Passage supérieur sur l'autoroute A1 à Bavois

Vérification de la structure existante et dimensionnement d'un nouvel ouvrage en CFUP armé

Anthony Gatta

Supervision:

Prof. Eugen Brühwiler

Dr. Numa Bertola

FACULTÉ ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT
MCS MAINTENANCE CONSTRUCTION SÉCURITÉ
INSTITUT D'INGÉNIERIE CIVILE

EPFL

Tables des matières

Tables des matières 2

1 Convention d'utilisation : Ouvrage existant 5

1.1 Bases 5

1.2 Objectifs généraux relatifs à l'utilisation de l'ouvrages 5

1.3 Milieu et exigences de tiers 8

1.4 Exigences relatives à l'exploitation et à la maintenance 8

1.5 Prescriptions particulières du MO 9

1.6 Objectifs de protection et risques spéciaux 9

1.7 Disposition tirées des normes 10

1.8 Signatures 11

2 Base de Projet : Ouvrage existant 12

2.1 Généralités 12

2.2 Concept de la structure 14

2.3 Caractéristiques des matériaux 14

2.4 Analyse structurale 16

2.5 Signatures 20

3 Vérification de la structure existante 21

3.1 Introduction 21

3.2 Matériaux 22

3.3 Vérifications structurel de l'ouvrage 26

3.4 Charges permanentes 26

3.5 Charges utiles 28

3.6 ELU type 2 : Poutres 32

3.7 ELU type 2 : Dalle de roulement 43

3.8 ELU Type 4 : Dalle de roulement 55

3.9 ELU Type 4 : Précontrainte 58

3.10 ELU type 2 : Béquilles 60

3.11 ELU : Cas de charge accidentel 72

4 Partie historique 75

4.1 Introduction 75

4.3 Conclusion 79

5 Convention d'utilisation : Conception 80

5.1 Bases 80

5.2 Objectifs généraux relatifs à l'utilisation de l'ouvrages 80

5.3 Milieu et exigences de tiers 82

5.4 Exigences relatives à l'exploitation et à la maintenance 82

5.5 Prescriptions particulières du MO 83

5.6 Objectifs de protection et risques spéciaux 84

5.7 Disposition tirées des normes 84

5.8 Signatures 85

6 Base de Projet : Conception 86

6.1 Généralités 86

6.2 Concept de la structure 87

6.3 Caractéristiques des matériaux 88

6.4 Analyse structurale 88

6.5 Signatures 92

7 Dimensionnement de la nouvelle structure 93

7.1 Introduction 93

7.2 Contraintes de conception 93

7.3 Procédé de construction et étapes 93

7.4 Matériaux 95

7.5 Charges permanentes 98

7.5 Charges utiles 101

7.6 Dimensionnement de la structure 103

8 Comparaison de l'existant et de la conception 114

1 Convention d'utilisation : Ouvrage existant

1.1 Bases

1.1.1 Rapport, documents, procès-verbaux

- Situation – Coupe transversale – Coupe longitudinale
- Plan d'ensemble
- Fondations
- Dalle de transition, entretoise d'extrémité, trottoir, joints et mur en ail côté Est
- Béquilles extérieures
- Béquilles intérieures
- Poutre travée latérale
- Poutre travée centrale
- Plan de câblage
- Armature poutre travée latérale
- Armature poutre travée centrale
- Plan de pose des treillis

1.1.2 Normes directives

Ensemble des normes SIA en vigueur (voir Base de projet)

Normes VSS spécifiques en vigueur

Ensembles des directives et documentations de l'OFROU en vigueur (voir Base de projet)

1.2 Objectifs généraux relatifs à l'utilisation de l'ouvrages

1.2.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage est situé sur une route secondaire partant de la route cantonale reliant La Sarraz à Bavois.

Il traverse l'axe d'autoroute A1 entre Lausanne et Berne.

Le pont a une portée de 67.77 mètres pour une largeur de 9.70 mètres. Les portées de rive (entre les béquilles) mesurent 14 mètres avec une portée centrale de plus de 38 mètres.

Il comporte deux voies de circulations routières ainsi que deux trottoirs de chaque côté des voies de circulations.

