

COUVERTURE DE LA TRANCHÉE FERROVIAIRE D'HENDAYE

Celso IGLESIAS (ciglesias@cfcsl.com)

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

1. RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX SUR L'OUVRAGE

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

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



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

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

Ville : 64700 HENDAYE

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

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

Début des travaux : Décembre 2005

Délai : 4 ans jusqu'aux deux premiers bâtiments

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

Maître de l’Ouvrage : ENTREPUNTES, S.L.

Architecte pour les bâtiments: Juan EIZMENDI

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

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

Leonardo Fernández Troyano, Celso Iglesias Pérez, Lucía
Fernández Muñoz

Entrepreneur gros-œuvre: ALTUNA y URIA

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

Chefs de Chantier : Manu Nartallo, Eider Berridi

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

Démolition du Pont-Vieux : RMD-KWIKFORM IBE-RICA

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

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

Bureau de contrôle technique :

- Bureau Veritas, Agence Aquitaine Bigorre Service Pays Basque-Landes

- Bruno SOMET (Chef de service) et Julien HARYMBAT (Généraliste BTP)

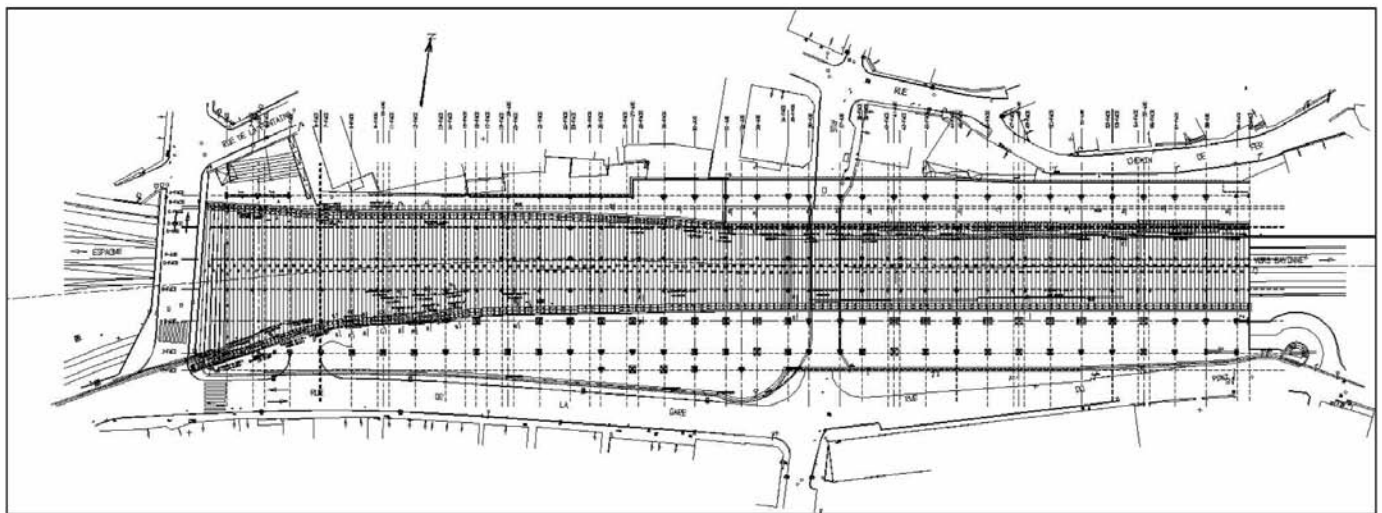


Figure 2. Vue en plan de la dalle de couverture avec le Pont Neuf à gauche et le Pont Vieux au centre.

