

SESSION DE 2008

**CONCOURS EXTERNE
DE RECRUTEMENT DE PROFESSEURS AGRÉGÉS**

Section : GÉNIE CIVIL

Option A : MATÉRIAUX, OUVRAGES ET AMÉNAGEMENT

INGÉNIERIE DE PROJET

Durée : 8 heures

Documents et matériels autorisés :

- Textes réglementaires :
 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, dites BAEL 91 révisé 99 ;
 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, dites BPEL 91 révisé 99.
 - Règles de calcul des constructions métalliques, dites CM 66, avec additifs 1980.
 - Règles de calcul des constructions en acier Eurocode 3.
 - Règles de calcul et de conception des charpentes en bois, dites CB 71.
 - Règles NV 65, N95.
- Calculatrice électronique de poche, y compris programmable, alphanumérique ou à écran graphique, à fonctionnement autonome, non imprimante, autorisée conformément à la circulaire n° 99-186 du 16 novembre 1999.

L'usage de tout autre document et de tout autre matériel électronique est rigoureusement interdit.

Dans le cas où un(e) candidat(e) repère ce qui lui semble être une erreur d'énoncé, il (elle) le signale très lisiblement sur sa copie, propose la correction et poursuit l'épreuve en conséquence.

De même, si cela vous conduit à formuler une ou plusieurs hypothèses, il vous est demandé de la (ou les) mentionner explicitement.

NB : Hormis l'en-tête détachable, la copie que vous rendrez ne devra, conformément au principe d'anonymat, comporter aucun signe distinctif, tel que nom, signature, origine, etc. Si le travail qui vous est demandé comporte notamment la rédaction d'un projet ou d'une note, vous devrez impérativement vous abstenir de signer ou de l'identifier.

Tournez la page S.V.P.

Documents constituant le dossier :

Sujet :

A - Présentation générale de l'opération,	5 pages
B - Etudes demandées	5 pages

Plans fournis en annexe

- P1 : Coupe transversale et pile
- P2 : Vue en plan et élévation d'une travée avant renforcement
- P3 : Vue en plan et élévation d'une travée après renforcement
- P4 : Détail des bossages d'ancrage
- P5 : Détail des déviateurs
- P6 : Position des sections S0 et S1
- P7 : Tracé des câbles de renfort

Documents annexes supplémentaires

- D1 : Données complémentaires
- D2 : Tracé des câbles
- D3 : Résultats pour une poutre de rive à vide
- D4 : Résultats pour une poutre de rive en charge
- D5 : Schéma de principe du renforcement
- D6 : Extrait de la documentation MACALLOY
- D7 : Extrait de la norme NFP 95-104
- D8 : Durées propres à l'exécution des travaux de renforcement
- D9 : Données propres à l'étude économique

Documents-réponses

- R1 : Principe de ferrailage d'un bossage déviateur
- R2 : Programme journalier des travaux sur une travée
- R3 : Définition d'une passerelle de travail – élévation
- R4 : Définition d'une passerelle de travail – coupe
- R5 : Définition d'une passerelle de travail – vue de droite
- R6 : Déboursés secs d'un câble de renforcement
- R7 : Travaux de Renforcement - Devis estimatif

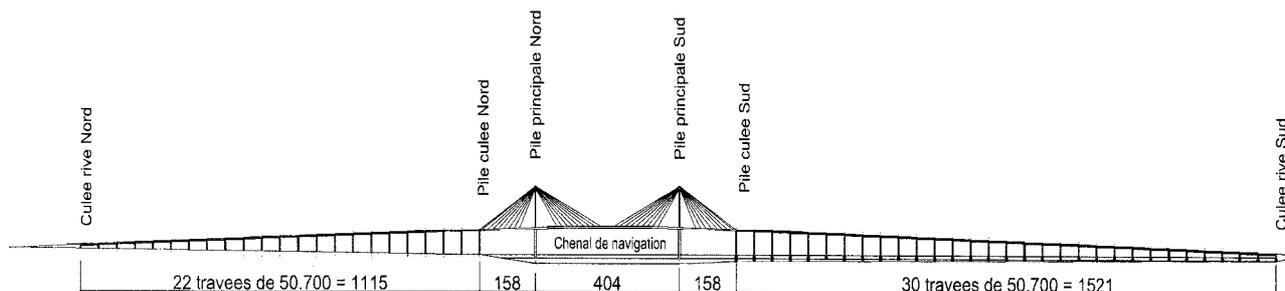
RECOMMANDATIONS

- Chaque partie devra obligatoirement être traitée sur une copie distincte.
- Toutes les données manquantes sont laissées à votre libre choix et toutes les hypothèses seront soigneusement justifiées.

A – Présentation générale de l'opération

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage, d'une longueur de 3356 m, permet de franchir un fleuve, il est constitué de deux viaducs d'accès en béton de 1115 m au Nord et de 1521 m au Sud, et d'un ouvrage principal en caisson métallique haubané, de 720 mètres de longueur, avec une travée centrale de 404 m et deux travées latérales de 158 m.



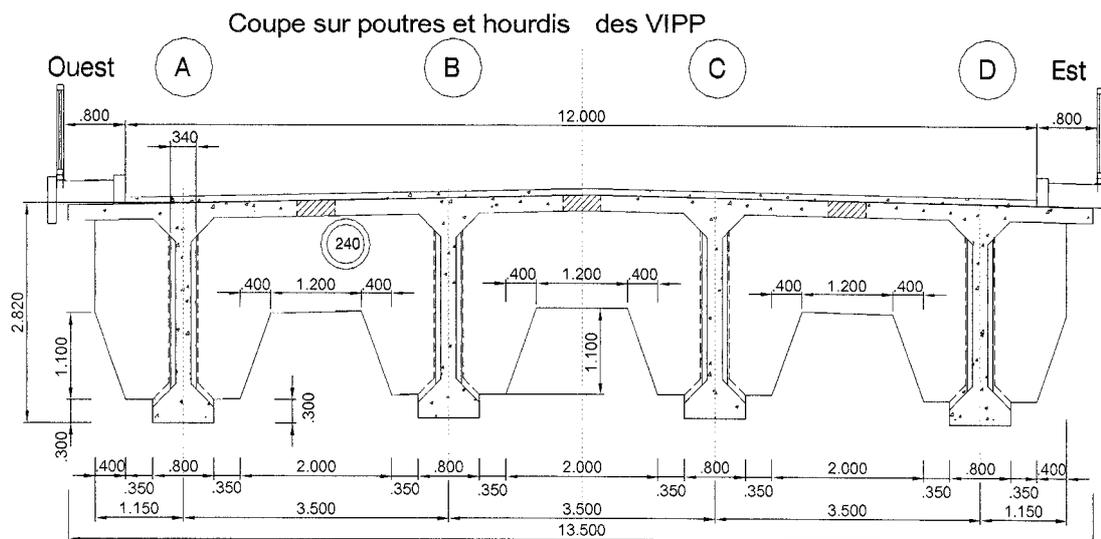
Il a été mis en service dans les années 1970.

1.1. Description technique générale

Les viaducs d'accès en béton appelés VIPP (pour Viaducs Indépendants à Poutres Précontraintes) comportent 22 travées au nord et 30 travées au sud.

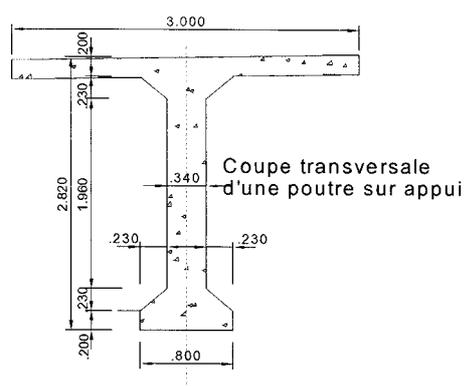
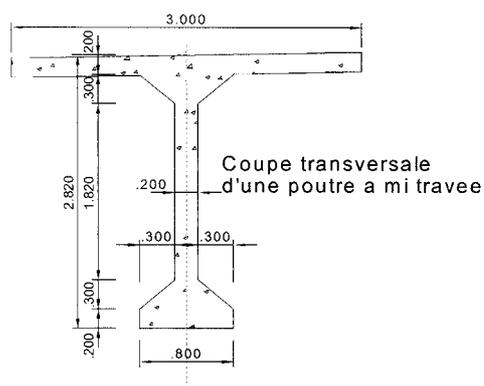
La pente maximum des viaducs d'accès est de 5,6%.

Chaque travée de 50,700 mètres de longueur est constituée de quatre poutres préfabriquées en béton précontraint de 2,820 m de hauteur et 3,000 m de largeur de table (le hourdis étant incorporé dans les poutres), et de 0,800 m de largeur de talon, solidarisées par un hourdis (la partie de hourdis coulée en place est de 3 fois 0,500 m entre les tables des 4 poutres) et des entretoises aux extrémités.



Les poutres de 190 tonnes ont été fabriquées sur les rives et mises en place à l'aide d'un lanceur couvrant deux travées.

Caractéristiques des poutres :	longueur totale	50,400 m (0,300 m de vide entre abouts)
	entre axes d'appui	48,900 m
	hauteur	2,820 m
	largeur de talon	0,800 m
	épaisseur d'âme	0,200 m sur 28m centraux (variation linéaire de 0,200 à 0,340 sur 10,380 m)
	largeur table de compression	3,000 m
	épaisseur hourdis	0,200 m
	entre axes des poutres	3,500 m



Les poutres de rive et les poutres centrales identiques au niveau de la préfabrication, sont différentes dans l'ouvrage définitif car elles comportent des hourdis associés de largeurs différentes.

Caractéristiques mécaniques des poutres de rive et des poutres centrales :
Pour mémoire, les éléments statiques en milieu de portées :

Sections médianes	sections brutes		en sections homogénéisées	
	de rive	centrales	de rive	centrales
Poutres				
B (m ²)	1,488m ²	1,538 m ²	1,5118m ²	1,5584 m ²
vs (m)	0,967948	0,939724	0,996	0,963
vi (m)	1,852052	1,880276	1,824	1,857
I (m ⁴)	1,579154	1,615764	1,65067	1,67984
I/vs (m ³)	1,631445	1,719402	1,6578	1,74382
I/vi (m ³)	0,852651	0,859323	0,9048	0,90475

Chaque poutre est précontrainte longitudinalement par 10 câbles, composés de 20 à 28 fils plats : 6 câbles ancrés en about (famille 1), 4 relevés dans le hourdis (famille 2).

Le schéma de câblage des poutres figure sur le plan P2, et le tracé des câbles des poutres de rives et celui des poutres centrales est défini dans l'annexe D2.

La précontrainte est le procédé KA, il avait été mis en oeuvre par la Société Française de Précontrainte.

Aux abouts, les câbles sont ancrés dans des plaques d'about préfabriquées.

