



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de l'environnement
des transports, de l'énergie et de la communication DETEC

Office fédéral des routes OFROU
Filiale d'Estavayer-le-Lac

Route nationale N01 / Sections 2 & 6

PIECE N° **9.5.3**



VENGERON - COPPET - NYON UPIaNS Ferney - Coppet + PUN

Section d'entretien : 03U Ferney-Coppet, 04U Coppet-Gland

Objet / Lot : TRA Gd-Saconnex - Limite VD/GE et descente lac, TRA Frontière GE-Coppet, TRA Coppet-Morges Ouest

Km d'entretien : 14.485 à 33.450

SRB : CH: N1+ et N1- / PR140 + 485m à PR 330 + 450m

Désignation TDcost : N01.02.080177

Canton(s) : Vaud, Genève

Commune(s) : Prégny-Chambésy - Nyon

Concept global de maintenance (EK)

Vérifications sismiques - Renforcements

Dossier :

**K+T/G
Ouvrages**



Pilote
Membre 1
Membre 2
Membre 3

SCHOPFER & NIGGLI SA (S+N)
T INGENIERIE SA (T)
CITEC SA (CITEC)
IM MAGGIA ENGINEERING SA (IM)

LAUSANNE
GENEVE
GENEVE
FRIBOURG

Numérotation/Identification

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| F | 1 | | | 0 | 8 | 0 | 1 | 7 | 7 |
| 0 | 1 | | U | 0 | 3 | / | U | 0 | 4 |
| 7 | 5 | | 2 | | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| D | E | K | | | 0 | 4 | 2 | / | |

Document établi par : **T INGENIERIE SA**

| | | | | | | | |
|---|------------|----|----|----|----|----------------------------|---|
| Rev. | V0 | V1 | V2 | V3 | V4 | Doc. / Plan N° (auteur) | 3677-VCN-EK-TI-DRA-042 |
| Date | 30.03.2018 | - | - | - | - | Objet inventorié - numéro | 22.01.06.301.01 / 22.01.06.301.02 / 22.01.02.301.01 |
| Etabli par | tbd | - | - | - | - | Format | 210 x 297 mm |
| Contrôlé | ng | - | - | - | - | Echelle | - |
| Direction de projet Office fédéral des routes OFROU Filiale Estavayer-le-lac Place de la Gare 7 1470 Estavayer-le-lac | | | | | | Date de réception | |
| | | | | | | Examiné / ingénieur expert | |
| | | | | | | Validé / libéré par | |

TABLE DES MATIÈRES

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Introduction | 3 |
| 2 | Renforcements | 4 |
| 2.1 | <i>PS Echangeur du Vengeron (630A et 630B).....</i> | <i>5</i> |
| 2.1.1 | Situation | 5 |
| 2.1.2 | Proposition | 5 |
| 2.1.3 | Dimensionnement | 6 |
| 2.1.4 | Coûts | 9 |
| 2.2 | <i>Viaduc du Vengeron (623).....</i> | <i>10</i> |
| 2.2.1 | Situation | 10 |
| 2.2.2 | Proposition | 10 |
| 2.2.3 | Dimensionnement | 10 |
| 2.2.4 | Coûts | 12 |
| 2.3 | <i>PSP de la Foretaille (668).....</i> | <i>13</i> |
| 2.3.1 | Situation | 13 |
| 2.3.2 | Proposition | 13 |
| 2.3.3 | Dimensionnement | 13 |
| 2.3.4 | Coûts | 14 |
| 3 | Conclusion..... | 15 |

1 Introduction

Ce rapport a pour but de proposer un renforcement suite aux conclusions de l'étude parasismique de la phase 2.

Suite aux vérifications sismiques de la phase 2, trois ouvrages nécessitent un renforcement. Il s'agit des ouvrages suivants :

- PS Echangeur du Vengeron 630A et 630B (Pont 3 et 4 ECH Le Vengeron)
- Viaduc du Vengeron 623
- PSP de la Foretaille 668

Les rapports de vérifications sismiques de la phase 2 sont disponibles dans les pièces K9.5.2.1 à K9.5.2.4.

2 Renforcements

Sur les quatre ouvrages nécessitant une analyse sismique de phase 2, trois PS ont montré des insuffisances. Pour chacun de ces ouvrages, la largeur du banc d'appui est insuffisante.

Dans ce chapitre nous proposons donc pour chaque ouvrage un agrandissement du banc d'appui afin de répondre aux exigences parasismique. Les largeurs minimales des bancs d'appui sont reprises directement des rapports de vérifications sismiques de phase 2.

La combinaison d'action suivante est utilisée pour la cas accidentel du séisme :

$$E_d = E\{G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Par conséquent, seul le poids propre et les charges permanentes sont considérés étant donné que ψ_2 est égale à 0.