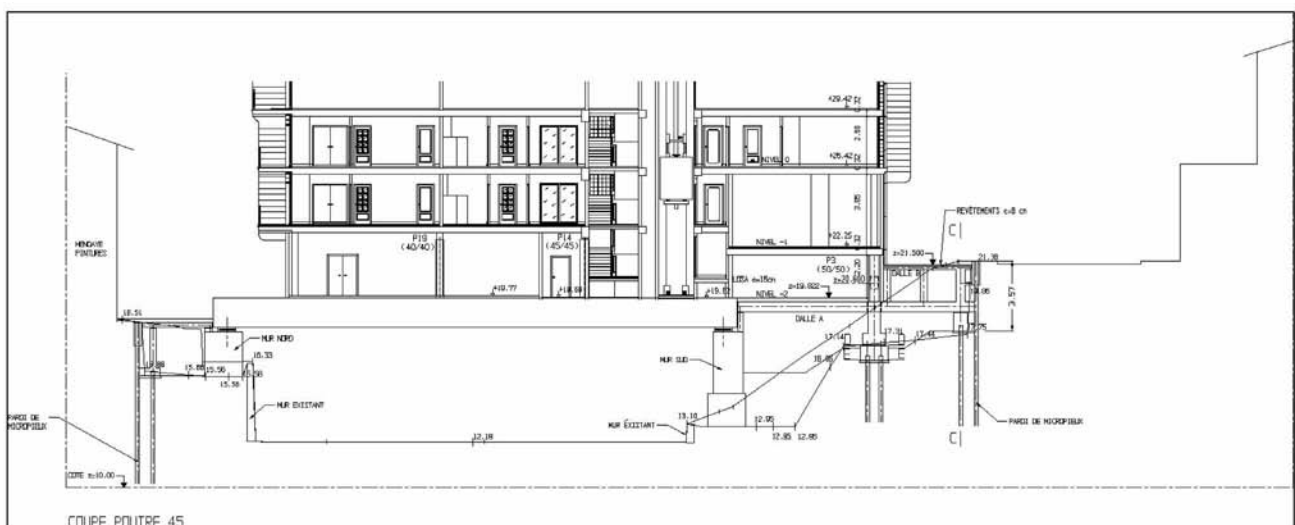


Figure 3. Coupe de la dalle de couverture par la poutre 45 (Promotion 2).

2. LES ASPECTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION

2.1. Présentation de l'ouvrage

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

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

Cette dalle permet :

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

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

2.2. Le site et les contraintes

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

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

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

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

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



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



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

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

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

2.3. Conception générale de l'ouvrage

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

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

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

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

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

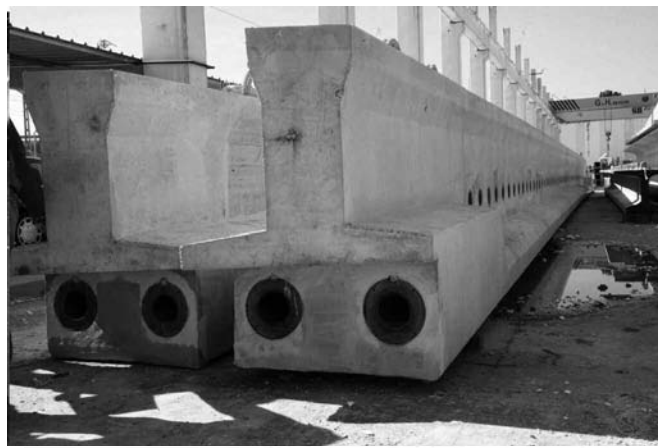


Figure 6. Poutre en cours de fabrication et une fois fabriquée (à remarquer les réservations de passage pour la précontrainte transversale en deuxième phase.



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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.4. Les murs, les semelles et les micro pieux

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

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

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

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

2.5. Le choix des matériaux

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

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

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

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

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

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

La protection contre l'alcali-réaction

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



Figure 9. Portique lanceur des poutres en dalle courante.