Les poutres reposent sur les chevêtres de 12,000 m de longueur, de 3,000 m de largeur et de 1,500 m de hauteur, situés en tête de pile par l'intermédiaire d'appareils d'appuis en élastomère fretté.

Le tablier n'est pas précontraint transversalement.

Les piles courantes des viaducs d'accès sont constituées de deux fûts en forme de H qui comporte deux voiles de 0,500 m et une âme de 0,200 m.

Les H reposent sur une semelle de 13,000 m par 7,000 m environ, de 2,000 m d'épaisseur.

La semelle s'appuie sur quatre pieux de diamètre 1,800 m à 1,500 m.

1.2. Historique

1.2.1. Calcul de l'ouvrage à l'époque de sa construction

Les charges prises en compte sont les suivantes :

Actions verticales :

⟨ Charges permanentes : Les effets du poids propre ont été calculés sur la base des dessins de coffrage, en tenant compte du poids des épaissements locaux (bossages...) et en attribuant au béton armé une masse volumique de $2,5 \text{ t/m}^3$ et à l'acier une masse volumique de $7,85 \text{ t/m}^3$. Ces charges comprennent la dalle coulée en place, les entretoises, la dalle de continuité, les formes de pente, la chaussée et sa chape, les trottoirs et corniches, les garde-corps, le rechargement de la chaussée...

⟨ Charges variables : charges de chaussée, charges de trottoirs
Les matériaux utilisés lors de la construction sont les suivants :

Béton : contrainte de rupture par compression :

à l'application de la première contrainte $f_{c17} = 30 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

Armatures de précontrainte :

Contrainte de rupture garantie $f_{prg} = 1570 \text{ MPa}$;

Contrainte caractéristique de déformation élastique garantie $f_{peg} = 1410 \text{ MPa}$;

Module d'élasticité $E_p = 210 \text{ GPa}$.

Surcharges : circulaire n°71-155 du 29 décembre 1971 « Programme de charges et épreuves des ponts routiers » du fascicule n°61 « conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art », du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services du département.

Actions horizontales :

Actions transversales : vent...

Actions longitudinales : freinage (systèmes A et B), température

1.2.2. La découverte des désordres

En 2000, une inspection des travées de rive au sud a confirmé la présence d'une fissuration longitudinale sur les talons coté aval des poutres de rive aval et parfois des poutres centrales. Par ailleurs dans les travées S22-23, S23-24 et S28-29 une fissuration longitudinale et inclinée suivant les câbles de précontrainte dans la zone d'about a été détectée pour la première fois (en absence de défauts de corrosion).

En 2002, une inspection sur la travée S21-S22, a mis en évidence un désordre significatif, pour la structure, situé sous le talon de la poutre centrale aval. L'angle du talon était localement ouvert et fissuré, et des aciers étaient fortement corrodés. Un premier câble de précontrainte était également visible.

Cette découverte a conduit à analyser les conséquences en terme de risque de perte de capacité portante, et à compléter les investigations sur matériaux.

1.2.3. L'étude de faisabilité du renforcement des poutres VIPP

Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes :

⟨ Comportement de l'ouvrage supposé sain sous charges d'exploitation :

Les travées « supposées saines » recalculées font apparaître un léger déficit de précontrainte qui ne justifierait pas un renforcement.

Par ailleurs, une insuffisance locale et modérée d'armatures vis-à-vis de l'effort tranchant au droit de la remontée des câbles de la famille 2 existe.

⟨ Comportement de l'ouvrage compte tenu des pertes de précontraintes :

Les défauts constatés sur l'ouvrage ont été modélisés et les contraintes sous charges réglementaires déterminées dans les différentes sections. Il apparaît une contrainte de -4 MPa sous ELS fréquent avec surtension de 60 MPa de la précontrainte.

Ces surtensions peuvent être nocives pour la résistance des câbles en place (mauvaise résistance à la fatigue de la précontrainte existante) et pour la résistance du coulis dans les zones de réancrage de part et d'autre des ruptures.

2. OBJECTIFS DE L'OPERATION

2.1. Objectifs techniques

2.1.1. Étendue de l'opération :

Dans un premier temps, le renforcement structurel concerne exclusivement les poutres béton VIPP des trente travées du viaduc Sud de l'ouvrage situées en site maritime.

En complément du renforcement structurel, il est prévu la mise en oeuvre d'un revêtement de protection sur les talons et âmes des poutres afin de stopper la pénétration des chlorures.

2.1.2. Principe :

Il n'est pas prévu d'améliorer la capacité portante de l'ouvrage : il restera limité à 40 tonnes. Il sera vérifié sous les seules charges réglementaires A et B.

Les contraintes sont les suivantes :

l'objectif est de réaliser ces travaux de renforcement et de protection en trois tranches de dix travées en commençant par les travées les plus dégradées, les quatre poutres d'une même travée seront renforcées simultanément, les travées seront conservées isostatiques, les appareils d'appuis seront conservés, pas de renforcement du hourdis envisagé, pas d'entretoisement complémentaire envisagé, le renforcement devra prévoir les contrôles extérieurs nécessaires.

3. CONTENU DE L'OPERATION

3.1. Principe retenu

La solution retenue au cours des études préliminaires consiste en un renforcement des poutres béton VIPP par «précontrainte additionnelle avec gaines rigides participatives sous bandées». Chaque travée reste indépendante, isostatique.

La solution étudiée en faisabilité prévoit la mise en oeuvre d'une précontrainte classique en unités 8 T15 dans une gaine épaisse de 121 mm de diamètre extérieur injectée au coulis de ciment.

Des massifs de clouage liaisonnent régulièrement la gaine à la poutre de manière à mobiliser la gaine et à avoir une sécurité en cas de perte de la précontrainte existante.

Les côtés actif (mise en place de câble de précontrainte) et passif (mise en place de tube métallique) de cette solution présentent le double intérêt de recomprimer l'ouvrage à court terme et de pouvoir mobiliser le tube métallique en surtension, en cas de besoin sous charges d'exploitation ou lors des dégradations des câbles existants.

4. LES DONNÉES

4.1. Données en termes de fonctionnalité

Une route départementale importante est portée par l'ouvrage.

Le trafic routier est de l'ordre de 26 500 véhicules/jour (moyenne journalière 2005 pour les deux sens) avec des pointes en été à 34 200 véhicules/jour (2004). Les poids lourds représentent environ 4% du trafic. La fréquentation des piétons et cycles sur l'ouvrage est faible.

L'ouvrage fait l'objet d'une limitation de charge à quarante tonnes.

4.2. Données sur les matériaux

Béton mis en oeuvre :

contrainte de rupture par compression :

< à l'application de la première contrainte $f_{c17} = 30$ MPa ;

< $f_{c28} = 35$ MPa.

Armatures de précontrainte existantes :

< contrainte de rupture garantie $f_{prg} = 1570$ MPa ;

< contrainte caractéristique de déformation élastique garantie $f_{peg} = 1410$ MPa ;

< module d'élasticité $E_p = 210$ GPa.

4.3. Données en termes de gestion

Il n'existe pas d'équipement permettant la visite ou l'entretien de l'ouvrage.

5. LES CONTRAINTES

5.1. Contraintes d'exploitation routière

Le délai et les modes opératoires seront à optimiser afin de limiter au maximum la gêne à l'utilisateur.

Les travaux seront réalisés sous circulation avec les restrictions suivantes : neutralisation d'une des trois voies de circulation et occasionnellement fermetures nocturnes de l'ouvrage ou alternats de circulation de nuit.

Ils feront l'objet de trois campagnes annuelles et seront interrompus pendant les mois de juillet et août, puis de janvier et février.

5.2. Contraintes découlant des règles d'hygiène et sécurité

Les prestations de travaux relèvent de la catégorie 2 au sens du code du travail (loi n°93-1418 du 31 décembre 1993 et décret du 26 décembre 1994).

Les opérations de bâtiment et de génie civil de catégorie 2 sont les opérations soumises à l'obligation d'établir un plan général de coordination en matière de sécurité et de protection de la santé, soit, notamment, les opérations faisant intervenir plus de 500 hommes/jour ou des risques particuliers.

5.3. Contraintes environnementales

Les travaux devront être réalisés sans porter atteinte à l'environnement.

Ils respecteront notamment la législation sur la classification et le traitement des déchets industriels, le code de l'environnement, en particulier la loi sur l'eau et les textes en vigueur.

Tous les déchets devront être récupérés et traités ; le chantier ne devra générer aucun rejet dans le fleuve. La traçabilité des déchets sera assurée.

Les dépenses liées à ces contraintes seront clairement identifiées dans le ou les marchés de travaux.

B – Etudes demandées

B1- Etude de la structure

1- Etude de la flexion longitudinale

1.1- Données complémentaires : Voir documents annexes D1 et D2

1.2- Sections à étudier

L'étude sera limitée à 2 sections droites S0 et S1 retenues pour leur criticité, (cf plan P6)

1.3- Vérification de l'ouvrage en service

1.3.1- Identification des sollicitations de service

Le calcul est conduit selon le BPEL 91, pour un ouvrage en classe I, et pour la combinaison rare modifiée (on prend ici la précontrainte probable et non pas celle caractéristique pondérée) :

$P_m + G + 1,2 Q_r$

A partir des données et d'une descente de charge simple, **estimez les sollicitations appliquées sur les poutres de rive et centrale dans les 2 sections droites S0 et S1.**

1.3.2- Vérification de l'ouvrage

Pour les 2 sections S0 et S1, et pour chaque poutre, faites la vérification de la flexion longitudinale à l'ELS rare.

Constatez le déficit de précontrainte, et analysez vos résultats.

En particulier, vous pourrez regarder la distribution des contraintes dans la section la plus sollicitée pour la combinaison fréquente, à savoir $P_m + G + 0,6 \times 1,2 Q_2$.

1.4- Introduction d'un désordre

Les désordres observés sont des fissurations longitudinales du talon des poutres de rive en particulier, avec perte de précontrainte due à la corrosion et à la rupture de certains fils, sur des zones très localisées.

1.4.1- Mise en évidence sur calcul simple

Prenons la poutre de rive, section d'étude S1, chargée à 60% de la charge A(l) pondérée, c'est à dire sous un moment sollicitant global $M_{ext}(S1) = 18,2 \text{ MN.m}$ (ELS fréquent).

La précontrainte probable totale avant endommagement est $P_m = 9,29 \text{ MN}$.

L'endommagement est modélisé par une perte de précontrainte de 20% sur l'effort probable.

Montrez que cet endommagement conduit à une mise en traction préjudiciable pour le béton.

1.4.2- Analyse des résultats d'une modélisation plus fine

Une modélisation beaucoup plus fine a été effectuée pour permettre une expertise des conséquences des désordres, et préconiser une solution de renforcement de la structure.

