structure d'un système de contrôle des réactions d'appui en temps réel, ainsi que d'un système de régulation automatique des réactions en cas de dépassement de certains seuils admissibles.

Dans le cadre de notre ouvrage, caractérisé par des réactions d'appui élevées et un dimensionnement des âmes assez juste, l'installation d'un tel équipement s'avérerait trop cher étant donné le nombre d'appuis à instrumenter (38), ainsi que des difficultés d'accessibilité (piles de 92 m de hauteur).

La nécessité de garantir un niveau de sécurité pendant le lancement, sans instrumentation complexe et onéreuse, a conduit à définir, avant le lancement du pont, un système complet mais simplifié d'essais de chargement. Les essais ont été réalisés sur la plate-forme de lancement. Ils ont permis, d'une part l'obtention de conclusions très intéressantes sur les actions, les sollicitations et la réponse structurelle en phase de lancement, d'autre part la comparaison entre le niveau réel de sécurité à l'instabilité latérale des âmes. Les valeurs mesurées ont été comparées aux résultats de calcul de dimensionnement par une analyse non linéaire aux éléments finis (Réf. [6] et [7]) et les valeurs obtenues avec les formulations des normes en vigueur.

7.1 Définition des essais de chargement

La principale raison de la réalisation d'essais de chargement, avant le lancement du pont, était la difficulté pratique d'établir un contrôle systématique des réactions d'appui sur les nombreuses piles (19) pendant les opérations de lancement de la structure et du passage des poutres sur chacune des piles. Le test a été conçu pour reproduire sur la plate-forme de lancement la plupart des phénomènes et paramètres qui influent, selon les tolérances d'exécution, sur les écarts prévisibles entre les valeurs des réactions d'appui réelles et celles qui sont déterminées dans la théorie. Les essais devaient donc, envelopper, avec des marges de sécurité adéquate, les réactions maximales prévisibles par appui pendant le lancement. Cette approche permettait aussi de vérifier que les niveaux de sécurité, sous l'effet du « patch loading » des âmes sous l'action des réactions d'appui dans les patins, restaient sous des seuils acceptables et prévus. Avec les dimensions du patin conçu pour le lancement (longueur $S_0 \approx 1\,500$ mm), et dans les cas des panneaux les plus élancés, d'épaisseur 25 mm, les valeurs ultimes de la réaction varient entre :

BSI 5400 [4] / Valeur recommandée Ensidesa [10] :

$$P_u \approx 7\,000 \text{ kN}$$

RPM 95 [11] (Espagne) / SIA [3] (Suisse) :

$$P_u \approx 8\,250 \text{ kN}$$

BSI 5400 (Révision) / EC3 (version ENV-1993-1) :

$$P_u \approx 6\,300 \text{ kN}$$

EC3 (version pr EN-1993-1-5) [5] : $P_u \approx 7\,100 \text{ kN}$

On obtient donc une réaction P_u située entre 7 100 kN et 8 250 kN, même si aucune de ces propositions ne prend en compte les effets favorables des cellules triangulaires.

Les valeurs de dimensionnement données par les différentes normes pour $P_{\max}$ par appui sont :

$$P_{\max} \approx P_u / \gamma$$

avec $\gamma = 1,35$ pour la valeur la plus faible (EC3) et $\gamma = 1,5$ pour la valeur la plus importante (SIA) : 5 300 kN (EC3) et 5 500 kN (SIA/RPM). Ces valeurs sont supérieures à la valeur maximale prévisible de 4 200 kN.

7.2 Formulation des essais de chargement

L'objectif principal des essais de chargement est de garantir que les niveaux maximums des réactions d'appui, pendant le lancement, restent en dessous

des limites de sécurité précédemment établies. Pour cela, il s'est avéré nécessaire d'évaluer l'incidence des facteurs externes qui pourraient être à l'origine d'écarts significatifs entre les valeurs réelles et celles prévues pour dans la phase du projet.

Les facteurs peuvent se résumer aux :

- Surpoids des prédalles supérieures et inférieures, surpoids dû au surépaississement du béton du fond du caisson, ainsi que surpoids des passerelles et des appareils auxiliaires disposés sur la première travée après l'avant-bec.
- Mouvements différentiels longitudinaux entre des points d'appui du tablier, au moment de passage sur les piles, dus aux tolérances d'exécution et de montage ainsi qu'aux déformations parasites pendant les opérations de soudage.
- Mouvements transversaux différentiels dus aux tolérances d'exécution et de montage des poutres latérales.
- Différences entre les raideurs réelles de la structure et celles prises en compte pour le calcul de la réponse sur le modèle de calcul.