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

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

La protection contre les réactions sulfatiques différées

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

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

Risque de corrosion des armatures

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

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

3. CHARGES ET ACTIONS PRISES EN COMPTE

3.1. Poids propre des poutres préfabriquées

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

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

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

3.2. Reste de poids propre de la dalle

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

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

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

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

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

3.4. Charges transmises par les poteaux

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

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

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

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

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

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

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

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

3.6. Zone de jardin à l'extérieur du bâtiment

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

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

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

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

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

3.9. Surcharge due aux pompiers

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

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

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

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

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

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

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

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

4. ÉTAT LIMITES CONSIDÉRÉS DANS LES CALCULS

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

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

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

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

5.1. Sections transversales considérées

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

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

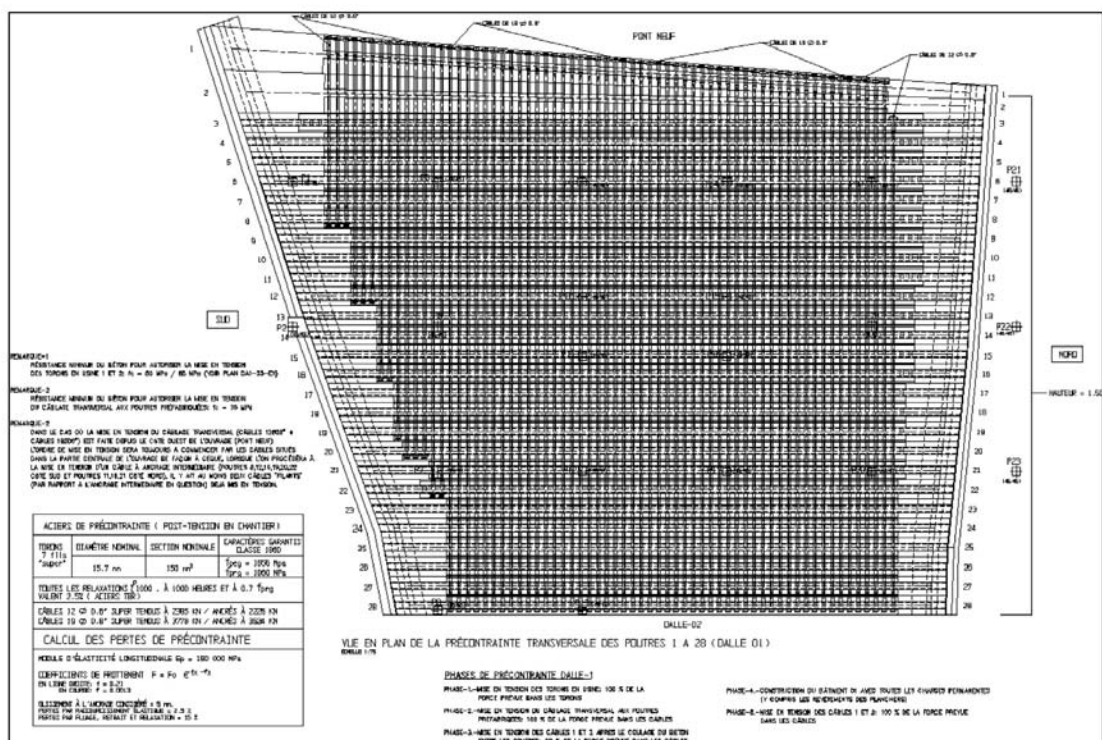


Figure 12. Précontrainte transversale de la dalle.

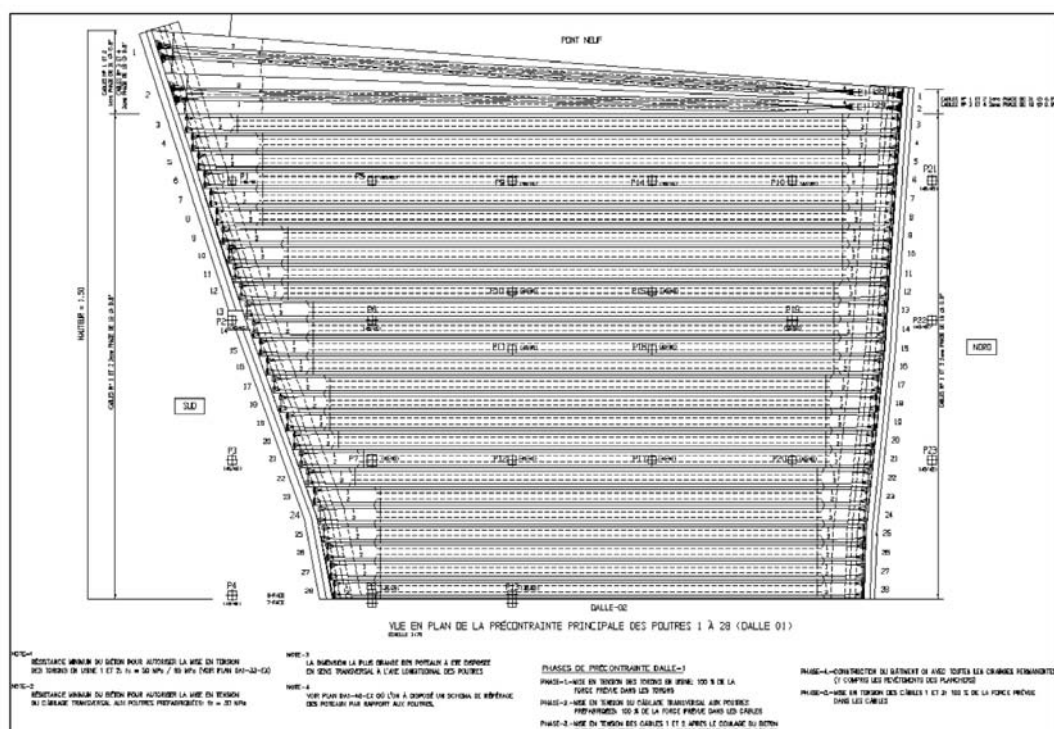


Figure 13. Précontrainte longitudinale, appliquée en deux phases, avant (50%) et après (50%) construction des édifices.

- **Q1k**, enveloppe charges d'exploitation transmises par les poteaux.
- **Q2k**, enveloppe charges d'exploitation au niveau supérieur de la dalle (excepté la zone occupée par le jardin).
 - À l'extérieur du bâtiment du côté du Pont Neuf : **5,0 kN/m²** (Poutres 1 à 6).
 - À l'intérieur du bâtiment : **6.0 kN/m²**.

- **Q3k**, enveloppe charges d'exploitation sur le jardin (**5,5 kN/m2**).