Le modèle de calcul devait pouvoir représenter les événements suivants :

- Construction de l'ouvrage avec prise en compte des phases de construction et des déformations différées du béton
- Actions des charges d'exploitation aussi bien en flexion longitudinale (avec répartition des charges entre les poutres déformations imposées du hourdis) qu'en flexion locale pour la vérification du hourdis
- Influence des ruptures de câbles de précontrainte existantes.
- Possibilité de modélisation des renforcements ultérieurs

Compte tenu de ces impératifs, un calcul aux éléments finis (éléments de poutres pour les poutres principales et les entretoises et éléments de dalles pour la totalité du hourdis) a été réalisé à l'aide d'un logiciel qui permet de modéliser les phases de construction et le fluage.

Nous présentons en annexes D3 et D4 uniquement les résultats pour une poutre de rive soumise à un défaut de talon correspondant à une perte de 20% de précontrainte dans la section S1.

L'abscisse des graphiques correspond à l'axe longitudinal de l'ouvrage, le zéro placé à mi-portée (section S0). Sur l'axe des ordonnées, sont reportées les contraintes de service sur les fibres supérieures et inférieures de la poutre.

Proposez une analyse de ces graphiques, en les comparant à vos calculs précédents d'une part, et en discutant les résultats pour les différentes zones de la poutre d'autre part.

1.4.3- Calcul en section fissurée

Le résultat précédent, conduit en section homogène, donne pour la section S1 une traction dans le béton en fibre inférieure de 4MPa et une compression en fibre supérieure de 10 MPa. On se propose de faire l'équilibre de la section en négligeant la participation du béton tendu, c'est à dire en section fissurée.

Proposez un modèle de calcul pour cet équilibre, et montrez que la surtension obtenue dans la précontrainte restante est de l'ordre de 60 MPa, lorsque la perte de précontrainte correspond à une rupture de 20% des câbles.

Vous formulerez toutes les hypothèses complémentaires qui vous semblent nécessaires, en particulier en ce qui concerne les aciers passifs du talon à prendre en compte.

1.5- Étude du confortement par précontrainte sous bandée

Les résultats ci-dessus, sans doute assez prudents, restent plus qualitatifs que quantitatifs compte tenu des incertitudes sur les différents entrants.

Il n'en demeure pas moins que l'ouvrage est sollicité actuellement avec des niveaux de contraintes qui ne garantissent pas sa durée de vie.

Des travaux de confortement minimum sont donc à prévoir.

La solution retenue au cours des études préliminaires consiste en un renforcement des poutres béton VIPP par «précontrainte additionnelle avec gaines rigides participatives sous bandées». Chaque travée reste indépendante et isostatique.

La solution étudiée en faisabilité prévoit la mise en oeuvre d'une précontrainte classique en unités 8 T15 dans une gaine épaisse de 121 mm de diamètre injectée au coulis de ciment. Des massifs de clouage liaisonnent régulièrement la gaine à la poutre de manière à mobiliser la gaine et à avoir une sécurité en cas de perte de la précontrainte existante.

(voir annexe D5 et plans P3 et P7)

1.5.1- Prédimensionnement et validation du choix de fourniture

L'étude complète des désordres montre que la décompression peut atteindre 7,5 MPa en ELS rare en intrados.

Nous cherchons donc une précontrainte additionnelle permettant une recompression d'environ 8 MPa de la fibre inférieure, pour les poutres de rive.

Sur la base du tracé proposé, **déterminer l'effort de précontrainte P_{mini} nécessaire à cette recompression.**

Cet effort doit être celui obtenu après pertes de précontraintes.

Les pertes différées sont estimées à environ 13%, les câbles étant de très basse relaxation, et le retrait du béton étant acquis.

Estimez les pertes instantanées sachant que :

- la contrainte initiale est $\sigma_{p0} = 1395$ MPa,
- $E_p = 190$ GPa,
- il n'y a pas de perte en ligne dans la gaine métallique,
- le frottement en courbe est $f = 0,12 \text{ rad}^{-1}$,
- le glissement d'ancrage est de 6 mm.

En déduire la valeur de l'effort de précontrainte initial P0 à mettre en oeuvre. Sachant que pour un toron de 15 (T15), la force applicable au vérin est de 209,25 kN, **montrez que le choix de 2 câbles de type 8T15 est correct.**

Estimez enfin l'effet de cette précontrainte additionnelle sur l'extrados de la poutre. Cet effet est-il compatible avec la bonne tenue de l'ouvrage ?

1.5.2- Examen du comportement en cas de rupture de 100% de la précontrainte initiale avec une charge de 0,6 A(I)

A la demande du maître d'ouvrage, la sécurité de l'ouvrage doit être établie au cas où une rupture totale de la précontrainte initiale surviendrait, sous une charge fréquente correspondant à 60% de A(I).

On suppose cette rupture totale concentrée autour de la section S1.

Un modèle de calcul a été conduit à l'ELU sur une poutre pour identifier sa résistance ultime.

Le calcul montre qu'à l'équilibre ultime, la surtension des câbles additionnels correspond à 0,9 f_{prg} (ici $f_{prg} = 1860$ MPa), et dans les gaines la contrainte de traction s'établit à 275 MPa.

Expliquez pourquoi dans un tel modèle à l'ELU, on n'atteint pas la plastification des gaines de la précontrainte sous bandée.

A partir d'un équilibre ultime simplifié sur la base des résultats ci-dessus, **estimez le moment résistant ultime et vérifiez que la sécurité est respectée pour le cas de charge de l'ELS fréquent.**

1.5.3- Stabilité des gaines rigides

Les gaines sont des tubes métalliques épais, diamètre extérieur : 121 mm , épaisseur : 8,0 mm (Section 2840 mm²).

Elles sont fabriquées en aciers S550 ($f_y = 550$ MPa).

On s'intéresse à la portion de gaine horizontale située sur les 17 mètres en intrados de l'ouvrage.

1.5.3.1- Pendant la phase de mise en tension

Estimez l'effort de compression dans un tube sous l'effet de la mise en tension du câble type 8 T15 (Mise en tension 0,75 f_{prg} soit 1395 Mpa (effort au vérin : $F_0=1\ 675$ kN)).

On suppose dans un premier temps que le tube n'est pas lié à la poutre sur les 16 mètres entre les 2 déviateurs.

Montrez que l'équilibre du tube n'est pas vérifié.

En déduire un premier critère pour le positionnement des points de maintien.

1.5.3.2- Pendant la phase de service

Le tube est injecté au coulis de ciment, et en phase de service le poids linéaire du tube+coulis entraîne une flexion non négligeable qui se cumule à la compression.

Justifiez la stabilité du tube sur la base de 2 points de maintien que vous préciserez.

2- Etude des massifs

Les câbles de précontrainte de renfort sont solidarisés à la poutre qu'ils renforcent par un système de 2 massifs d'ancrage d'extrémité et 2 massifs déviateurs selon la géométrie présentée sur le plan P1.

Les dimensions et aménagements des massifs envisagés seront pris sur les plans P4 et P5.

Il est rappelé que la précontrainte de renfort est constituée d'une paire de câbles 8T15, mis en tension avec une force de 1675 kN et d'une gaine rigide.

Les massifs d'ancrage et déviateurs sont accrochés à la poutre par des barres de précontrainte dont une documentation est donnée en annexe D6.
Est donné également un extrait de la norme NFP95-104 « Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie. » en annexe D7.
Les justifications seront faites uniquement aux ELS.

2.1- Etude des massifs d'ancrage

2.1.1- Clouage des massifs

Déterminez l'effort de clouage nécessaire pour accrocher les massifs compte tenu des hypothèses conservatrices suivantes :

- coefficient de frottement béton massif / béton poutre : 0,50
- surtension aux ELU pouvant conduire à un effort majoré de 10%, soit 1850 kN ELS et gaine à 275 MPa.

Déterminez le diamètre des barres de précontrainte nécessaires après avoir formulé les hypothèses appropriées.

2.1.2- Vérification de la tenue de l'âme d'une poutre de rive

L'introduction de l'effort de précontrainte conduit à des sollicitations dans l'âme.
Les vérifications sont à conduire selon l'annexe 4 du BPEL.

Calculez la distribution des contraintes normales existant résultant de la mise en tension du renforcement au niveau de l'ancrage de la précontrainte extérieure.

On prendra comme contrainte de compression existant dans la poutre avant tous travaux une valeur de 0,8MPa en fibre supérieure et 8MPa en fibre inférieure.

Effectuez la vérification de la contrainte de cisaillement dans l'âme, dans le cadre de la justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure.

Le bossage n'étant pas à l'about de la poutre, calculez le ferrailage longitudinal nécessaire sous l'effet d'entraînement.

On négligera l'acier déjà en place dans la poutre.

Ce ferrailage de renfort sera constitué de plaques en aciers « collées » de résistance 355MPa.

Calculez les dimensions du massif nécessaires pour ne pas avoir besoin de mettre en place d'acier de renfort.

2.2- Vérification des déviateurs

La position des câbles en dehors de la poutre, désaxée par rapport au massif (plan P3), induit des sollicitations particulières.

Dans le cas du bossage d'ancrage, la résultante des efforts d'ancrage du câble et de la gaine se situe sensiblement au barycentre des barres de clouage du massif.

Dans le cas du bossage déviateur, la position excentrée du câble et de la gaine introduit un moment de torsion du massif.

Au vu des expériences acquises sur des massifs de ce type, une approche calculatoire de cet effet consiste à l'assimiler à une torsion du bloc selon les règles BAEL.

Faites le bilan des actions s'appliquant sur le massif sur un schéma. Compte tenu de l'énoncé ci-dessus, les sollicitations résultantes doivent être calculées au barycentre des barres de clouage.

Vérifiez que le nombre des barres de précontrainte (Ø36mm) proposé est correct pour accrocher les déviateurs.

Proposez un principe de ferrailage à l'échelle 1/20 sur le document réponse R1.

B2- Etudes de réalisation

3- Programme général d'exécution

Compte tenu des délais de réalisation donnés dans la présentation générale de l'opération et des données du document annexe D8, il vous est demandé :

de décomposer l'opération de réparation en tâches chronologiques qui pourront être confiées à des équipes spécialisées,
de déterminer la durée des travaux de renforcement d'une travée et d'en déduire la durée des opérations relatives à une poutre,
de quantifier les travaux relatifs à la réparation d'une poutre,
de déterminer les effectifs et de constituer les équipes,
d'établir, sur le document réponse R2, le programme journalier de travail de chaque équipe pendant la durée du renforcement d'une travée (les durées calculées seront arrondies à la demi-journée).

4- Moyens d'accès pour la réalisation des travaux de renforcement.

Sur copie, **faire un inventaire critique des solutions qui permettraient l'accès**, au niveau de chaque travée, **aux zones de travaux** de renforcement des poutres

La solution retenue par l'entreprise titulaire du marché se porte sur des passerelles de travail, **définir les fonctions qu'elles devront remplir.**

Sur les documents réponse R3, R4 et R5, **définir**, à l'aide de schémas à main levée soignés et légendés, (élévation, coupe et vue de droite), **une passerelle de travail.**

Préciser sur copie d'examen:

- < les moyens de mise en place,
- < le système de fixation,
- < les dispositions particulières nécessaires pour que cette passerelle remplisse ses différentes fonctions.