1.2.2 Utilisation prévue

- Accès à la localité du Coudray
- Ouvrage avec une voie de circulation par direction
- Pas de restriction des poids lourds
- Vitesse limitée à 80 km/h

1.2.3 Géométrie du tracé

- Tracé rectiligne
- Pente longitudinale : 4.9 %
- Pente transversale : 2.5 %

1.2.4 Données géométriques

La section est composée de quatre poutre en caisson pour une largeur de tablier de 9.70 m qui se compose ainsi :

- Bordures : 0.35 m
- Trottoirs : 1.50 m
- Voies de circulation : 3.00 m

Les dimensions principales d'une poutre sont les suivantes :

- Hauteur de poutre : 1.30 m
- Largeur de poutre : 2.36 m
- Épaisseur de tablier : 0.16 m
- Épaisseur d'âme : 0.16 m

1.2.5 Géologie et hydrogéologie

Selon le guichet cartographique cantonal, le sol en place est de géotype MF (moraines de fond, terrain meuble). Selon la définition de la SIA, le sol de fondation est de catégorie A.

L'ouvrage se situe en secteur üB[1], soumis aux obligations générales de protection des eaux, sans enjeux particuliers.

1.2.6 Charges de trafics

Les coefficients α actualisés suivants sont utilisés [2]:

- $\alpha_{Q1} = 0.70$ / $\alpha_{Q2} = 0.50$ / $\alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0.40$

Ces coefficients actualisés, valables pour les ponts poutre ayant une section transversale multi poutre, prennent en compte le passage des camions 44 tonnes ainsi que les passages isolés de camions-grues de 60 tonnes.

1.2.7 Durée d'utilisation

Les durées d'utilisation suivantes sont convenues :

- Structure porteuse : 50 ans
- Etanchéité du tablier : 30 ans
- Revêtement : 30 ans
- Bordures : 30 ans
- Equipements : 30 ans
- Joints de chaussée : 20 ans

[1] Secteurs et zones de protection des eaux souterraines | État de Vaud. (n.d.). https://www.vd.ch/themes/environnement/eaux/eaux-souterraines/secteurs-et-zones-de-protection-des-eaux-souterraines

[2] Meystre, T., & Hirt, M. A. (2006). Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charges de trafic actualisé. In Infoscience. http://infoscience.epfl.ch/record/116035

1.3 Milieu et exigences de tiers

1.3.1 Influence exercée par l'ouvrage sur l'environnement

Les eaux de chaussé sont récoltées en amont et en aval de l'ouvrage et la transmission est assurée par une canalisation suspendue côté sud de la structure.

1.3.2 Influence de l'environnement sur l'ouvrage

L'ouvrage se situe dans une zone non soumise aux risques environnementaux (inondation, lave torrentielle, etc…)

1.4 Exigences relatives à l'exploitation et à la maintenance

1.4.1 Aptitude au service

Les déformations de l'ouvrage doivent respecter les critères d'aptitude au service définis par la norme SIA 260

1.4.2 Précontrainte longitudinale

Des câbles de précontrainte sont disposés par deux dans chaque âme des poutres en caisson. Leur tracé est donné dans le document « Plan de câblage ». Leurs propriétés sont définies dans la Base de projet.

1.4.3 Équipements

De chaque côté de l'ouvrage, des barrières de sécurité sont ancrées dans les bordures. Le pont ne dispose pas de signalisation particulière, ni de dispositif d'éclairage.

1.5 Prescriptions particulières du MO

1.5.1 Qualité des matériaux

Les documents fournis ne font pas mention de la qualité des matériaux utilisés. La Base de projet énonce les qualités des matériaux utilisés pour la vérification.

1.5.2 Mesure de protection contre le bruit

Aucun dispositif de protection contre le bruit n'est disposé sur l'ouvrage.

1.5.3 Mesures de protection du béton

Les documents fournis ne font pas mention de mesures particulières mises en place quant à la protection du béton.

1.6 Objectifs de protection et risques spéciaux

1.6.1 Séisme

L'ouvrage est classifié selon les critères suivants selon la norme SIA 261:

- Classe d'ouvrage II
- Zone sismique Z1b
- Classe de sol E

1.6.2 Risques acceptés

Les dangers liés au terrorisme, au sabotage, aux explosion et aux météorites sont considérés comme des risques acceptés par le MO.

1.7 Disposition tirées des normes

1.7.1 Exigences relatives à la fissuration

Un niveau d'exigence accrue est requis pour toute la structure.

1.7.2 Enrobages

Les enrobages sont définis dans la Base de projet.