Chaque enveloppe d'efforts comprend douze cas de charge qui correspondent à l'enveloppe d'efforts axiaux maxi et mini, d'efforts tranchants maxi et mini (verticaux et transversaux), moment de torsion maxi et mini et moments fléchissant maxi et mini (verticaux et transversaux).

5.3. Combinaisons d'actions considérées

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

COMBINAISON QUASIPERMANENTE (ELS) :

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

COMBINAISON FRÉQUENTE (ELS) :

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

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

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

COMBINAISON RARE (ELS) :

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

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

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

5.4. Études pour la vérification des contraintes

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

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

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

5.5. Contraintes normales de compression admissibles

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

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

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

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

5.6. Contraintes normales de traction admissibles

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

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

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

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

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

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

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

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

5.7. Pertes de précontrainte

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Le cisaillement est calculé avec les formules habituelles du BPEL :

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

On considère comme cisaillement admissible :

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

6. ARMATURES À E.L.U.

6.1. Armatures passives à la flexion

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

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

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

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

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

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

6.2. Armatures d'effort tranchant

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

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

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

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

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

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

or :

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

d'où :

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

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

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

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

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

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

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

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

6.4. Poinçonnement en bord de dalle : appui des poteaux

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

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

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

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

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

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

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

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

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

On a vérifié deux situations possibles de la poutre :

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

6.7. Flexion à l'E.L.U.

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

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

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

7. MICRO PIEUX : DESCENTE DE CHARGES

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

8. VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMÈRE FRETTE

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



Figure 14. Appareils d'appui en néoprène fretté.

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

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

9. ÉTUDE DES VIBRATIONS

9.1. Introduction

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

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

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

a = accélération f = fréquence d = déplacement

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

9.2. Cadre légal

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

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

9.3. Valeurs limites et indicatives

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

9.6. Méthodologie de mesure

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

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

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

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

9.7. Étude des vibrations

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

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

9.8. Processus de calcul

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

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

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

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

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

9.9. Résultats obtenus et conclusions

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

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

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

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

10. CONTRÔLE DES FLÈCHES

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

11. DÉMOLITION DU PONT-VIEUX

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

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

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

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

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

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

Les cas de charge considérés ont été les suivants :

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

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

12. CONSTRUCTION DU « NOUVEAU PONT-VIEUX »

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

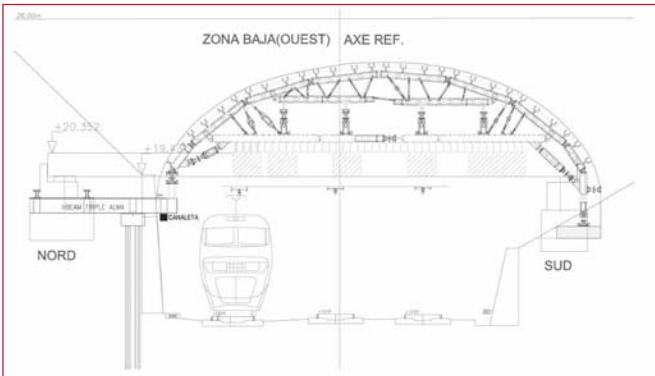


Figure 15. Schéma de principe du cintre utilisé pour le démontage du Pont-Vieux.



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



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

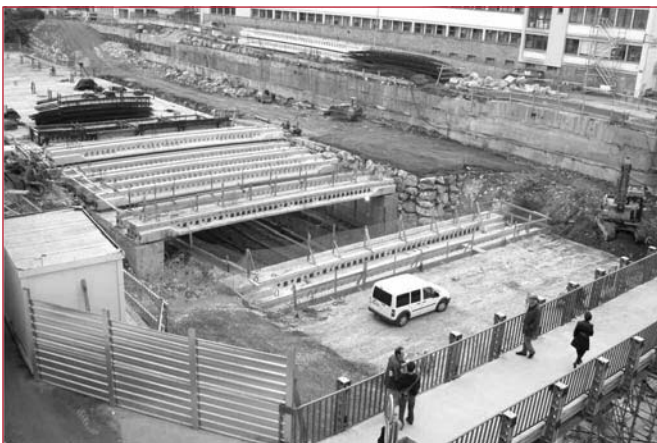


Figure 18. Aspect du site à la fin de la démolition du Pont-Vieux avec une passerelle piétonne provisoire.