5- Mode opératoire de réalisation d'un déviateur

L'entreprise titulaire du marché a mis en place un Système de Management Intégré QSE : **définissez ce concept.**

Compte tenu des passerelles mises en place à la question 4, **établissez le mode opératoire détaillé de la réalisation d'un déviateur**, il prendra en compte les contraintes :

- < liées à la qualité,
- < liées à la sécurité,
- < liées à la protection de l'environnement,

Après avoir listé les tâches à réaliser, le mode opératoire sera rédigé sur des copies d'examen utilisées en format A3H en respectant la présentation suivante :

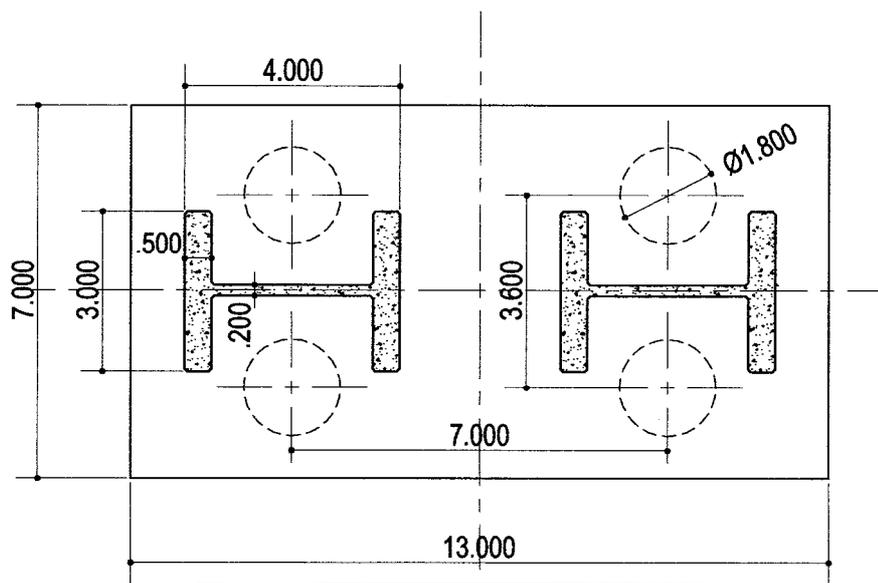
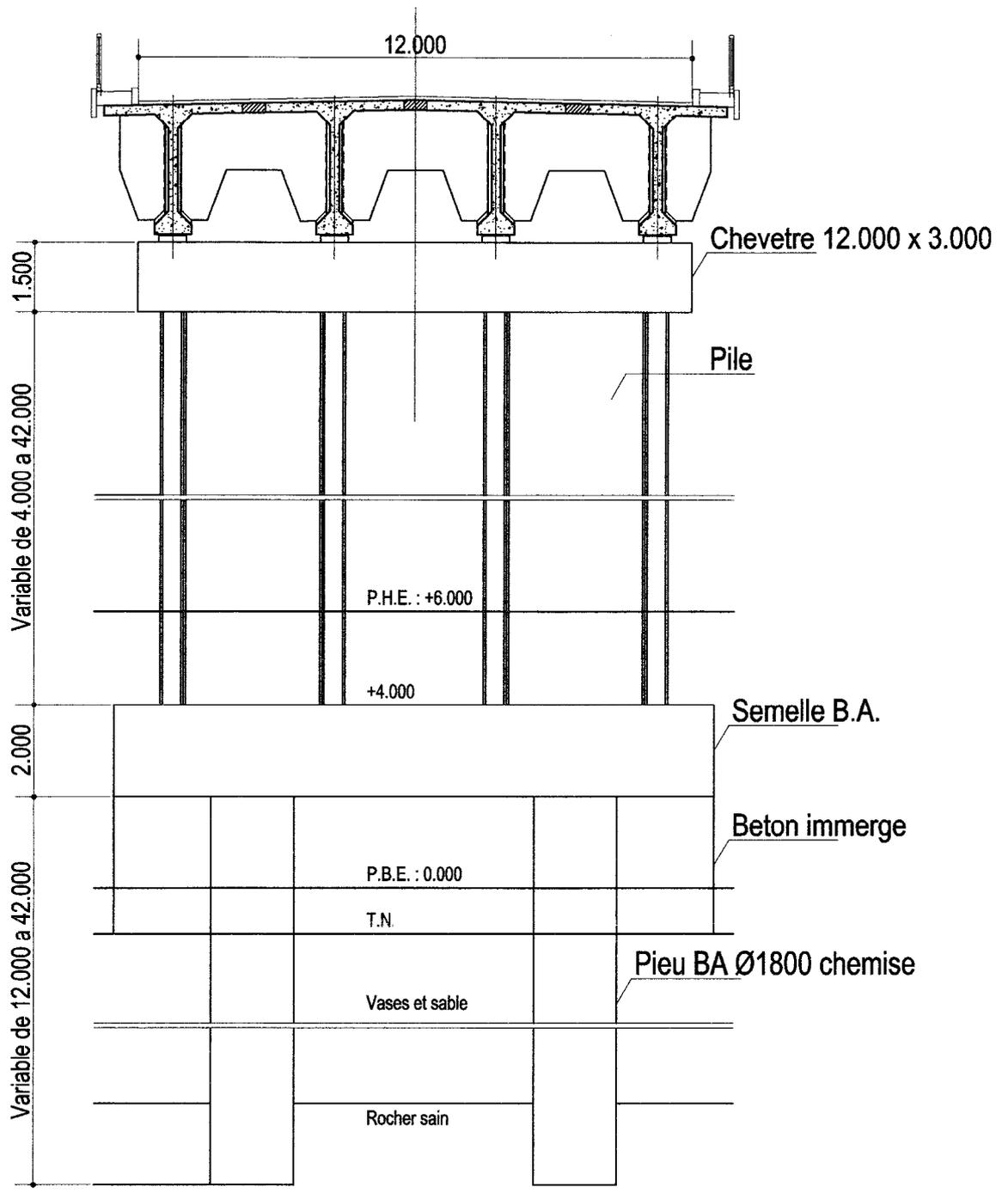
N°	Description détaillée des tâches et croquis	Matériel et matériaux nécessaires	Risques	Mesures de prévention
			Q	
			S	
			E	

6- Etude économique

Compte tenu des données du document annexe D9 :

Etablissez le déboursé sec de l'ensemble d'un câble de renforcement (la réalisation des déviateurs et bossages d'abouts ne sera pas prise en compte) en complétant le document réponse R6.

Etablissez le devis estimatif d'une campagne de renforcement de 10 travées en complétant le document réponse R7.