1.8 Signatures

Thanh Trinh **Lieu, date**

Expert Structure

Prof. Eugen Brühwiler **Lieu, date**

Dr. Numa Bertola **Lieu, date**

Anthony Gatta **Lieu, date**

2 Base de Projet : Ouvrage existant

2.1 Généralités

2.1.1 Contenu et objectif de la Base de projet

La Base de projet apporte les précisions techniques au contenu présent dans la convention d'utilisation. Elle comporte la description de la structure ainsi que la description détaillée de l'analyse structurale effectuée afin de satisfaire les exigences liées à la vérification de l'état limite ultime et de l'aptitude au service.

2.1.2 Normes et directives

Ensemble des normes SIA en vigueur :

SIA 260 (2013)	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
SIA 261 (2020)	Actions sur les structures porteuses
SIA 261/1 (2020)	Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires
SIA 262 (2013)	Construction en béton
SIA 269 (2011)	Bases pour la maintenance des structures porteuses
SIA 269/1 (2011)	Maintenance des structures porteuses – Actions
SIA 269/2 (2011)	Maintenance des structures porteuses – Structures en béton
SIA 269/8 (2017)	Maintenance des structures porteuses – Séismes
SIA 118 (2013)	Conditions générales pour l'exécution des travaux de construction
SIA 2052 (2016)	Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution

Ensemble des directives et documentation OFROU en vigueur :

ASTRA 11001 (2022 V4.00)	Profils types – Routes nationales de 1ere et de 2ème classes
ASTRA 12002 (2005)	Surveillance et entretien des ouvrages d'art des routes nationales
ASTRA 82001 (2006)	Évaluation des ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé
ASTRA 82003 (2020 V2.10)	Évaluation de la sécurité sismique des ponts routiers existants
ASTRA 82022 (2023 V1.00)	CFUP pour la maintenance et la construction d'ouvrages d'art de l'infrastructure routière

Ensemble des directives et documentation DETEC en vigueur :

AGB 2002/028 (2009)	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers

2.1.3 Délimitations

Cette base de projet est applicable à l'ouvrage se situant au Coudray, sur la route cantonale 304, qui surplombe l'autoroute A1 au Km 79.989. Elle concerne les éléments tels que la structure principale, les béquilles, les culées, les fondations, le revêtement, les joints de chaussée et le dispositif de retenue.

La durée d'utilisation des éléments d'ouvrages sont explicités dans la convention d'utilisation.

2.2 Concept de la structure

2.2.1 Caractéristiques générales existantes

Les caractéristiques générales de la structure existante sont les suivantes :

- Un pont à béquille d'une longueur totale de 67 mètres
- Une poutre est partagée en 4 éléments sur sa longueur (14.45 – 19.05 – 19.05 – 14.45)
- Une section transversale composée de 4 poutres en caisson
- Une précontrainte longitudinale disposée dans chaque âme des caissons
- Elancement maximum : $\lambda = 38.1/1.3 = 29.3$
- Des joints Gerber pour la mise en place, clavés par la suite
- Une précontrainte est disposée dans les béquilles de retenues

2.2.2 État de la structure

L'examen visuel effectué le 24 février 2023, résumé dans le rapport d'inspection, a permis d'attribuer la note d'état de 2 sur 5 (état acceptable) à l'ouvrage.

2.2.3 Concept d'intervention

Selon le résultat de l'inspection visuelle, une intervention n'est pas proportionnée actuellement.

2.3 Caractéristiques des matériaux

2.3.1 Béton

Ne disposant pas d'informations précises sur la qualité du béton utilisé, un béton de type C40/50 a été choisi, conformément à la norme SIA 269-2 et à la période de construction. Ses propriétés sont les suivantes :

Type	f_{cd} $[N/mm^2]$	f_{ctm} $[N/mm^2]$	τ_{cd} $[N/mm^2]$	E_{cd} $[N/mm^2]$	f_{bd} $[N/mm^2]$
C40/50	24	3.5	1.25	36'300	3.3

D'autres bétons de qualité moins élevée ont également été utilisés pour les jointages et les entretoises d'extrémités ou encore pour les dalles de transition et les trottoirs.

2.3.2 Aciers

La qualité des aciers d'armature est de type III a (SIA 162:1968) dont les propriétés sont les suivantes :

Type	f_{sd} $[N/mm^2]$	E_s $[N/mm^2]$
III a	391	205'000

2.3.3 Précontrainte

Il y a trois types de précontrainte à différencier dans cet ouvrage.