2.1 PS Echangeur du Vengeron (630A et 630B)

2.1.1 Situation

Les travées de rive de l'OA630A et 630B se reposent sur seulement 15cm au niveau des palées centrales. Les calculs en phase 2 (K9.5.2.2) ont montré que la largeur minimale nécessaire est de 43cm. Par conséquent, le banc d'appui des travées de rive doit être agrandi d'environ 30cm pour répondre aux exigences sismiques.

2.1.2 Proposition

La figure suivante montre la proposition d'élargissement du banc d'appui de la travée de rive sur la palée à l'aide d'un corbeau en béton armé.

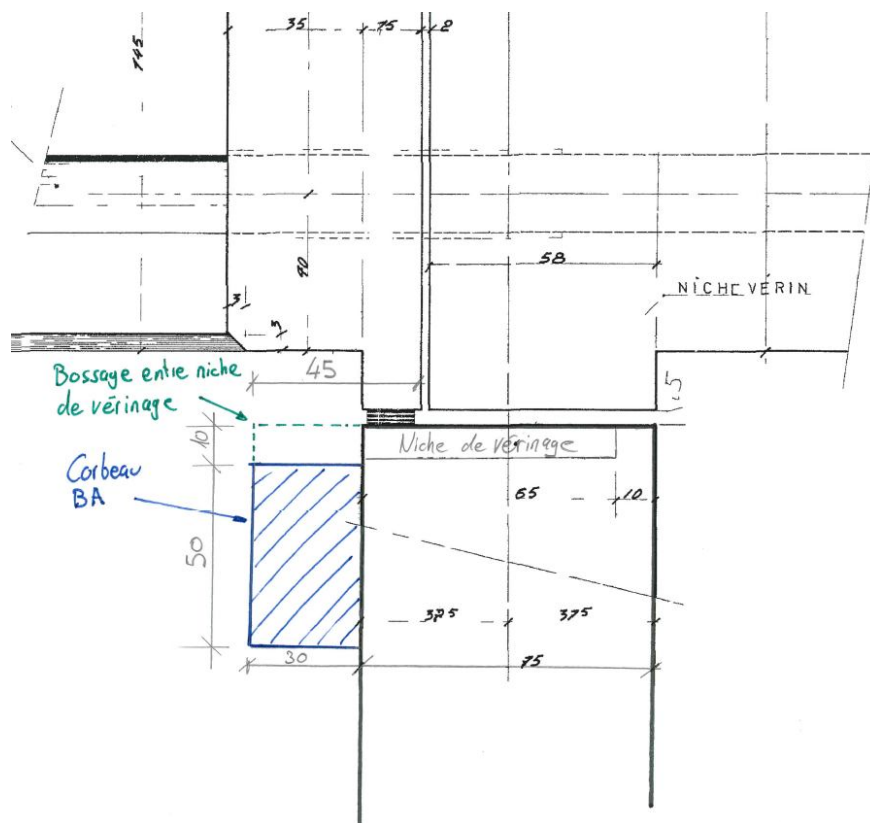


Figure 1. Elargissement du banc d'appui - corbeau

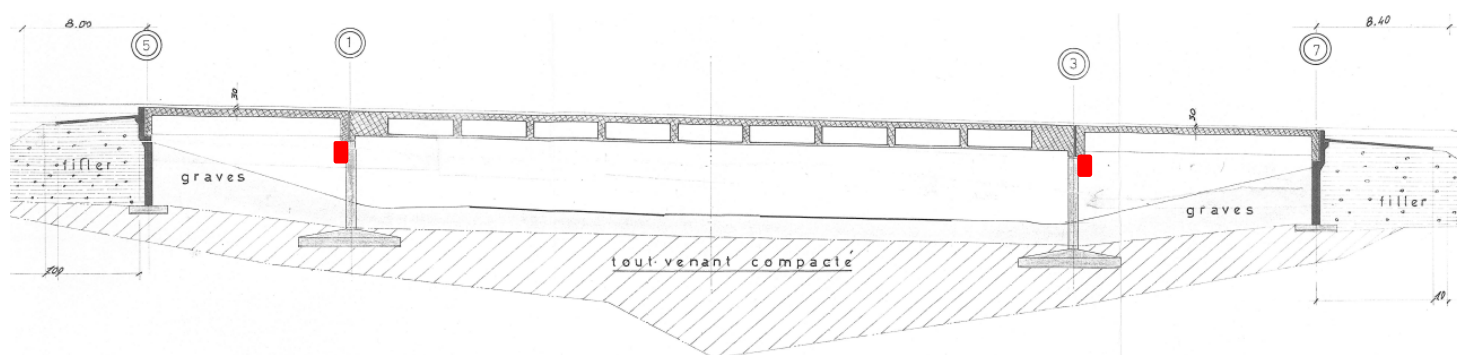


Figure 2. Localisation des corbeaux

2.1.3 Dimensionnement

Le dimensionnement est effectué en se basant sur la géométrie de la travée de rive côté Bellevue de l'ouvrage 630A.