12.1. Structure choisie

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

12.2. Charges et actions

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

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

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

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

Concernant la dalle intermédiaire de parking :

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

12.3. États Limites considérés dans les calculs

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

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

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

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

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

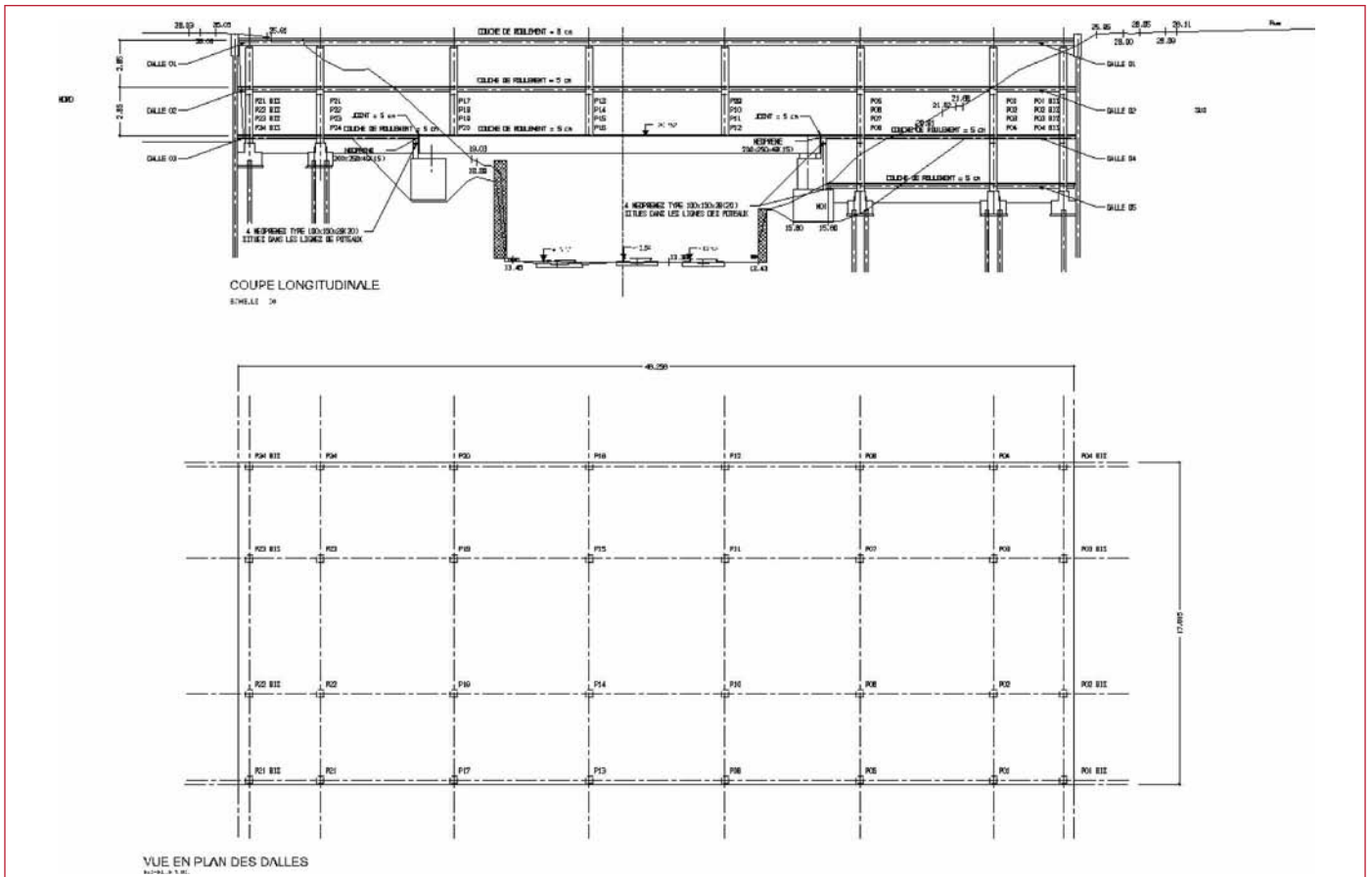


Figure 19. Coupe transversale par le « nouveau Pont-Vieux ».

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

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

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

CONTRAINTES DANS L'ACIER

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

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

12.4. Équilibre horizontale de l'ouvrage

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

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

12.5. Poteaux

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

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



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



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

13. PARACHÈVEMENT DES DALLES LATÉRALES

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

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

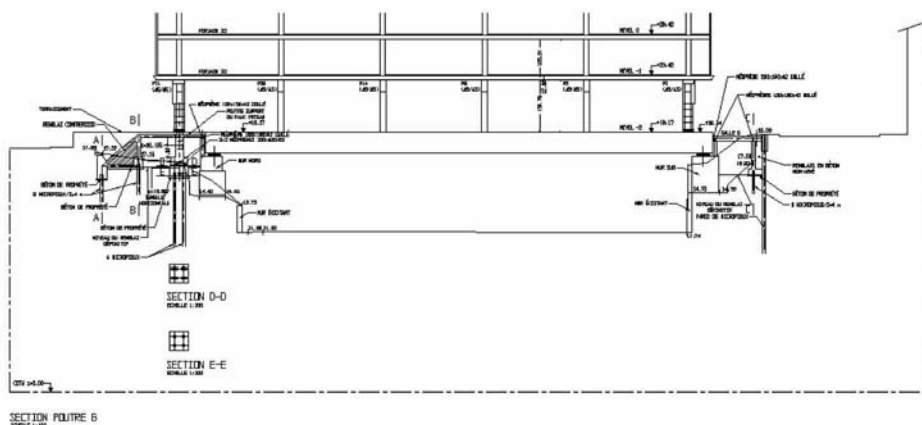


Figure 22. Section par la poutre 6, dalle 1 à côté du Pont Neuf (Avenue Charles de Gaulle).