L'expérience dans le suivi et le montage de nombreux ponts a permis d'interpréter les écarts entre les mesures réelles et les valeurs théoriques. Ainsi la somme des réactions d'appui pendant chaque phase indique l'écart entre le poids réel et la valeur théorique de calcul. Cet écart a atteint entre 10 % et 15 %. Les calculs de lancement ont été refaits avec les nouvelles valeurs ajustées.

Un autre paramètre de suivi est la raideur transversale et longitudinale réelle de la structure. Le calcul avait considéré les armatures et les surépaisseurs de béton réellement mises en œuvre. La contribution à la raideur générale apportée par la largeur participante de la dalle inférieure a été comparée avec un modèle précis aux éléments finis.

La validation de la raideur transversale de la structure et de son comportement à la torsion, généré par des actions excentriques et des dénivellations d'appuis, a aussi été contrôlée par un modèle aux éléments finis. La raideur transversale joue un rôle décisif dans la résistance au « patch loading » des âmes. Le modèle aux éléments finis prend en compte le frottement entre les patins de glissement et la semelle inférieure des poutres.

D'autres contrôles pendant les essais ont porté sur l'influence des tolérances des contreflèches, les changements de géométrie localisés aux joints entre tronçons. Ceux-ci ont été menés en mesurant les réactions sur les appuis sur la plate-forme d'assemblage. Grâce à l'ensemble des mesures de contrôle réalisées, on a pu déduire que les dénivelllements longitudinaux relatifs maximaux entre piles successives distantes de 63,5 m ont toujours été inférieurs à ± 2 cm. C'est aussi la valeur maximale qui a été estimée pour la dénivellation différentielle transversale entre les sections des deux poutres.

Une fois les raideurs ajustées dans les modèles de calcul, les phases de lancement ont été recalculées. La réaction maximale de 5 200 kN obtenue pour un appui se décompose ainsi :

- poids propre : 4 862 kN
- dénivèlement différentiel longitudinal (± 2 cm) entre les appuis des piles consécutives : 68 kN
- dénivèlement différentiel transversal (2 cm) entre les appuis sur piles : 200 kN
- gradient thermique : 83 kN

Avec ces valeurs des réactions maximales qui prennent en compte les tolérances de poids et d'exécution de la structure, on est dans la fourchette donnée par les règlements, avec γ_{seg} compris entre 1,35 et 1,6. Les calculs ont considéré une réaction nominale de 4 167 kN par appui, ce qui donne 5 535 kN avec un coefficient d'incertitude de 1,33. Ceci est du même ordre de grandeur que la réaction maximale estimée.

Les résultats de la modélisation par éléments finis, avec participation des nervures de béton au-dessus de la semelle inférieure, donnent des valeurs des réactions sous « patch loading » supérieures 10 000 kN par appui dépassant les valeurs données par les règlements. Il a donc été décidé de réaliser un nouvel essai de chargement jusqu'à 6 200 kN, soit 20 % supérieur aux réactions maximales attendues.

Ce dernier essai de chargement, avec mesure par micromètre de précision, a montré l'absence de déformation transversale des âmes dans la section d'appui. Les résultats des calculs aux éléments finis non linéaires, avec une déformation initiale de 2 cm, ont montré un niveau modéré des déformations transversales des âmes. Ceci a permis de valider le dimensionnement de la nervure inférieure dont la



Photos 21a et 21b : Appuis pendant le lançage / Launching supports

raideur est un élément actif de la résistance à la stabilité latérale de l'âme.

Tous ces essais de chargement sur la plate-forme de lançage ont permis d'éviter la mise en place d'un système complexe de contrôle des réactions verticales lors du passage du pont sur les nombreuses piles d'appui. Il a suffi de maintenir certains contrôles stricts d'exécution, faciles à réaliser, pour s'assurer que les limites maximales de tolérances en poids et en contreflèches ne soient jamais dépassées.