Le poids propre de la travée de rive est estimé à 3200 kN. Les charges permanentes (devers, revêtement, bordure et glissières de sécurité) sont estimées à 1300 kN. Ce qui donne une charge totale de 4500 kN. La travée de rive étant biaise, les réactions d'appuis ne sont pas linéaires. Une concentration de contrainte à lieu dans les angles obtus de la travée.

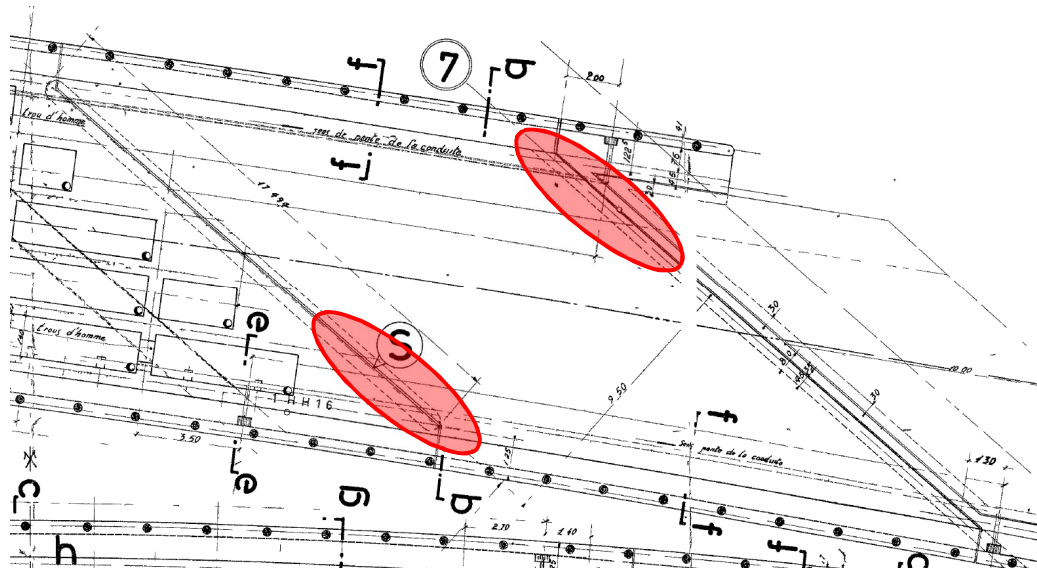


Figure 3. Zones les plus sollicitées

Un modèle simplifié est réalisé sur le logiciel Scia. Si la travée de rive sort de ses appuis STUP, elle se pose sur les corbeaux BA. Dans le modèle, la rigidité des appuis est introduite selon la rigidité estimée du sol et de la palée.

On obtient la réaction d'appui maximale suivante : $R_{z,d} = 350 \text{ kN/m}$ (valeur moyenne sur 1m)

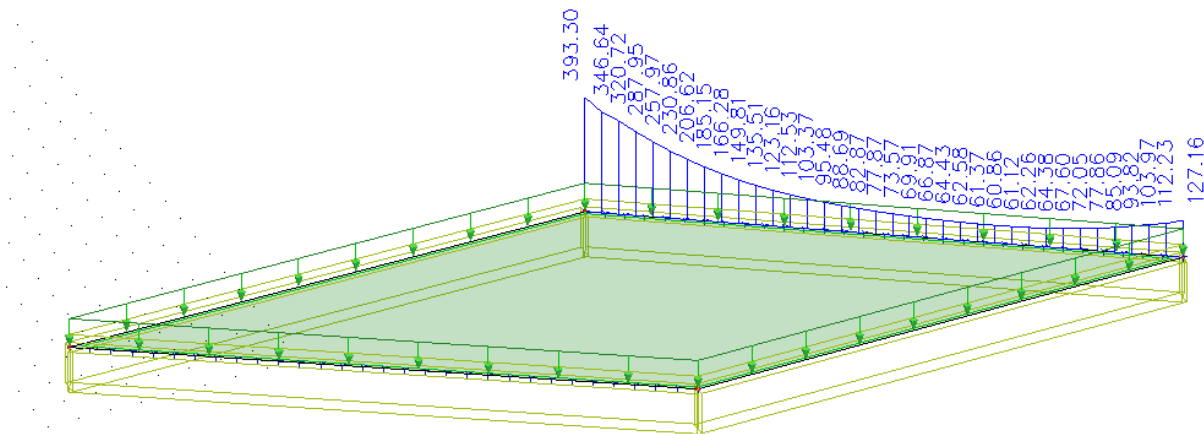
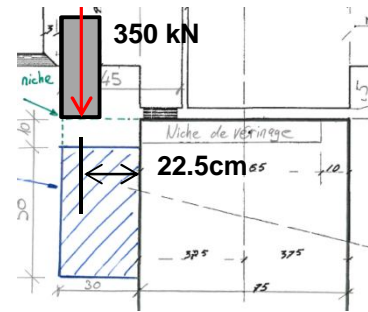