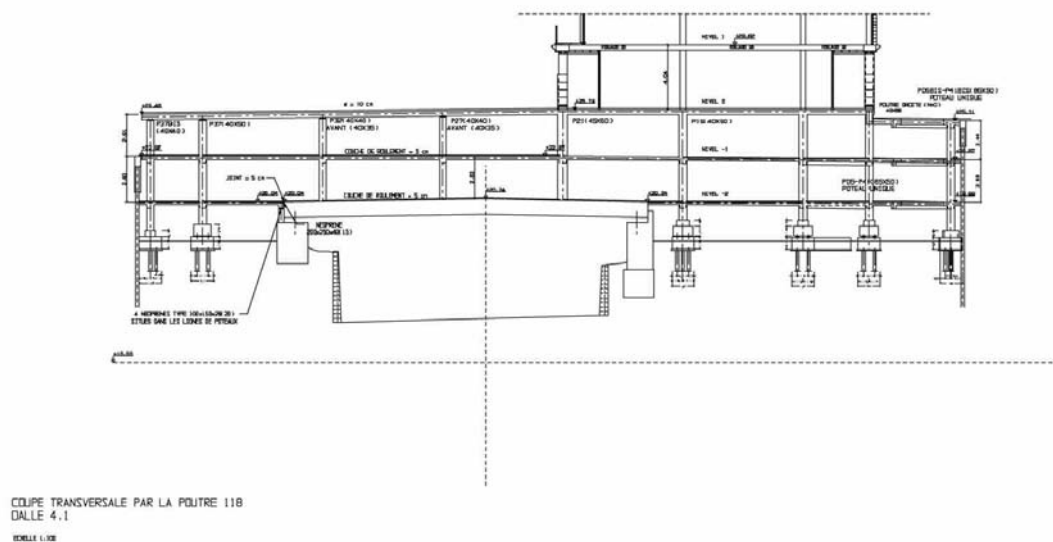


Figure 26. Section par la poutre 118, dalle 4.1.

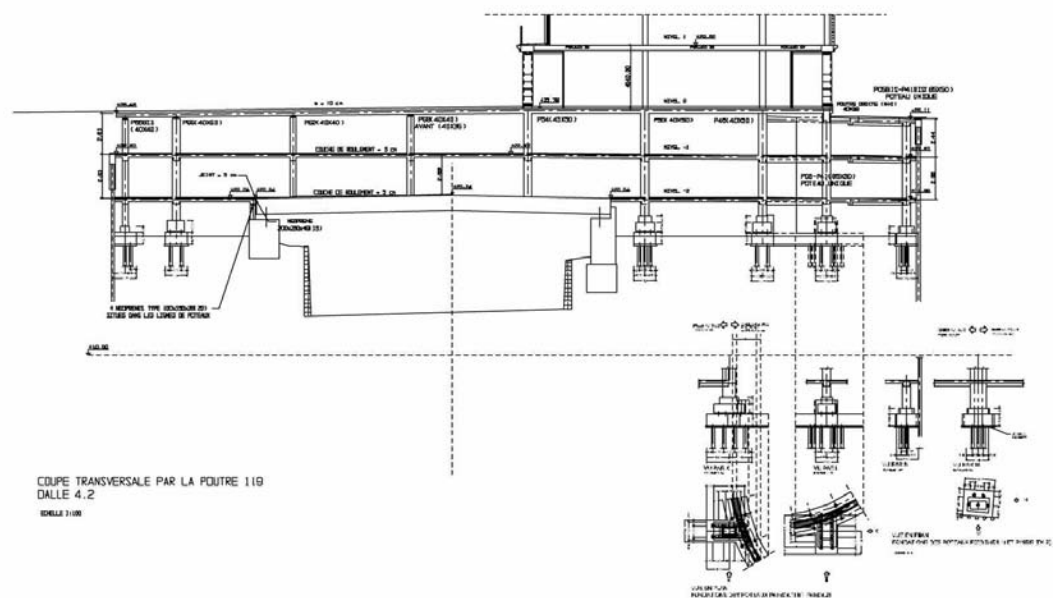
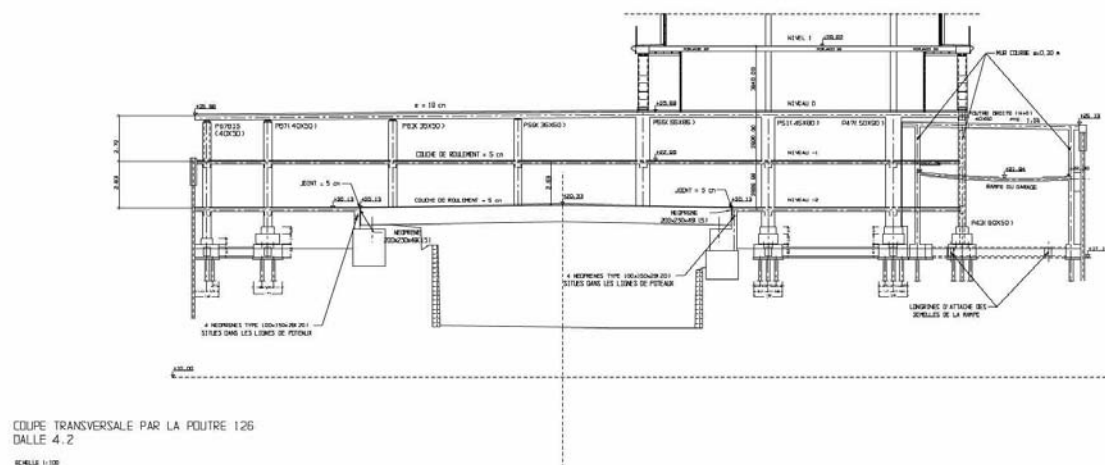