7.3 Résultats des essais de chargement

Les essais de chargement ont eu lieu sur l'aire de lançage de la culée C2 du pont, avant la deuxième phase de poussage. La longueur totale de la structure sur laquelle les essais ont été réalisés est de 273,61 m (Photos 21).

Pour la réalisation des essais, des cales et des vérins de 200 t de charge maximale et 5 cm de course ont été utilisés sur tous les appuis, sauf pour l'appui où était testée la stabilité latérale de l'âme. À cet endroit ont été disposés, en dessous de chaque âme, sept vérins de levage de 100 t et 12 cm de course. Les réactions ont été calculées à partir de la lecture des micro-

mètres de précision disposés au droit du point de mesure. La lecture de la déformation à chaque palier de charge indiquait la force exercée par le vérin. Au moment du soulèvement du pont, la valeur lue sur le micromètre est devenue très élevée : la pression indiquée par les vérins représentait la réaction exacte.

7.3.1 Mesure des réactions sous poids propre

L'introduction de charges a été faite par paliers, avec lecture de la pression et du déplacement sur les micromètres dans l'âme des poutres. Au soulèvement d'une des âmes, les vérins de levage de la poutre ont été bloqués et l'on a noté la pression. Par la suite, on a procédé à des incréments de pression dans les vérins de l'âme de la poutre adjacente, jusqu'à ce qu'elle atteigne le soulèvement recherché. La réaction d'appui correspondait à l'addition des réactions mesurées dans chaque poutre.

La déviation moyenne des poids en travée était de 10 % par rapport aux valeurs théoriques, alors qu'on a atteint dans les zones d'appui des déviations des valeurs moyennes localisées inférieures à ± 5 %.

7.3.2 Mesure de la raideur longitudinale de la structure

La raideur longitudinale a été mesurée au soulèvement d'appui. Le soulèvement a été réalisé avec les vérins et mesuré par fleximètres. Pour chaque palier de charge, on a noté le déplacement de la poutre gauche et la poutre droite, ainsi que la pression sur les vérins d'appui des poutres.

Sur les courbes de soulèvement, il existe un premier tronçon qui correspond à l'effet de décompression des vérins, jusqu'au début du soulèvement de la structure où l'on observe un changement brusque de la pente.

La raideur mesurée est de 131,4 kN/m, proche de celle utilisée dans le modèle de calcul où elle est égale à 132,2 kN/m (Figures 9).

7.3.3 Mesure de la raideur transversale de la section

Cette mesure a été réalisée sur un appui équipé de vérins de grande course. Après avoir bloqué les vérins situés sur la poutre qui a subi le premier soulèvement, on a continué à injecter de la pression sur les vérins de l'autre poutre, jusqu'à atteindre un déplacement différentiel de 3,5 cm (Photo 22).



Photo 22: Mesure de la rigidité transversale / Measurement of transversal stiffness

La raideur transversale ainsi obtenue était de 65,6 kN/m, ce qui est très proche de la valeur théorique obtenue avec un modèle aux éléments finis. Dans ce modèle, la raideur transversale apportée par le

frottement des prédalles inférieures sur les semelles a été mise en évidence : la section du tablier fonctionne en caisson vis-à-vis du flux de cisaillement en torsion. Ce comportement apporte une sécurité vis-à-vis du « patch loading » des âmes. En effet, les sections ouvertes en U ou en H, habituelles dans les ponts mixtes, sont sensibles aux dénivellations différentielles entre les âmes lors du passage sur les piles. Cependant pour les sections fermées, caractérisées par une raideur de torsion élevée, une petite dénivellation latérale (due aux tolérances d'exécution ou à un gradient thermique transversal) peut ramener toute la charge sous une seule âme.

7.3.4 Mesure de la stabilité des âmes

L'objectif de cet essai de chargement était d'étudier la déformation transversale des âmes sous une réaction localisée de 6 200 kN au niveau d'une âme. Cela a permis de garantir une sécurité minimale de 20 %