Figure 4. Réaction d'appui sur le corbeau

On considère que la travée de rive peut se déplacer jusqu'au bord du corbeau. Le bras de levier est donc de $d = 30\text{cm} - (15\text{cm}/2) = 22.5\text{cm}$. On obtient le moment sollicitant le corbeau :

$$M_d = 0.225\text{m} \cdot 350\text{kN/m} = -79 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 350 \text{ kN/m}$$



Afin de faire passer le cisaillement le long de la surface de reprise, le joint sera rendu rugueux et une précontrainte transversale (type « Freyssibar ») sera mise en place. Cette précontrainte permet d'une part d'améliorer l'adhérence entre les deux bétons coulés à des dates différentes et d'autre part de reprendre la traction due à la flexion.

Afin d'assurer que toute la section reste comprimée, on met en place 1 barre de précontrainte de diamètre 26.5mm tous les 50cm. La force de précontrainte (à long terme, env. 25% de perte) est estimée comme suit :

$$F_{p,\infty} = 2 \cdot 0.75 \cdot 0.9 \cdot f_{p,0.1k} \cdot A_p = 2 \cdot 0.75 \cdot 0.9 \cdot 835\text{MPa} \cdot 26.5^2 / 4 \cdot \pi = 621 \text{ kN/m}$$

La précontrainte est mise en place à 15cm du haut du corbeau (distance de bord minimum $\approx 12.5\text{cm}$), soit plus haut que le centre du corbeau. Elle réduit donc le moment comme suit :

$$M_{Fd} = 621\text{kN/m} \cdot (0.5\text{m}/2 - 0.15\text{m}) = 62 \text{ kNm/m}$$

Les sollicitations du corbeau sont donc les suivantes :

$$N_d = -621 \text{ kN/m}$$

$$M_d = -79 + 62 = -17 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 350 \text{ kN/m}$$

On en déduit les contraintes normales à l'interface corbeau-culée:

$$\sigma_{\text{sup}} = -621 \cdot 10^3 / (1000 \cdot 500) + 17 \cdot 10^6 / (1000 \cdot 500^2 / 6) = -0.834 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -621 \cdot 10^3 / (1000 \cdot 500) - 17 \cdot 10^6 / (1000 \cdot 500^2 / 6) = -1.65 \text{ MPa}$$

Toute la section est comprimée. La précontrainte est suffisante à elle seule pour reprendre le moment de flexion. De plus, cela permet de mobiliser toute l'interface corbeau-culée pour reprendre par frottement le cisaillement vertical.

Le cisaillement le long de la surface de reprise est vérifié selon la formule de l'eurocode EN 1992-1-1, §6.2.5.

$$V_{Rd1} = c f_{ctd} + \mu \sigma_N + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd}$$

Avec : - $c = 0.4$ et $\mu = 0.7$; coefficients en fonction de la rugosité de la surface, considérée rugueuse

$$- f_{ctd} = f_{ctk0.05} / \gamma_c = 2.0 / 1.5 = 1.33 ; \text{ En considérant un béton C30/37}$$

$$- \sigma_N = (-0.834 - 1.65)/2 = 1.24\text{MPa} ; \text{ Contrainte normale moyenne à l'interface}$$

On obtient la résistance au cisaillement suivante :

$$v_{Rd} = 0.4 \cdot 1.33 + 0.7 \cdot 1.24 = 1.40 \text{ MPa}$$

La résistance totale par mètre linéaire est de :

$$V_{Rd} = A_{interface} \cdot v_{Rd} = 1000\text{mm} \cdot 500\text{mm} \cdot 1.40 = 700 \text{ kN/m} > V_d = 350 \text{ kN/m}$$

La résistance au tranchant est suffisante sans l'ajout d'acier.

Une armature complémentaire sera disposée pour assurer l'armature minimale du corbeau et assurer le bon frettage derrière les têtes d'ancrages. L'espacement des barres de précontraintes sera augmenté dans les zones moins sollicitées ($e = 1.0\text{m}$ quand $R_z < 250 \text{ kN/m}$, soit à env. 2m du bord, voir figure 4). Des bossages ponctuels sont réalisés entre les niches de vérinage de la culée.

Une esquisse du principe de ferrailage est présentée dans les deux figures ci-dessous.