Concours externe de recrutement de professeurs agrèges

Section Genie Civil Session : 2008

VIPP - Travaux de Renforcement

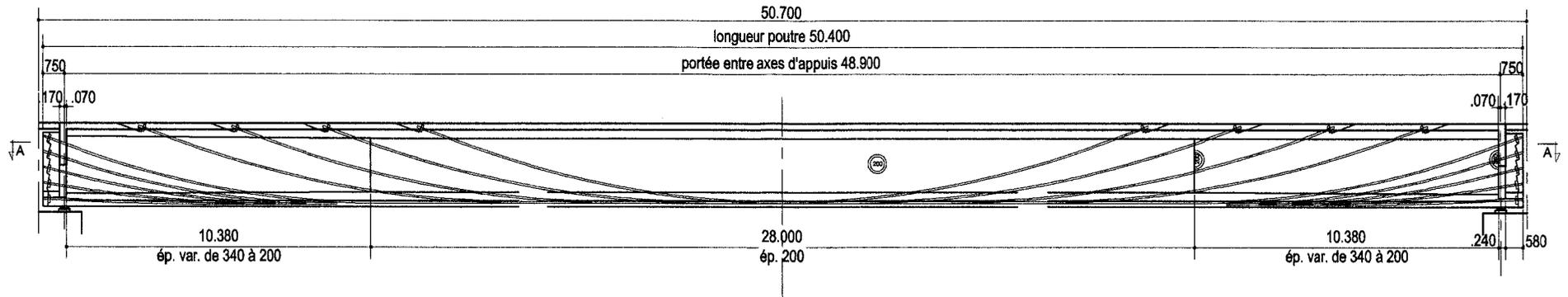
Option A Ingenierie de Projet

Coupe transversale et pile

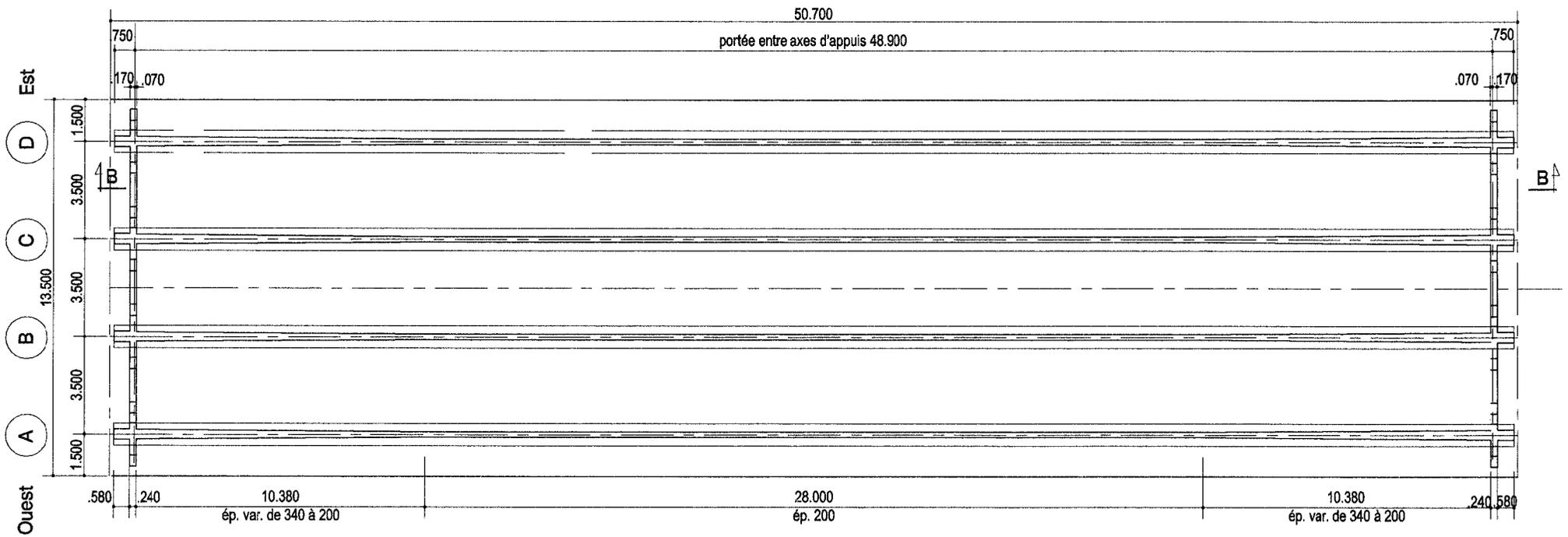
Echelle : 1/100

P1

COUPE LONGITUDINALE SUR TRAVÉE SUIVANT B-B



VUE EN PLAN SUR TRAVÉE SUIVANT A-A



Concours externe de recrutement de professeurs agrégés

Section Genie Civil Session : 2008

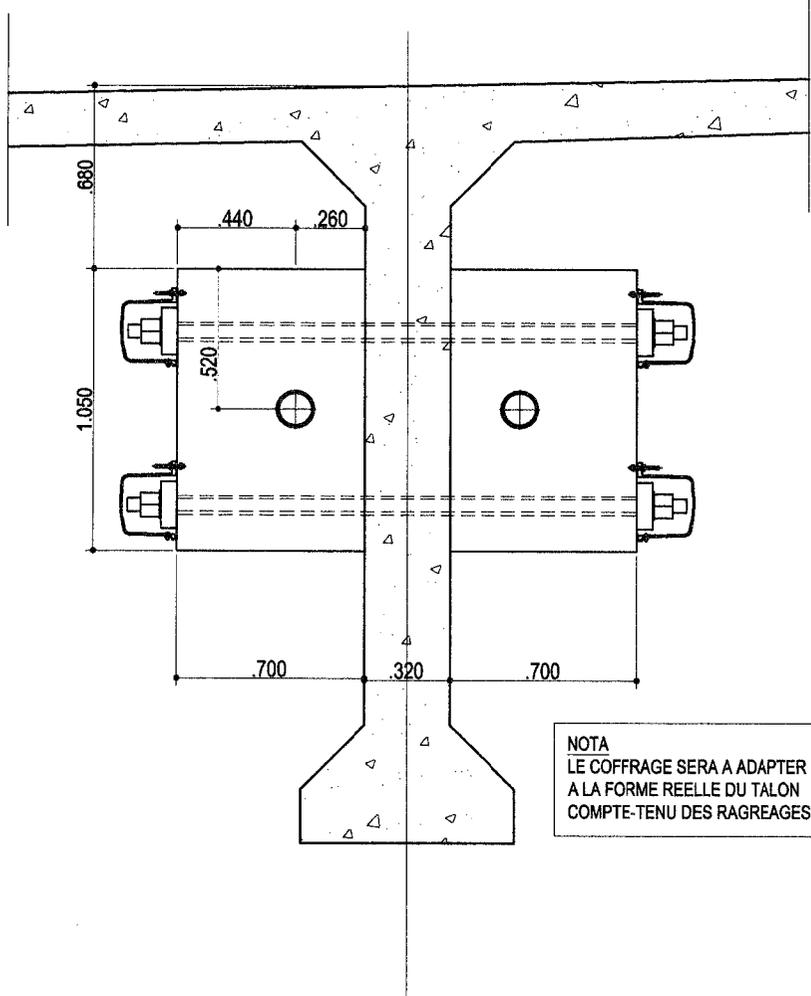
VIPP - Travaux de Renforcement
Vue en Plan - Elevation AVANT Travaux

Option A Ingenierie de Projet

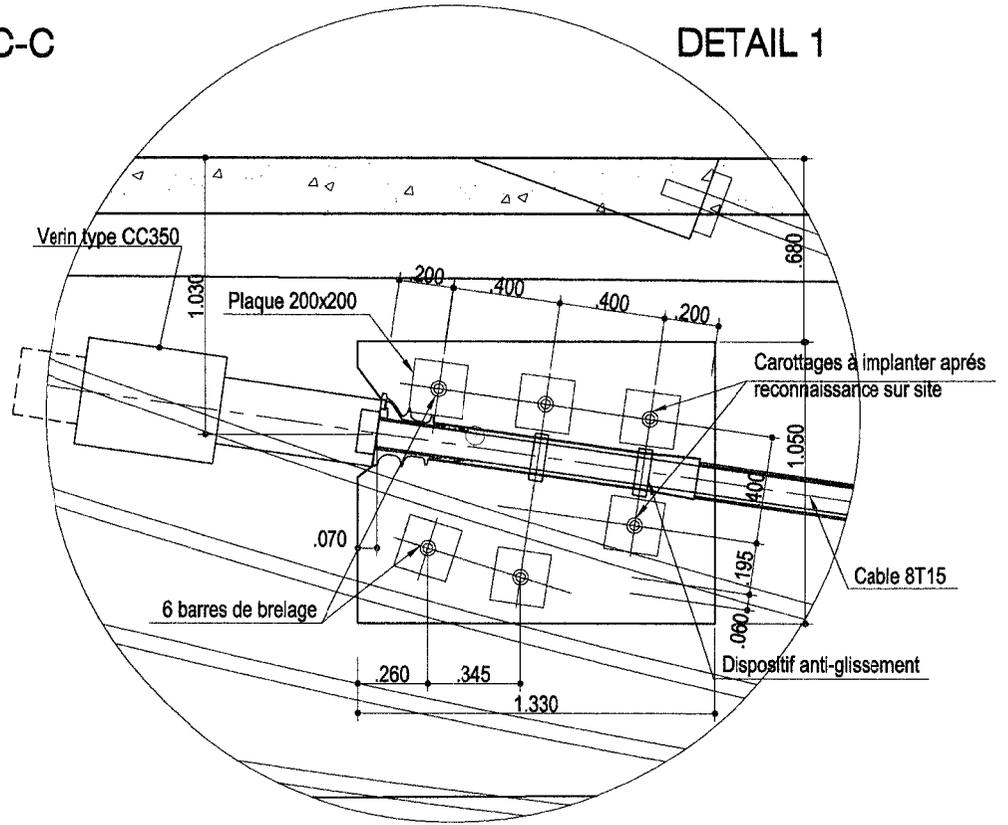
Echelle : 1/150

P2

COUPE TRANSVERSALE SUR POUTRE SUIVANT C-C



DETAIL 1



Concours externe de recrutement de professeurs agrées

Section Genie Civil Session : 2008

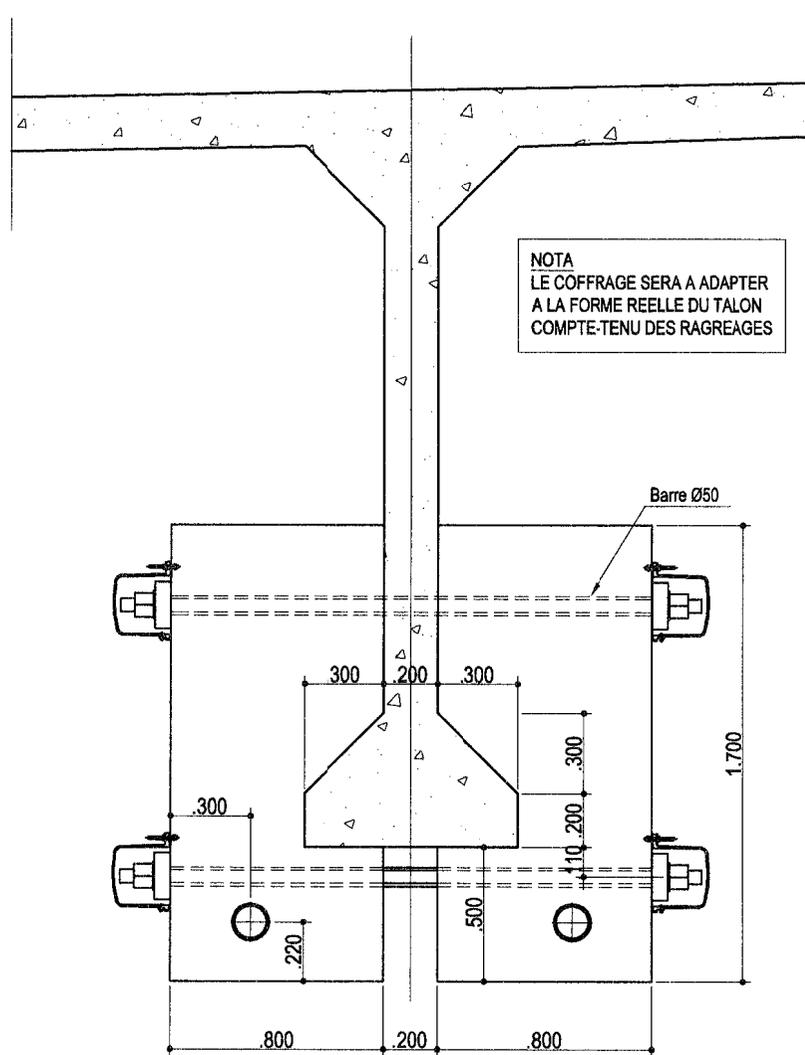
VIPP - Travaux de Renforcement
Detail des bossages d'ancrage