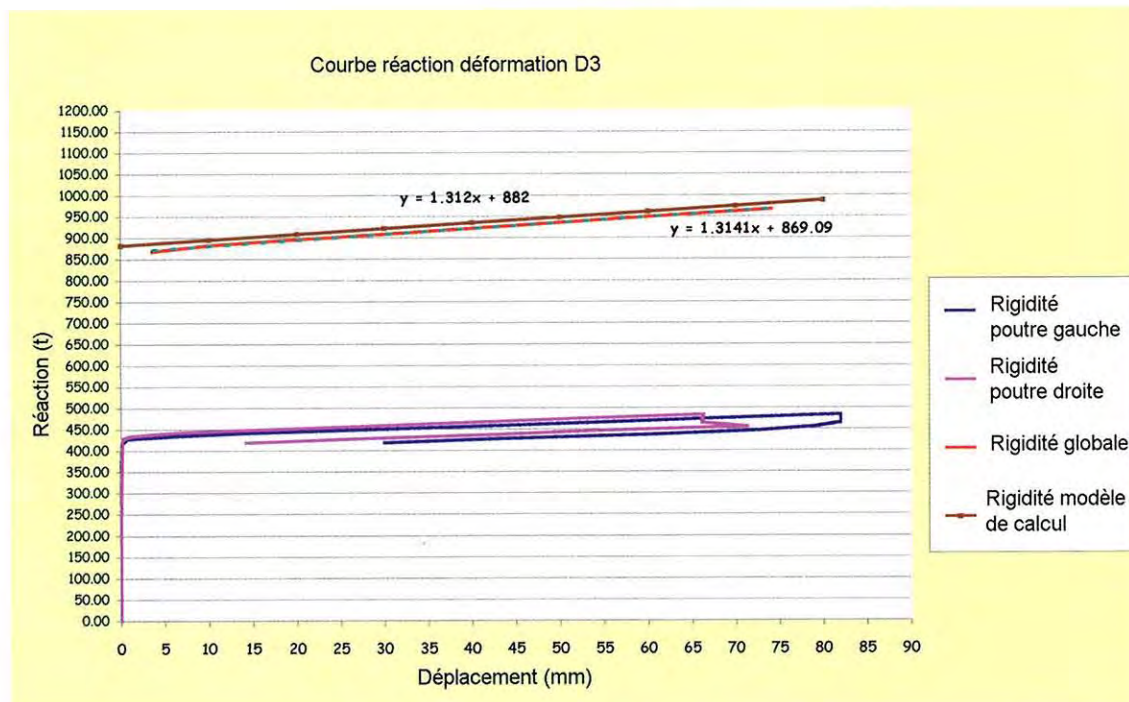
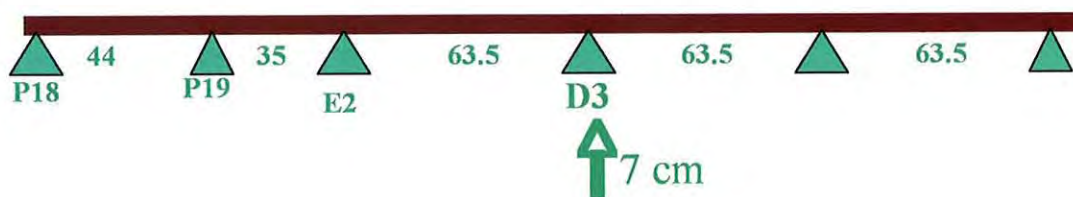


Fig. 9a et 9b: Mesure de la rigidité longitudinale du pont / Measurement of the longitudinal stiffness of the bridge



Photo 23 : Contrôle de la déformation transversale de l'âme /
Control of transversal deformation of web



Photo 24 : Application des réactions localisées /
Application of local reactions

vis-à-vis de la valeur maximale de 5 187 kN calculée pour les phases de lancement du pont (Photos 23 et 24). L'essai de chargement a été mené avec 32 t de ferrailage disposées sur la poutre testée. Il a été ensuite appliqué une dénivellation différentielle longitudinale de 8 cm par rapport aux appuis adjacents, suivie d'une dénivellation différentielle transversale de 4 cm par rapport à la poutre adjacente. L'essai a été mené jusqu'à la course maximale des vérins à 97 % de la charge prévue.

Pendant l'essai de chargement, un contrôle de la déformation transversale de l'âme au droit de l'appui a été effectué, avec une précision supérieure à 0,1 mm. Il n'a pas été observé de déplacement transversal.

8. DISPOSITIFS ANTISISMQUES

Le choix des blocages longitudinaux du modèle statique et dynamique a été l'un des problèmes de la

conception. Les critères de conception très contraignants étaient :

- l'accélération sismique nominale de 0,10 g ;
- la longueur totale de l'ouvrage était trop grande pour un seul point fixe à une culée à cause de la dilatation cumulée à la culée opposée ;
- la hauteur des piles et les fondations n'étaient pas adaptées pour des points fixes intermédiaires.