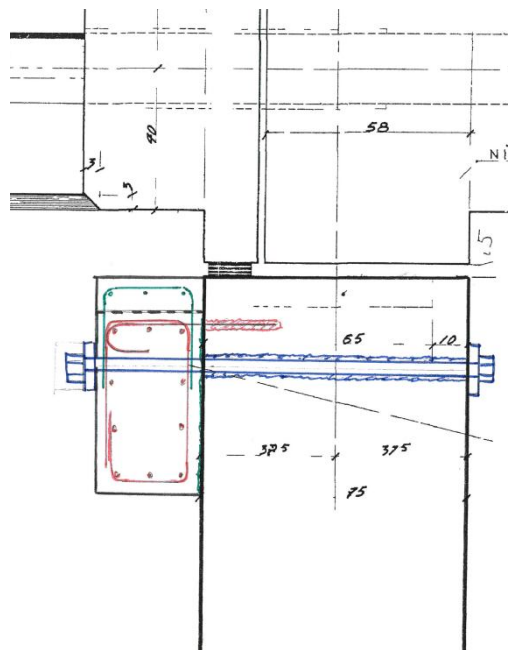


Figure 5. Principe de ferrailage – Coupe transversale

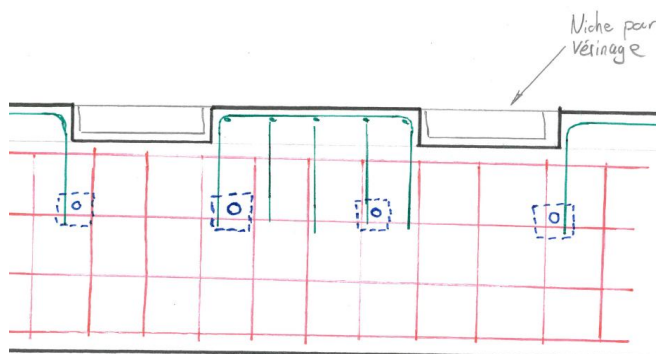


Figure 6. Principe de ferrailage – Coupe longitudinale

2.1.4 Coûts

Le tableau suivant donne l'estimation des coûts de l'agrandissement des bancs d'appui des ouvrages OA630A et OA630B.

| Libellé | unité | quantité | pu | montant | Total |
|---|-------|----------|-------|---------|---------------|
| CONSTRUCTION | | | | | |
| INSTALLATION DE CHANTIER | | | | | 7'250 |
| Installation de chantier complète pour l'ensemble des travaux | gl | 1 | 10% | 7'250 | |
| Travaux de maçonnerie | | | | | 72'450 |
| Traitement pour rendre rugueuse l'interface corbeau-béton existant. | m2 | 29 | 50 | 1'450 | |
| Béton coulé sur place | m3 | 9 | 300 | 2'700 | |
| Coffrage corbeau | m2 | 50 | 100 | 5'000 | |
| Armature | kg | 1040 | 2 | 2'080 | |
| F+P Barre précontrainte $\varnothing 26.5$, yc injection, gaines,... | p | 56 | 300 | 16'800 | |
| Plaque ancrage carrée 110x110mm | p | 112 | 80 | 8'960 | |
| Capôts de protection injecté | p | 112 | 80 | 8'960 | |
| Carottage $\varnothing 50$ mm | m | 42 | 250 | 10'500 | |
| Scellement de barres f10, yc forage | p | 240 | 25 | 6'000 | |
| Echaffaudages et équipements divers | gl | 2 | 5'000 | 10'000 | |
| Total hors installation de chantier | | | | | 72'450 |
| Total avec installation de chantier | | | | | 79'700 |
| Total des travaux de construction (HT) | | | | | 79'700 |

2.2 Viaduc du Vengeron (623)

2.2.1 Situation

Sur la culée Genève, le tablier du viaduc du Vengeron se repose sur 40cm. Les calculs en phase 2 (K9.5.2.1) ont montré que la largeur minimale nécessaire est de 55cm. Par conséquent, le banc d'appui doit être agrandi d'environ 15cm pour répondre aux exigences sismiques.

2.2.2 Proposition

La proposition faite est de rajouter une cornière métallique sur toute la largeur de la culée afin d'agrandir le banc d'appui. Ces cornières sont scellées chimiquement dans le mur de culée.