Option A Ingenierie de Projet

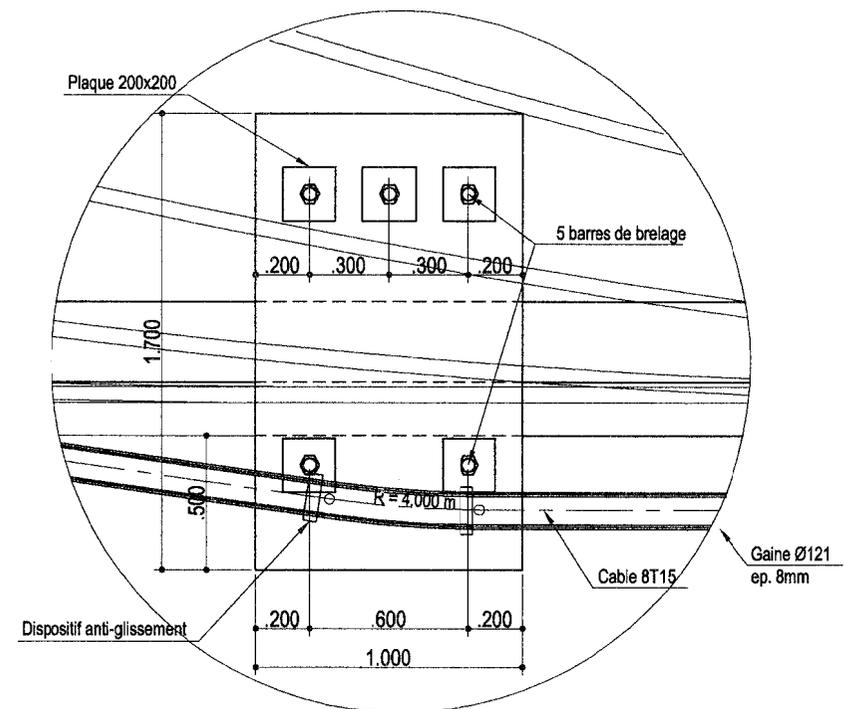
Echelle : 1/20

P4

COUPE TRANSVERSALE SUR POUTRE SUIVANT D-D



DETAIL 2



Concours externe de recrutement de professeurs agréés

Section Genie Civil Session : 2008

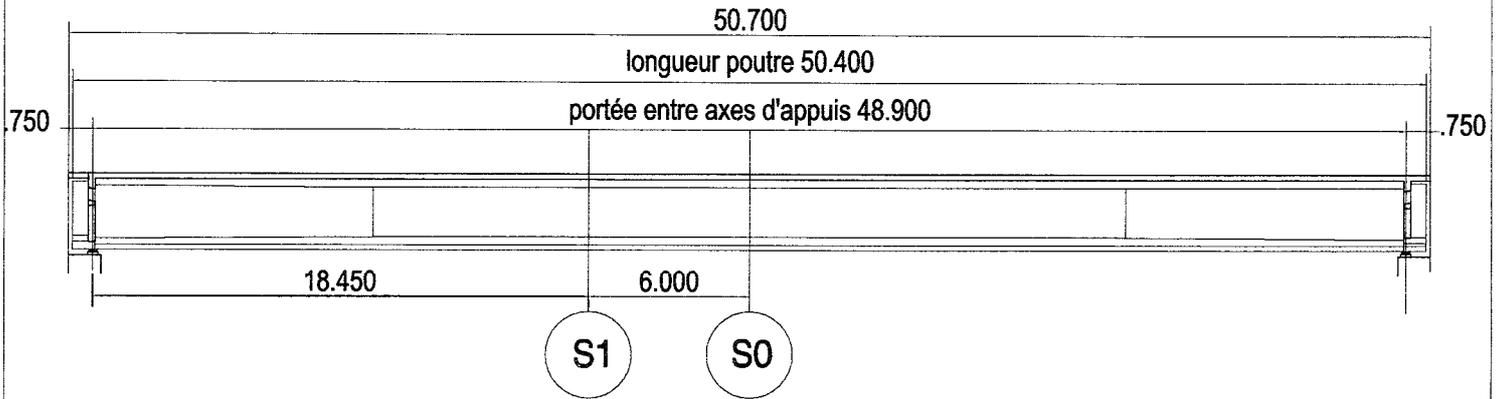
VIPP - Travaux de Renforcement
Detail des deviateurs

Option A Ingenierie de Projet

Echelle : 1/20

P5

COUPE LONGITUDINALE SUR TRAVÉE courante



Concours externe de recrutement de professeurs agrèges

Section Genie Civil Session : 2008

VIPP - Travaux de Renforcement

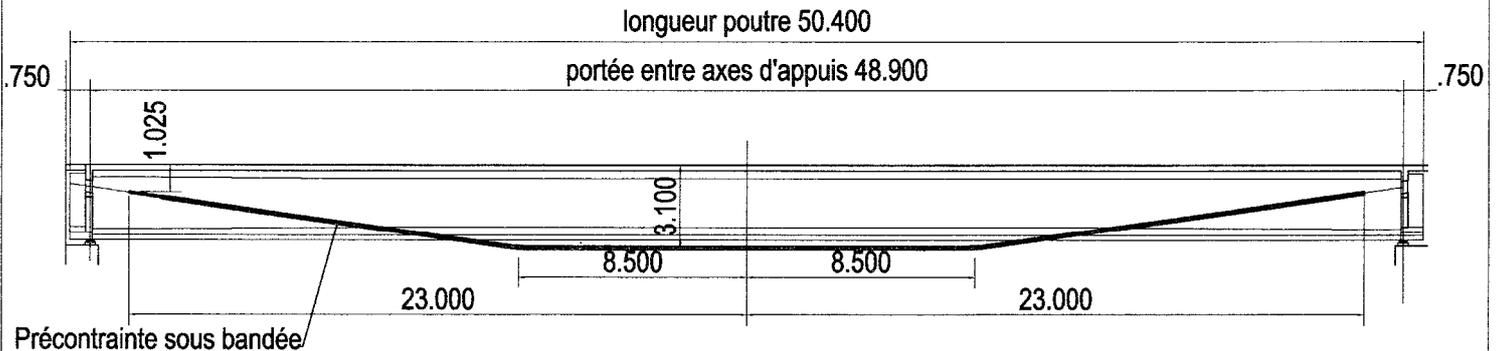
Option A Ingenierie de Projet

Position des sections S0 et S1

Echelle : 1/200

P6

COUPE LONGITUDINALE SUR TRAVÉE



Concours externe de recrutement de professeurs agrèges

Section Genie Civil Session : 2008

VIPP - Travaux de Renforcement

Option A Ingenierie de Projet

Trace des cables de renforcement

Echelle : 1/200

P7

D – Documents annexes supplémentaires

D1- Données complémentaires

1. Charges appliquées

* charges permanentes G :

- | | | |
|------------------------------------|---|----------|
| • Poids propre : | calculé sur la base des sections brutes | |
| • Etanchéité pour tout l'ouvrage : | masse par ml | 148,5 kg |
| • Chaussée pour tout l'ouvrage : | masse par ml | 1848 kg |
| • Trottoir pour un coté : | masse par ml | 514,8 kg |
| • Corniche pour un coté : | masse par ml | 145,2 kg |
| • Garde corps pour un coté : | masse par ml | 59,18 kg |

* Charges routières Qr :

- Pour limiter l'étude, on ne conserve ici que la charge routière répartie de type A(l), qui, vis à vis de la flexion, permet une approche convenable des problèmes.
Le cas retenu le plus défavorable correspond à 2 voies chargées sur les 3 (une de rive plus celle centrale) **soit : 804 daN/m² sur 8 mètres de chaussée** à partir du trottoir.

2. Précontrainte initiale dans les poutres VIPP

La précontrainte initiale est assurée par des câbles composés de fils plats crantés de section unitaire de 38,8 mm².

Chaque poutre est précontrainte par 10 câbles repérés de C1 à C10.

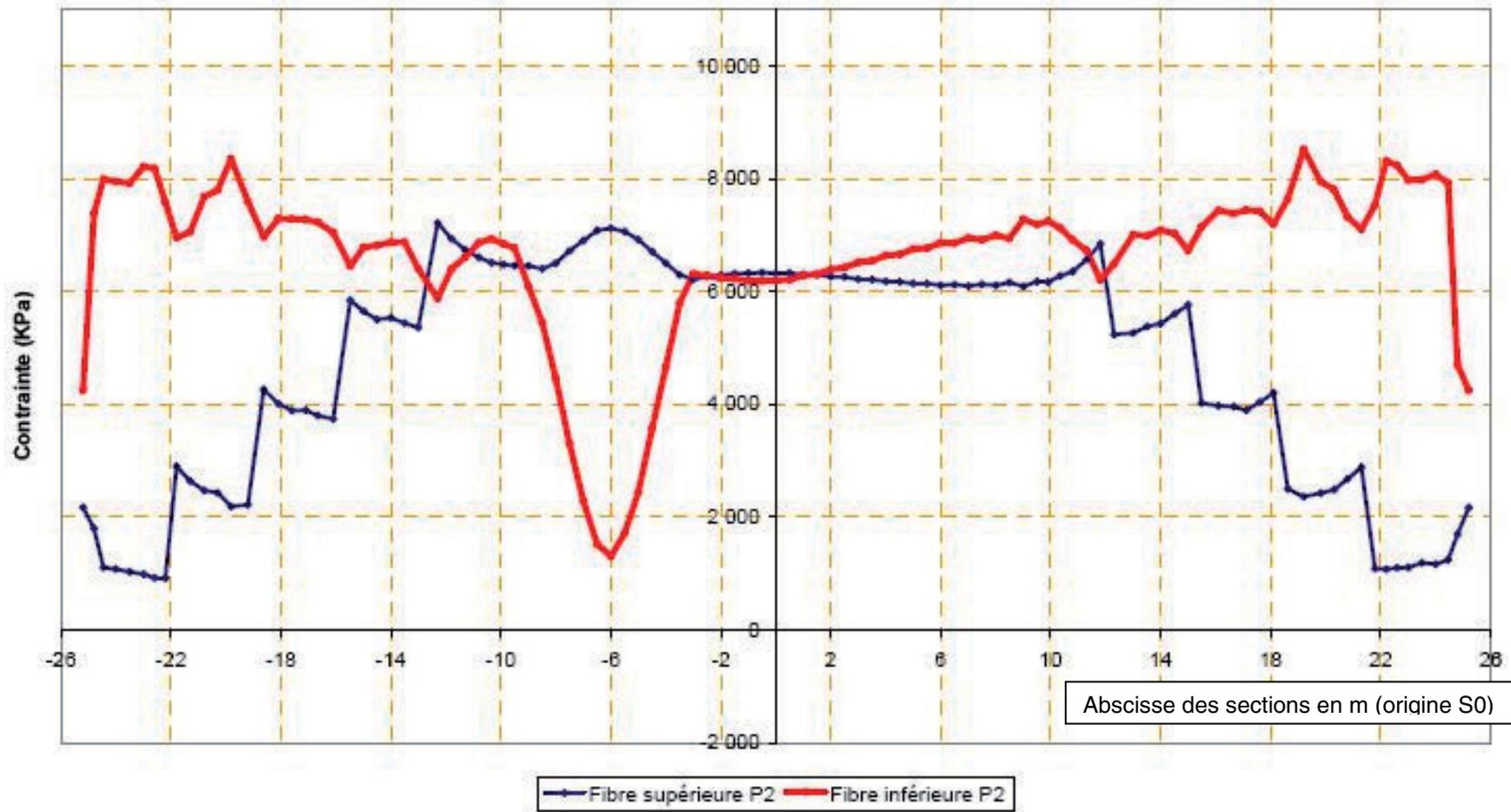
3 types de câbles sont présents : Ka20 avec 20 fils, Ka24 avec 24 fils et Ka28 avec 28 fils.