Figure 27. Section par la poutre 119, dalle 4.2.



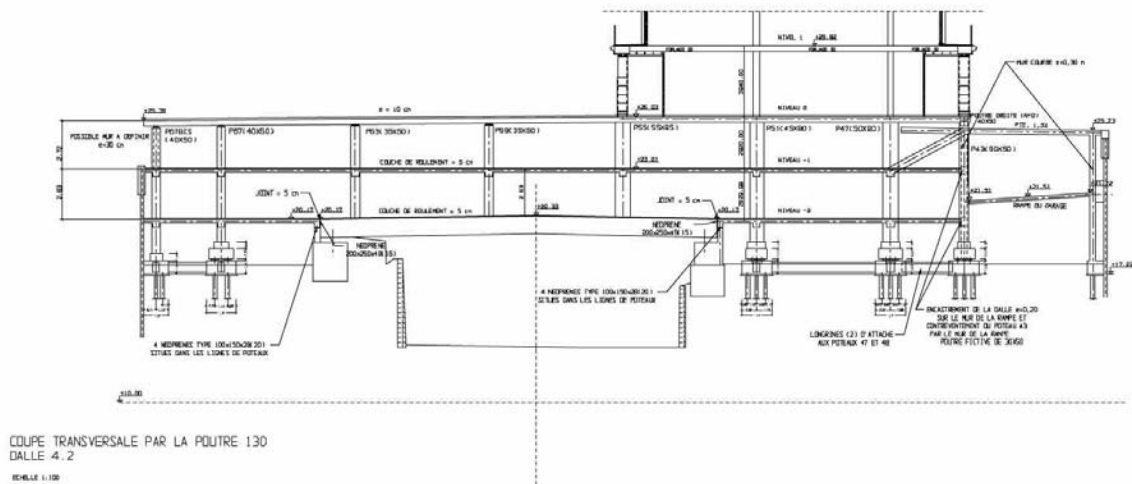


Figure 29. Section par la poutre 130, dalle 4.2.