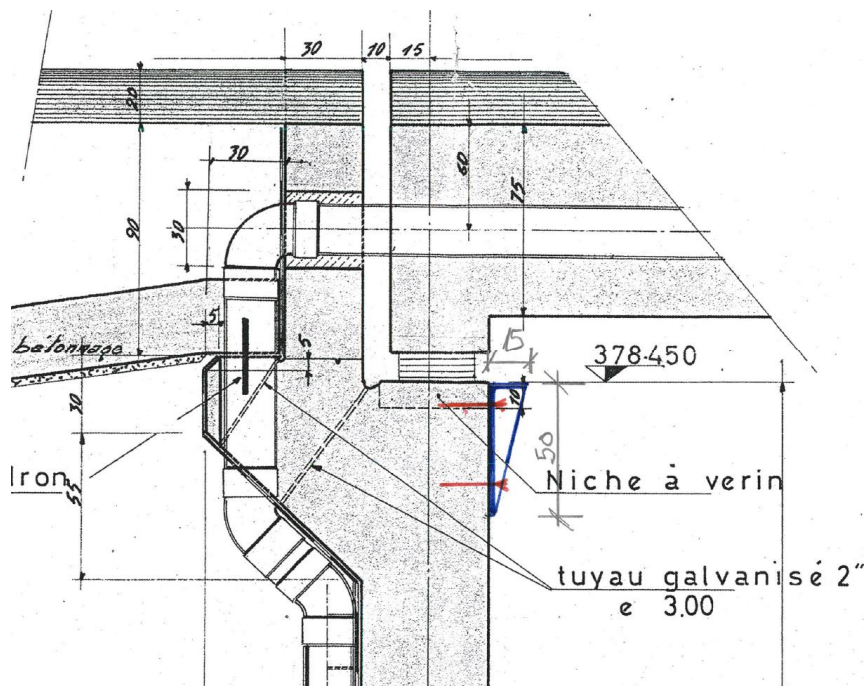


Figure 7. Elargissement du banc d'appui – cornière métallique

2.2.3 Dimensionnement

Afin de déterminer la force maximale possible sur la cornière, on considère que, si le tablier se déplace, il reste sur un système de trois appuis. Cette hypothèse défavorable permet de couvrir le cas où le tablier se repose linéairement sur la largeur de la culée.

Un modèle filaire sommaire sur Scia est réalisé. Seul le poids propre et les charges permanentes sont considérés. La réaction sur la culée C1 (côté Genève) est de :

$$R_{z,d} = -1600 \text{ kN}$$

$$M_{x,d} = 1000 \text{ kNm}$$

La disposition des appuis est prise selon l'extrait de plan ci-dessous.

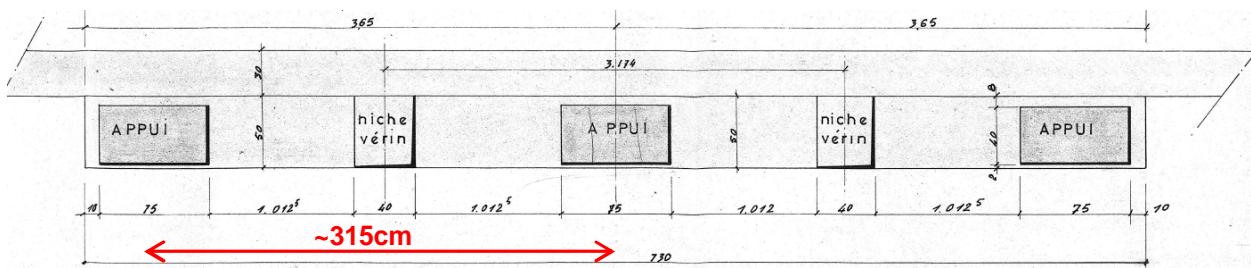


Figure 8. Extrait plan de la culée Genève

La réaction maximale sur appui est définie comme suit :

$$R_{z,max} = -1600 / 3 - 1000 / 3.15 / 2 = -700 \text{ kN}$$

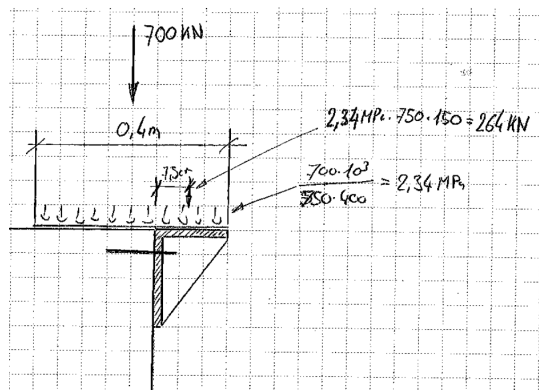


Figure 9. Distribution de la charge sur la cornière

Les sollicitations de la cornière au droit des appuis extérieurs sont les suivantes :

$$V_{z,d} = 700 \text{ kN} \cdot 0.15 \text{ m} / 0.40 \text{ m} = 263 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 264 \text{ kN} \cdot 0.075 \text{ m} = 20 \text{ kNm}$$

A l'aide du logiciel HILTI « Profis Engineering », on détermine les tiges d'ancrage nécessaires.