Pour la première fois dans les LGV espagnoles, des amortisseurs visqueux absorbeurs de choc longitudinaux ont été conçus à chaque culée, pour résoudre simultanément le problème de points fixes et de comportement des joints de dilatation longitudinaux (Photo 25). Des mouvements lents ont été permis sans résistance, mais les efforts horizontaux en service ont été limités. De plus on a aussi limité les efforts sismiques transmis aux appuis.

8.1 Appareils d'appuis

Le système d'isolation sismique comporte aussi des appareils d'appui glissants guidés PTFE sur les piles P1 à P7, P12 à P19 et les culées. Ils agissent comme des isolateurs sismiques seulement dans le sens longitudinal. Les appareils d'appui sur les piles P8 à P11, qui sont fixes dans les deux directions horizontales, produisent des forces de rappel élastiques. Il n'y a pas de dispositifs amortisseurs spécifiques dans le sens transversal. La souplesse horizontale a été obtenue par la déformation élastique des piles.



Photo 25 : Amortisseurs visqueux longitudinaux et transmetteurs
de choc / Longitudinal dampers and shock transmission devices

8.2 Amortisseurs visqueux

En conditions non sismiques, les amortisseurs visqueux transmettent les forces longitudinales. Ils constituent les principaux points de blocage longitudinal de l'ouvrage ; ils sont dimensionnés pour la reprise des efforts à l'état limite de service : 2 200 kN

pour chacun des quatre dispositifs par culée. Les lois de comportement des amortisseurs pour des mouvements à grande vitesse sont de la forme : $F = C \times V^\alpha$. Afin de maintenir l'effort maximum développé à un niveau constant pour une grande plage de vitesse pendant les séismes, l'exposant doit être supérieur à 0,015. On peut ainsi faire l'approximation $F = C = 2\,200$ kN. La force est presque indépendante de la vitesse.

Les possibilités de déplacement ont été soigneusement analysées pendant les études de conception. Ces déplacements peuvent être d'origine rhéologique, thermique ou sismique. Dans le cas du viaduc de Las Piedras, un déplacement maximum de ± 350 mm devait être repris.

Il faut aussi connaître le déplacement longitudinal du tablier sous les forces de freinage. Ceci a une influence sur la résistance et la stabilité de la voie. Ici la valeur maximale calculée est inférieure à 8 mm, ce qui est tout à fait admissible quand des appareils de dilatation sont disposés à chaque culée.

Il est intéressant de remarquer que le déplacement sous les forces de freinage est très sensible à la capacité totale des dispositifs. Augmenter la capacité de déplacement sous séisme a pour conséquence d'abaisser le comportement en service. Il n'est donc pas judicieux de faire le dimensionnement avec des valeurs trop élevées des déplacements sous séisme.

8.3 Blocage transversal sur les piles

Dans le sens transversal, l'effort maximum sous

séisme en tête des piles atteint 4 500 kN, valeur trop élevée pour le blocage par tiges d'ancrage des appareils d'appui. Des dispositifs de blocage transversal sous le tablier en tête des piles, laissant libre les déplacements longitudinaux, ont été construits. Les boulons de scellement des appareils d'appui ont été dimensionnés pour un effort sismique à l'ELS égal au tiers de la valeur en service (Figure 10).

9. PRINCIPALES QUANTITÉS

Surface totale : 14 x 1 208,80 m 16 923,20 m²

Tablier mixte :

• Dalle supérieure de couverture :	
- Béton :	5 573,23 m ³
- Armatures :	1 875 t
• Dalle inférieure au caisson :	
- Béton :	2 202,836 m ³
- Armatures :	844 t
• Charpente métallique :	4 531 t (268 kg/m ²)
- Acier S355J0W :	4 246 t
- Acier S355J2 :	196 t
- Acier S275JR :	89 t
• Piles :	
- Béton :	7 511 m ³
- Armatures :	1 266 322 kg
• Fondations :	
- Béton :	16 044,6 m ³
- Armatures :	1 371 983,07 kg
- Pieux Ø 1,80 m :	312 m (P18 et P19)