Type de câble	Poutre de rive	Poutre centrale
Câble C1	Ka24	Ka24
Câble C2	Ka24	Ka24
Câble C3	Ka28	Ka28
Câble C4	Ka28	Ka28
Câble C5	Ka28	Ka28
Câble C6	Ka24	Ka24
Câble C7	Ka24	Ka20
Câble C8	Ka24	Ka20
Câble C9	Ka24	Ka20
Câble C10	Ka24	Ka20
total	252 fils	236 fils

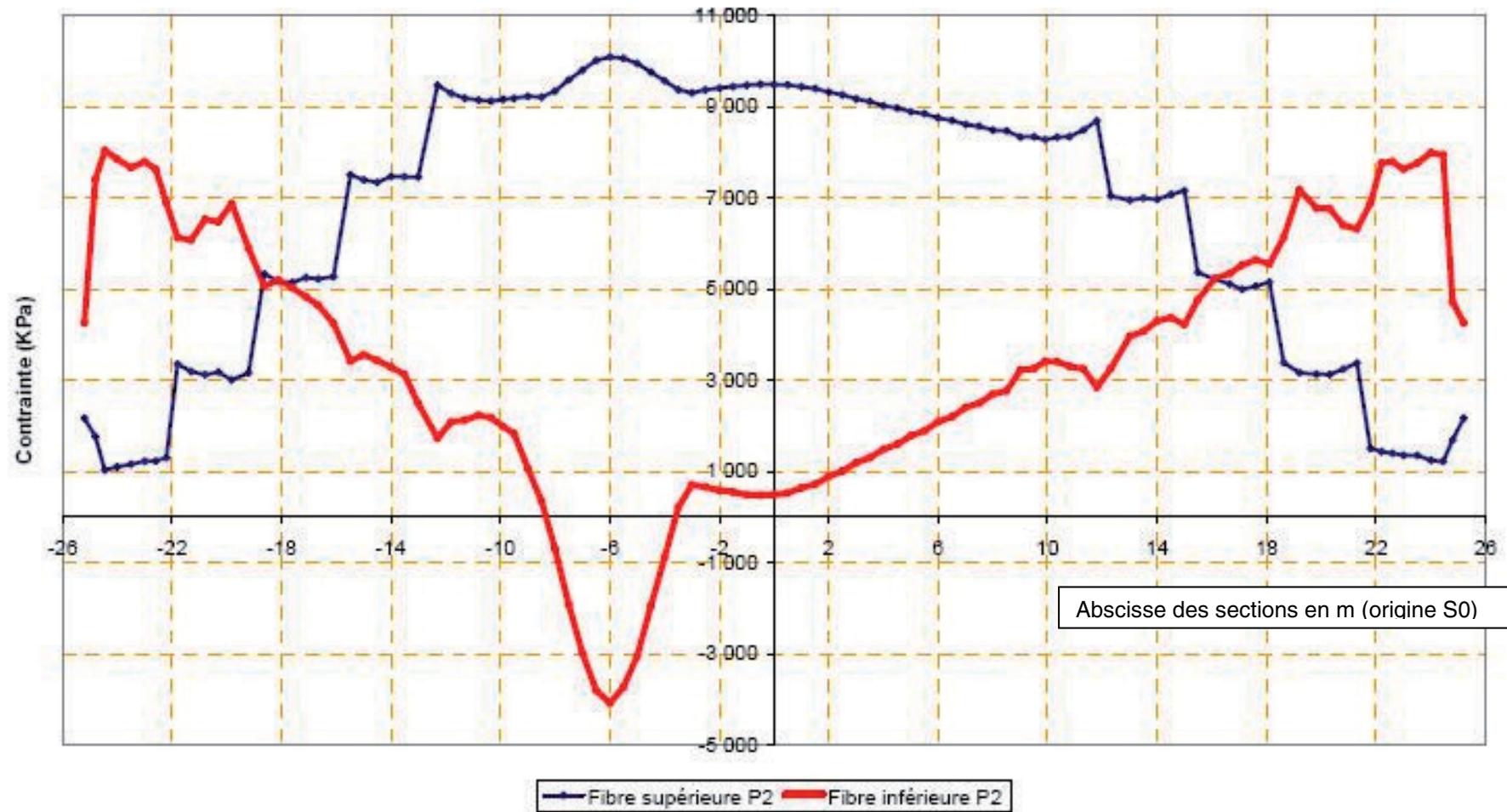
Leur tracé est précisé en annexe D2.

La contrainte probable après pertes est évaluée aujourd'hui à $\sigma_{pm} = 950$ MPa

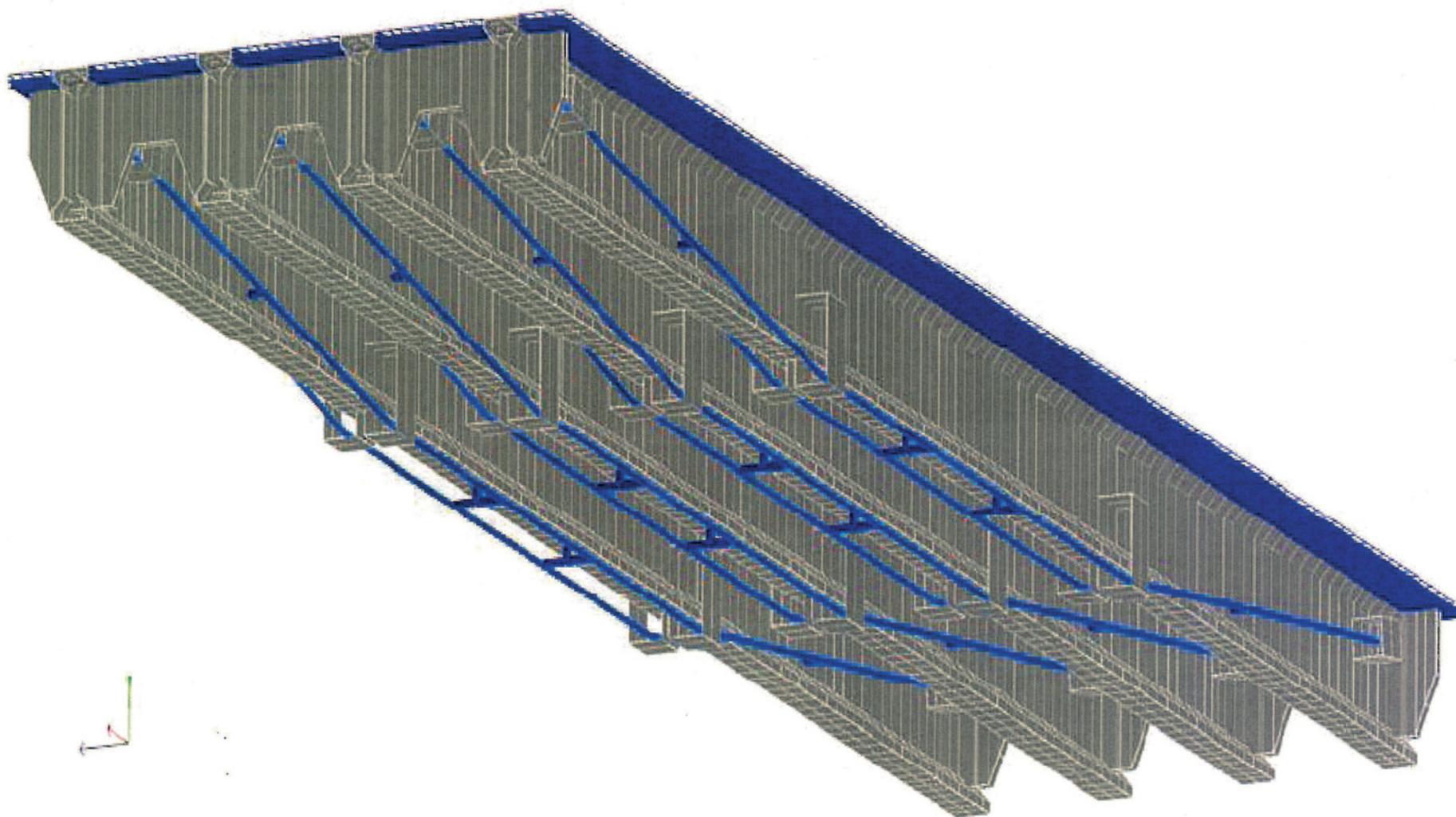
D3- Résultats pour une poutre de rive à vide, avec défaut de talon en (S1)



D4- Résultats pour une poutre de rive en charge (60% de la charge routière), avec défaut de talon en (S1)



D5- Schéma de principe du renforcement



D6- Extrait de la documentation Macalloy

Fiche Technique Artéon : Macalloy

Propriétés mécaniques

Diamètre de la barre mm	Résistance unitaire à la traction N/mm ²	Limite élastique minimum N/mm ²	Allongement minimum %	Module d'élasticité kN/mm ²
26 à 50	1030	835	3,5	170*
75	1030	835	3,5	205

* Chaque lot de barres est livré avec un certificat donnant le module d'élasticité à + ou - 5%.

Caractéristiques de l'acier

La barre *Macalloy* est une barre de précontrainte à haute résistance comportant, sur toute sa longueur ou à ses extrémités, un filetage roulé spécial. Le système *Macalloy* est utilisé couramment, dans le monde entier, dans des applications de précontrainte depuis plus de 45 ans.

Garantie de qualité

La barre et les accessoires sont fabriqués et contrôlés selon un plan d'assurance qualité conforme à la norme ISO 9002 et sont acceptés en France en diamètre maximum de 50 mm.

Longueur des barres

Les barres *Macalloy* sont disponibles en longueurs standard de 11,8 m (26 à 50 mm) et de 8,4 m (75 mm).

Des barres d'une longueur maximale de 18 m peuvent être fabriquées sur demande pour les diamètres de 26 mm à 50 mm.

Elles peuvent toutes être prolongées à l'aide de coupleurs.

Filetage

La barre *Macalloy* comporte un filetage roulé à froid, sur toute sa longueur, lui permettant d'être coupée à la longueur désirée. Les barres peuvent être aussi livrées avec un filetage standard de 250mm de longueur aux extrémités (ou plus).

Cette solution, plus économique, est possible lorsque la longueur des barres est connue.

Dans les deux cas, la barre comporte le même filet roulé spécial, pas à droite, résistant et auto-nettoyant permettant une manipulation aisée sur chantier.

La précision du profil de ce filet limite le glissement à la mise en tension.

Soudage

L'acier des barres est incompatible avec tout traitement de soudure ou de brasage, et avec tout choc thermique. Il faut donc protéger les barres, que celles-ci soient ou non sous tension, de toute projection de soudure.

Diamètres et charges caractéristiques – Macalloy

Diamètre nominal mm	Diamètre extérieur maximum mm	Section nominale mm ²	Masse par mètre kg/m	Pas mm	Charge de rupture kN	Limite Élastique kN
26	30,43	531	4,56	6	547	443
32	36,20	804	6,66	6	830	670
36	40,20	1018	8,45	6	1050	850
40	45,27	1257	10,41	8	1295	1050
50	54,81	1963	16,02	8	2020	1640
75	76,50	4185	33,2	8	4310	3495

Raccords et accessoires : ARTEON propose une gamme complète d'accessoires pour ces barres.

Pour plus d'informations, consulter la fiche technique ARTEON "*Macalloy* accessoires".

Technique

Ce tableau contient la gamme des barres de précontrainte ARTEON

Désignation	Diamètres mm	Limite élastique N/mm ²	Résistance unitaire à la traction N/mm ²	Charge de rupture kN
MACALLOY	26-75	835	1030	547-4310
MACALLOY INOXYDABLE A	20-40	800	1000	315 -1250

Pour plus d'informations sur la caractéristique des barres et sur les différents accessoires, consulter la fiche technique MACALLOY.