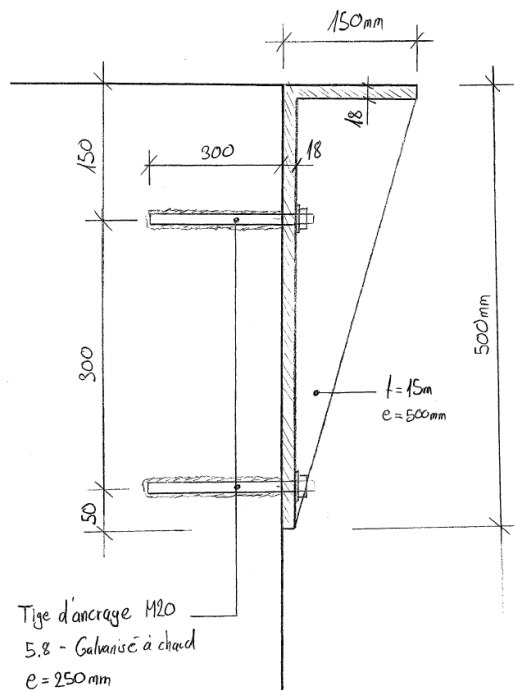


Figure 10. Schéma de la cornière

On dispose des tiges d'ancrages M20-5.8 en acier galvanisé espacé de 30cm verticalement et 25cm transversalement avec une longueur de scellement de 30cm. Cette disposition est valable à l'extrémité de la culée côté Lac.

Dans les autres zones, l'entraxe transversal est augmenté à 50cm avec une profondeur de scellement de 20cm.

2.2.4 Coûts

Le tableau suivant donne l'estimation des coûts de l'agrandissement du banc d'appui de l'ouvrage OA623.

| Libellé | unité | quantité | pu | montant | Total |
|---|-------|----------|------|---------|---------------|
| CONSTRUCTION | | | | | |
| INSTALLATION DE CHANTIER | | | | | 5'000 |
| Installation de chantier complète pour l'ensemble des travaux | gl | 1 | 5000 | 5'000 | |
| Travaux de maçonnerie | | | | | 11'840 |
| Fourniture et pose cornière métallique S235 | kg | 800 | 10 | 8'000 | |
| Tiges d'ancrage type HILTI HIT-V, M20, longueur scellement 300mm Y compris forage, injection, scellement | p | 12 | 120 | 1'440 | |
| Tiges d'ancrage type HILTI HIT-V, M20, longueur scellement 200mm Y compris forage, injection, scellement | p | 24 | 100 | 2'400 | |
| Total hors installation de chantier | | | | | 11'840 |
| Total avec installation de chantier | | | | | 16'840 |
| Total des travaux de construction (HT) | | | | | 16'840 |

2.3 PSP de la Foretaille (668)

2.3.1 Situation

Sur la culée côté Jura, le tablier de la passerelle piétonne de la Foretaille se repose sur 28cm. Les calculs en phase 2 (K9.5.2.4) ont montré que la largeur minimale nécessaire est de 47cm. Par conséquent, le banc d'appui doit être agrandi d'environ 20cm pour répondre aux exigences sismiques.

2.3.2 Proposition

La proposition faite est de rajouter une cornière métallique au droit des deux poutres porteuses de la passerelle afin d'agrandir la largeur du banc d'appui. Ces cornières sont scellées chimiquement dans le mur de culée.

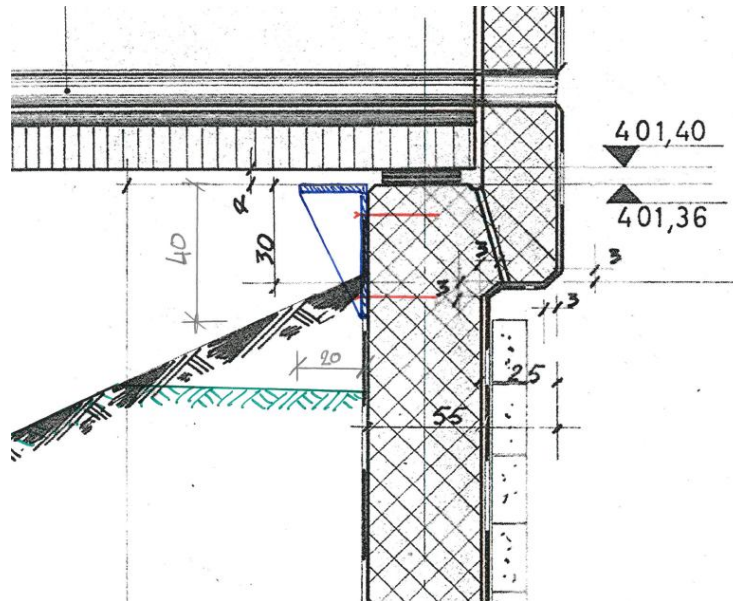


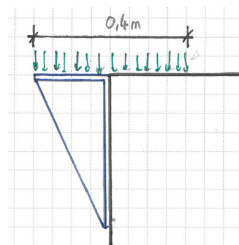
Figure 11. Elargissement du banc d'appui – cornière métallique

2.3.3 Dimensionnement

Un modèle filaire sommaire sur Scia est réalisé. Seul le poids propre et les charges permanentes sont considérés. La réaction sur la culée Jura est de :

$$R_{z,d} = -370 \text{ kN}$$

Chaque poutre porteuse de la passerelle reprend la moitié de cette charge. La réaction verticale à chaque appui est de 185 kN. La dimension de la cornière est prévue pour que la surface d'appui soit d'au minimum de 40cm.