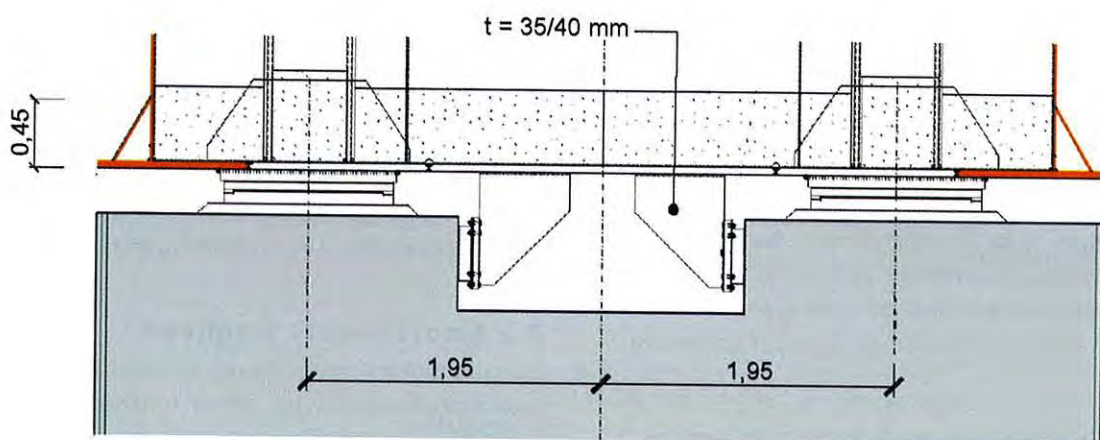


Fig. 10: Butée antisismique transversale en tête des piles / Transverse device for seismic forces at top of the piers



Photo 26 : Viaduc en fin de montage / Viaduct at end of launching

10. PRINCIPAUX INTERVENANTS

- Maître d'ouvrage : ADIF (Agence pour le Développement des Infrastructures Ferroviaires)
- Maître d'œuvre : ADIF / INECO
- Entreprises :
 - Titulaires : Altec
 - Sous-traitant acier : Megusa
 - Sous-traitant lancement : BBR
 - Sous-traitant appuis et système d'amortissement sismique : Maurer
 - Sous-traitant prédalles préfabriquées : Lecrin
- Études :
 - Conception et projet : IDEAM SA
 - Contrôle : Groupement Paymacotas et IDEAM SA

11. BIBLIOGRAPHIE

- [1] Millanes, F. ; Pascual, J. ; Alonso, M. ; Ortega, M. ; Bartolomé, O. "Arroyo las Piedras bridge: An innovative solution for high-speed bridges". IABSE 2003 Symposium. Amberg 2003.
- [2] Millanes, F. ; Pascual, J. "Viaducto across the stream 'Las Piedras'. The first high-speed railway line steel concrete composite bridge in Spain". Eurosteel Conference on Steel and Composite Structures. Maastricht (Holanda). Juin 2005.
- [3] Société Suisse des ingénieurs et des architectes SIA 161. Constructions métalliques. 1990.
- [4] British Standard Institution. Steel, concrete and composite bridges. BS 5400.
- [5] Eurocode 3 pr EN 1993 part 1-5. "Plated Structural Elements. Stage 34 Draft". 2003.
- [6] Ripa, T. ; Pascual, J. "Design Improvements for Patch Loading Resistance in Bridges during Launching". Steel Bridge 2004. Symposium International sur les Ponts Métalliques. Millau (France). Juin 2004.
- [7] Ripa, T. ; Pascual, J. ; Millanes, F. "Diseño para la mejora de la resistencia de almas esbeltas durante el empuje de grandes viaductos mixtos". III Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Novembre 2005.
- [8] Lebet, J.P. "Proyecto y lanzamiento de un puente de 130 m. de luz: el Viaducto de Vaux". III Jornadas Internacionales sobre Puentes Mixtos: Estado Actual de su Tecnología y Análisis. Madrid 2001.
- [9] Rosignoli, M. "Bridge Launching" Thomas Telford Publishing. Londres 2002.
- [10] Viñuela L. Recomendaciones para el proyecto de puentes de acero. Tomo 4, 1ª Ed. Empresa Nacional Siderúrgica SA., Madrid, 1992.
- [11] Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras. RPM-95. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Carreteras, Madrid, 1995.