Caractéristiques des barres MACALLOY

Les principales caractéristiques des barres MACALLOY peuvent être résumées comme suit :

- **Fatigue** : les ensembles filetés ont une résistance à la fatigue dépassant deux millions de cycles de chargement dans une gamme de résistance à la traction de 618 à 670 N/mm².

- **Relaxation** : la valeur de la perte de contrainte provoquée par la relaxation dans la barre chargée à 70% de la charge de rupture après 1000 heures en température ambiante doit être inférieure à 3,5%.

- **Résistance à l'arrachement de l'écrou** : des tests d'efficacité de tenue de l'écrou, conformes aux normes en vigueur, sont effectués régulièrement afin de vérifier si la charge de rupture de l'ancrage n'est pas inférieure à 92% de la charge de rupture réelle de la barre principale adjacente. La charge de rupture d'un coupleur ne doit pas être inférieure à la charge de rupture garantie de la barre soumise au test.

Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est déterminé par l'ingénieur et dépend de l'utilisation des barres et des normes en vigueur. Niveau maximum de contrainte recommandé :

- **Précontrainte** : 70% de la charge de rupture de la barre.

Protection anti-corrosion

Pour les structures de précontrainte normales, l'environnement alcalin, issu de l'injection de ciment dans la gaine abritant la barre, fournit une protection appropriée.

Si les barres sont utilisées pour des applications exposées, il est nécessaire d'appliquer une protection anticorrosion aux barres MACALLOY.

D'autres options de protection sont également disponibles : peinture, résine époxy appliquée par chauffage contrôlé, bandes enduites de graisse, tube en plastique thermorétractable, tube en plastique rigide injecté de graisse ou de ciment.

Il convient de traiter avec une attention particulière les extrémités et la partie supérieure des manchons, afin d'assurer l'intégrité de la protection.

Mise en tension des barres Macalloy

La mise en tension des barres doit être effectuée par un personnel qualifié et à l'aide du matériel approprié. ARTEON dispose d'une gamme de vérins et son personnel est à même de réaliser les opérations sur chantier.

Les vérins hydrauliques à pistons creux, actionnés par des pompes électriques ou manuelles, s'appuient sur les plaques d'ancrage pendant la mise en tension des barres MACALLOY. Le maintien de la contrainte appropriée est obtenu en serrant l'écrou.

La tension est généralement contrôlée à l'aide d'un manomètre étalonné sur la pompe ; la mesure de l'allongement est exécutée à chaque palier. Un contrôle de la tension peut être effectué à tout moment avant l'opération d'injection.

Pour plus d'informations, contacter le service technique d'ARTEON

MACALLOY: la force d'un nom

6.5 Mise en œuvre des bossages d'ancrage et déviateurs

La préparation des surfaces sur lesquelles viennent s'appuyer les bossages doit être très soignée.

Lorsqu'il s'agit d'un élément préfabriqué en béton à appuyer sur du béton durci, les surfaces en contact doivent être traitées pour éliminer la peau du béton et retrouver le béton sain conformément à la norme NFP 95-101.

Si l'élément est en métal, la surface doit être grenillée et striée. Dans tous les cas, une couche d'interposition (mortier, résine, etc.) est obligatoire pour éviter que les efforts ne se transmettent par des points durs, l'emploi de produits à base de résine est toujours une opération délicate que seuls les spécialistes peuvent mettre en œuvre.

Lorsque le bossage ou les massifs d'ancrage d'appui sont coulés en place, la surface d'appui du béton existant doit être sablée et lavée à haute pression. Les dispositions prises pour le coffrage et le montage doivent permettre le libre mouvement des éléments susceptibles de se déplacer, en particulier sous les effets thermiques. Il est conseillé par exemple de solidariser les coffrages provisoires à la structure (voir figure 5).

Les armatures assurant le clouage des bossages des déviateurs étant en général de très faible longueur subissent des pertes de tension importantes par fluage local sous ancrage ou par défaut de calage. Pour les réduire, il faut, comme indiqué au paragraphe 6.9.3, effectuer au moins deux mises en tension successives.

En l'absence d'armatures passives, les formules ci-après peuvent être appliquées :

État limite ultime (ELU)

$$v_p \cdot N_p \cdot \frac{\pi}{v_\pi} \leq 1.35Pm$$

État limite de service (ELS)

$$v_p \cdot N_p \cdot \pi \leq Pm$$

v_p étant un coefficient de sécurité inférieur à 1 tenant compte de l'incertitude sur la valeur de l'effort de serrage ; cette valeur peut être prise égale à 0,85.

π étant le coefficient de frottement des surfaces qui dépend de leur nature.

Les valeurs de π ne sont pas normalisées, néanmoins les valeurs suivantes sont couramment utilisées.

Tableau 2

Désignation	Coefficient frottement π
Bossage en béton coulé en place contre le béton ancien après repiquage soigné jusqu'aux armatures	1,00
Bossage en béton coulé en place contre le béton ancien simplement nettoyé	0,75
Bossage préfabriqué en béton avec interposition d'une résine	0,50
Bossage en acier avec préparation de surface (tôle striée) sur un béton frais	0,45
Bossage en acier avec préparation de surface (tôle striée) avec interposition d'une résine ou d'un mortier de calage sur le béton ancien	0,37

Des valeurs différentes peuvent être prises en compte sous réserve d'essais spécifiques au chantier. Il appartient au marché de définir la méthodologie.

$v_{\pi\#}$ est un coefficient de sécurité tenant compte de l'incertitude sur le coefficient $\langle p$, une valeur de 1,2 est couramment utilisée.

P_m est la précontrainte probable.

N est l'effort normal.

À défaut de calculs précis ou de résultats d'essais les armatures de clouage sont disposées pour les deux tiers au voisinage de l'ancrage du câble et pour un tiers à l'extrémité opposée du bossage.

6.6 Mise en place des conduits

Si des conduits sont prévus, ils doivent respecter le tracé théorique et être soutenus de proche en proche pour prendre le poids des armatures. Ils doivent être rendus étanches et continus avant ou après précontrainte suivant le cas. Les raccordements peuvent être assurés par collage, soudure et manchonnage avant mise en tension et par manchonnage après mise en tension ; ils ne doivent pas être l'origine d'un point singulier à l'intérieur du conduit. Ils doivent faire l'objet d'une épreuve d'étanchéité, notamment dans le cas d'injection à la graisse.

Le tracé doit être tel qu'il n'y ait pas de poussée au vide non reprise.

Dans le cas où le projet ne prévoit pas de conduit de protection, les armatures doivent être soutenues par des supports plus rapprochés le long de leur tracé assurant un bon alignement de l'armature avant mise en tension et servant de dispositif antifouettement.

6.7 Mise en place des armatures de précontrainte

Les conditions de mise en place parfois délicates imposent de prendre des précautions particulières dès l'étude (telles que fenêtres spéciales ou guidage au moment de l'enfilage des armatures), pour éviter blessure, cassure ou frottement excessif sur la structure.

6.8 Mise en place des ancrages

L'orthogonalité des organes d'ancrage avec les conduits doit être respectée rigoureusement. Le bon contact des ancrages sur la surface d'appui doit être vérifié.

6.9 Opération de mise en tension

6.9.1 Préliminaires

Les opérations de mise en tension doivent respecter les clauses des fascicules n° 65 A du CCTG.

Le programme prévu par ces fascicules doit être complété pour tenir compte des opérations connexes telles que, mesures, injection de fissures, chargements, etc. et des conditions thermiques qui peuvent imposer des horaires particuliers. Il doit définir également les précautions particulières à prendre dans le cas d'armatures revêtues (galvanisation, graisses et cires) et de mise en tension toron par toron.

6.9.2 Armatures extérieures au béton de la structure

Leur force initiale de tension est limitée à 75 % de la force à rupture de l'unité composée de fils et de torons et à 70 % pour les barres 1>.

1) Les limitations tiennent compte du fait :
que les armatures s'appuient sur des structures non conçues à l'origine pour les recevoir,
qu'en cas d'incident il peut être nécessaire de les détendre.

D8- Durées propres à l'exécution des travaux de renforcement

Les temps unitaires moyens ouvrier pour la réalisation des différentes parties d'ouvrage sont précisés ci-dessous :

Installations de chantier

Installations et repli de chantier : 4 semaines

Ancrages et déviateurs

- Carottage : 1 h / trou + 1 h/ml de forage
- Sablage : 1,25 h / m²
- Coffrage : 2,5 h / m²
- Ferrailage (150 Kg/ m³) : 0,08 h / kg
- Bétonnage : 2 h/m³
- Gaines et abouts : 25 h / gaine

Précontrainte

- Clouage : 2,5 h / clou
- Câblage : 3 h / gaine + 0,3 h / toron
- Mise en tension : 12h / gaine
- Injection : 4 h / gaine + 0,015 h/l de coulis

Divers

- Déplacement des passerelles de travail : de nuit sous fermeture de circulation
- Intempéries 2 semaines / an

Les durées calculées seront arrondies à la demi-journée.

D9- Données propres à l'étude économique

Réalisation d'un câble

<i>Désignation</i>	<i>U</i>	<i>P.U. (€/U)</i>
Gaine épaisse 121 x 8 (y compris raccord et déviateur)	kg	1,65 €
Fixations intermédiaires (pour un câble)	Ens.	150,00 €
Torons T15S	ml	1,10 €
Trompette	U	45,00 €
Frettage	U	30,00 €
Plaque de répartition	U	20,00 €
Ancrage 8T15	U	65,00 €
Purge ou évent	U	10,00 €
Capot de protection	U	45,00 €
Ciment superstresscem	kg	0,30 €
Adjuvant super plastifiant pour coulis	kg	30,00 €
Location nacelle inversée	j	1000,00 €
Location enfileuse	j	200,00 €
Location vérin de précontrainte	j	200,00 €
Location matériel injection	j	300,00 €
Contrôle extérieur par travée	U	1000,00 €
Peinture de protection (sous traitant)	m ²	30,00 €
Dhmo	h	34,50 €

Perte sur matériaux : 3%

Dosage coulis injection : E/C = 38%, adjuvant 0,82% du poids du ciment

Densité du coulis : 2,06

Devis estimatif

<i>Désignation</i>	<i>U</i>	<i>P.U. (€/U)</i>
Installation et repli de chantier (pour une campagne de huit mois)	ens.	300000,00 €
Fournitures 8 passerelles	ens.	800000,00 €
Mise en place passerelle	U	10000,00 €
Coffrage	m ²	40,00€
Armatures	kg	1,10 €
Béton pompé	m ³	175,00 €
Location carotteuse y compris outils	j	100,00 €
Sablage (sous-traitant)	m ²	80,00 €
Mise en place d'un clou	U	450,00 €
Dhmo (hors travaux de câbles)	h	30,50 €

Frais de chantier : 14% des DS

Frais généraux : 18% du coût de réalisation

Bénéfice : 5 % du prix de vente