La cornière reprend donc les sollicitations suivantes :

$$V_{z,d} = 185 \text{ kN} / 2 = 93 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 93 \text{ kN} \cdot 0,1 \text{ m} = 9,3 \text{ kNm}$$

A l'aide du logiciel HILTI « Profis Engineering », on détermine les tiges d'ancrage nécessaires. La figure suivante montre le détail de la cornière (2 cornières en tout).

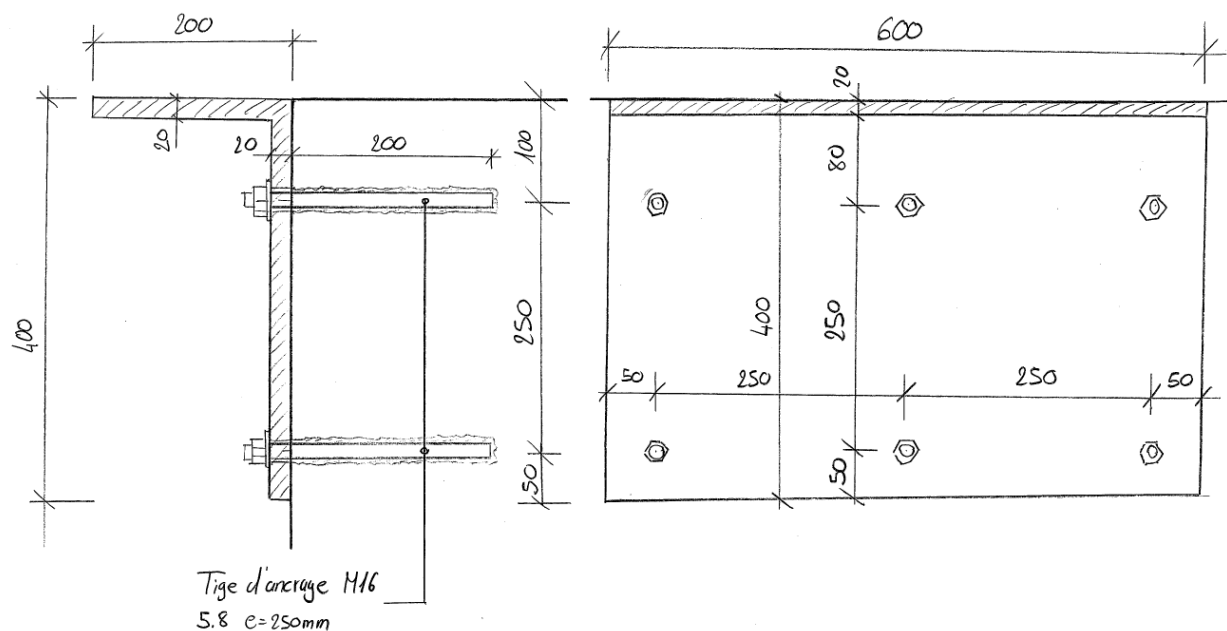


Figure 12. Schéma de la cornière

On dispose des tiges d'ancrages M16-5.8 en acier galvanisé espacé de 25cm verticalement et 25cm transversalement avec une longueur de scellement de 20cm. La largeur totale de la cornière fait 60cm pour une hauteur de 40cm. Une cornière est placée sous chacune des deux poutres porteuses.

2.3.4 Coûts

Le tableau suivant donne l'estimation des coûts de l'agrandissement du banc d'appui de l'ouvrage OA668.

| Libellé | unité | quantité | pu | montant | Total |
|---|-------|----------|-------|---------|--------------|
| CONSTRUCTION | | | | | |
| INSTALLATION DE CHANTIER | | | | | 5'000 |
| Installation de chantier complète pour l'ensemble des travaux | gl | 1 | 5000 | 5'000 | |
| Travaux de maçonnerie | | | | | 3'400 |
| Fourniture et pose cornière métallique S235 | kg | 120 | 10 | 1'200 | |
| Tiges d'ancrage type HILTI HIT-V, M16, longueur scellement 200mm Y compris forage, injection, scellement | p | 12 | 100 | 1'200 | |
| Excavation, yc évacuation, taxe,... | gl | 1 | 1'000 | 1'000 | |
| Total hors installation de chantier | | | | | 3'400 |
| Total avec installation de chantier | | | | | 8'400 |
| Total des travaux de construction (HT) | | | | | 8'400 |

3 Conclusion

En conclusion, ce rapport propose une solution d'élargissement du banc d'appui pour les ouvrages 630A et B, 623 et 668.

Pour les ouvrages 630A et B, un corbeau béton armé est proposé. Pour les ouvrages 623 et 668, des cornières métalliques sont présentées.

Le montant total des travaux pour l'ensemble de ces ouvrages est estimé à environ 106'000 chf (HT).