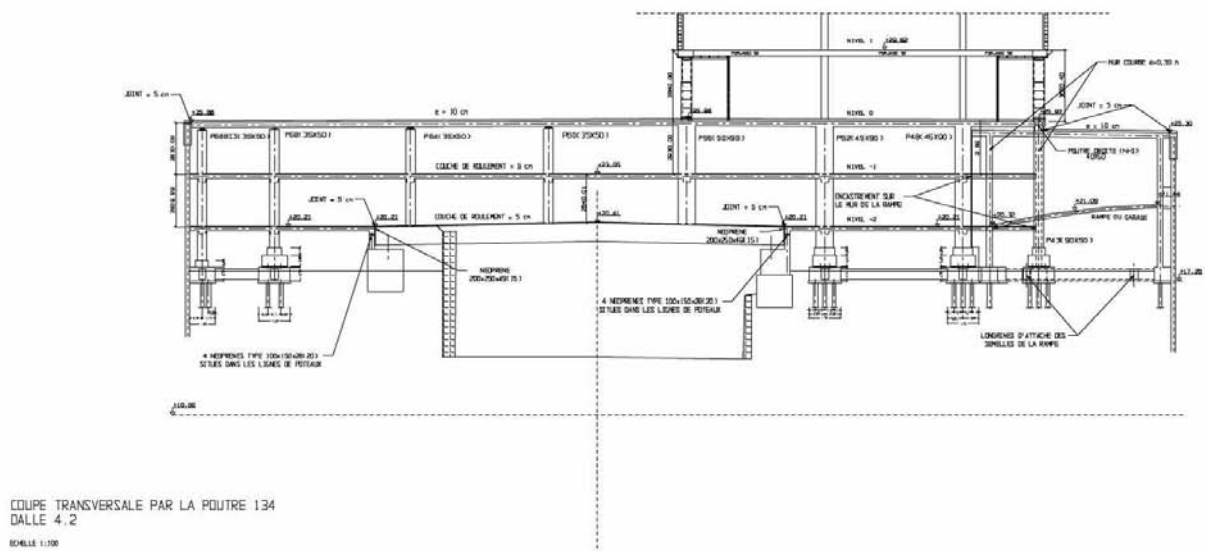
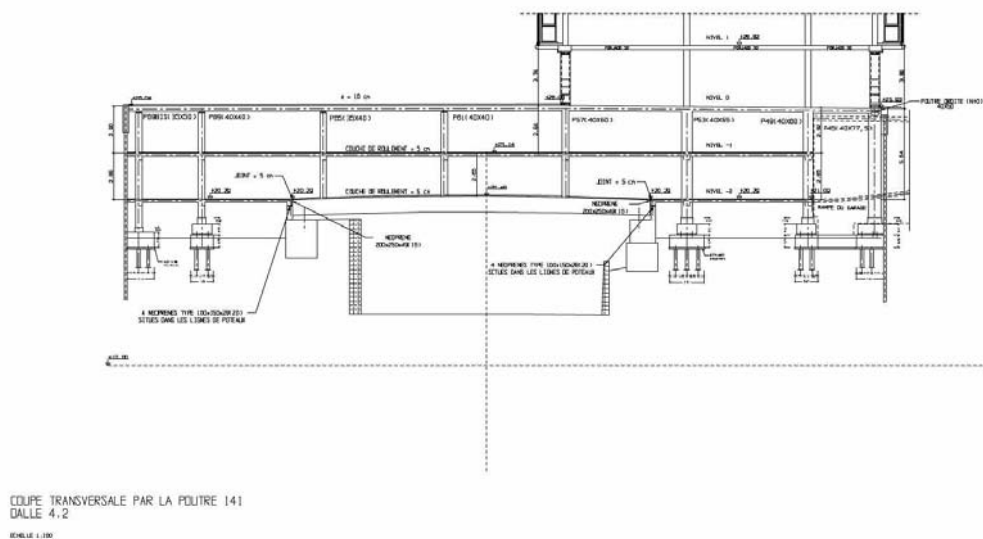


Figure 30. Section par la poutre 134, dalle 4.2.



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

01. ÉTUDE EN COURS D'EXÉCUTION 01

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

Sur (S1) :

001+002 PP des poutres préfabriquées + Précontrainte 1

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

Sur (S1) :

001+002 PP des poutres préfabriquées + Précontrainte 1

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

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

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

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

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

PP : Poids Prope

02. ÉTUDE EN COURS D'EXÉCUTION 02

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

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

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

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

+004 x 0,5 +Précontrainte 2 (50%)

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

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

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

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

+004 x 0,5 +Précontrainte 2 (50%)

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

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

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

Sur (S1) :

001+002 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

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

Sur (S2) :

+020 +Précontrainte transversale

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

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

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

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

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

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

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

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

Sur (S2) :

+404/405 +Précontrainte transversale

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

+380/381 +Précontrainte 2

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

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

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

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

+320/321 x 0,77 Q1k

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

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

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

+356/357 x 0,65 Q3k : 5,5 kN/m²

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

04. ÉTUDE-ELS rare à t=0

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

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

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

Sur (S2) :

+404/405 +Précontrainte transversale

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

+380/381 +Précontrainte 2

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

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

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

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

+320/321 x 1,00 Q1k

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

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

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

+356/357 x 0,77 Q3k : 5,5 kN/m²

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

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

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

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

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

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

Sur (S2) :

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

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

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

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

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

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

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

+320/321 x 1,00 Q1k

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

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

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

+356/357 x 0,65 Q3k : 5,5 kN/m²

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

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

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

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

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

06. ÉTUDE-ELS rare à t=infini

CAS DE CHARGE : Moment fléchissant Mz maxi/mini

Sur (S1) :

001+368/369 PP poutres préfabriquées + Précontrainte 1

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

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

Sur (S2) :

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

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

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

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

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

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

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

+320/321 x 1,00 Q1k

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

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

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

+356/357 x 0,77 Q3k : 5,5 kN/m²

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

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

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

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

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

15. RÉFÉRENCES

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

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