La première est celle longitudinale disposée selon un tracé parabolique dans les âmes des caissons. Elle est composée de quatre câbles de 48 torons de diamètre 6 mm par caisson. Ces câbles ont des têtes d'ancrages de type A150 et des gaines de diamètres 65/72 mm.

La seconde est celle de la précontrainte par fils adhérents disposée dans la dalle inférieure de chaque caisson. Ces torons ont un diamètre de 7 mm et une force de 4'538 kg par fils, selon les plans, ce qui correspond à une force de 44.5 kN par toron. Ces torons sont au nombre de 17 pour les poutres de la travée centrale et de 11 pour les poutres des travées de bord.

La dernière précontrainte concerne celle disposée dans les béquilles de retenue. Elle est composée d'un câble de 2 torons de 150 mm^2 de section. Ces câbles ont des têtes d'ancrages de type 6- P2 et des gaines de diamètres 35/40 mm.

Ne disposant pas d'informations sur la mise en tension et la résistance à la traction, une valeur conservatrice de la résistance à la traction de $f_{p0,1k}$ = 1500 N/mm^2.

2.4 Analyse structurale

2.4.1 Système porteur existant

Le concept du système porteur existant est le suivant :

- Pont monolithique à béquille
- Poutres préfabriqués précontraintes par post-tension et pré-tension
- Béquilles préfabriquées (précontrainte par pré-tension pour les béquilles de retenue)
- Remplissage des caissons pour assurer l'encastrement des béquilles dans les caissons
- Joints de chaussée aux extrémités
- Comportement robuste et ductile

2.4.2 Dimensions principales

Les dimensions principales de l'ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale : 66.77 m
- Largeur totale : 9.70 m
- Portée maximale : 38.10 m
- Hauteur des poutres : 1.30 m
- Epaisseur de la dalle de roulement : 0.16 m
- Longueur des béquilles : 9.92 m (béquille d'appui) / 10.21 m (béquille de retenue)

Les enrobages sont les suivants :

- 10 à 20 mm pour les béquilles
- 25 mm pour les faces externes du caisson
- 15 mm pour les faces externes du caisson
- 15 mm sur la dalle de roulement
- 25 mm sous la dalle de roulement

2.4.3 Charges et combinaisons

2.4.3.1 Actions permanentes

Poids propre des structures porteuses :	$g_{k0} = 25$ kN/m^3
Revêtement :	$g_{k1} = 24$ kN/m^3
Trottoirs :	$g_{k2} = 24$ kN/m^3
Barrières :	$g_{k3} = 1$ kN/m

2.4.3.2 Actions variables

Trafic routier	modèle de charge 1 selon SIA 261
	2 x Q_{k1} = 2 x 300 kN
	2 x Q_{k2} = 2 x 200 kN
	$q_{k1} = 9$ kN/m^2
	$q_{k2} = q_{kr} = 2.5$ kN/m^2
	$\alpha_{Q1,act} = 0.7$, $\alpha_{Q2,act} = 0.5$, $\alpha_{qi,act} = 0.4$
	$Q_{A,k,\ act} = Q_{B,k,\ act} = 368$ kN
Neige :	$s_k = 1.05$ kN/m^2
Vent :	négligé
Température :	$\Delta T_{1K} = \pm 20$ °C

2.4.3.3 Déformations différées

Retrait :	$\varepsilon_{cs} = 0.3$ ‰
Fluage :	$\varphi = 1.78$
Pertes différées de précontraintes :	$P_\infty = 0.85\ P_0$

Pertes pour vérification des flèches : $P_{moy} = 0.925\ P_0$

2.4.3.4 Actions accidentelles

Choc : Etude de la perte d'une béquille

Séisme : Négligé, selon directive OFROU

2.4.4 Vérification de la sécurité structurale

2.4.4.1 ELU2

Situation de risque	CG1 Traffic	CG 2 Neige	CG3 Température	CG4 Choc
Poids propre	1.2 / 0.8	1.2 / 0.8	1.2 / 0.8	1.0
Surcharges	1.2 / 0.8	1.2 / 0.8	1.2 / 0.8	1.0
Retrait, fluage	1.0	1.0	1.0	1.0
Trafic	1.5	0.6	0.6	-
Neige	0.75	1.5	0.6	-
Température	0.75	0.6	1.5	-
Choc	-	-	-	1.0

2.4.4.2 ELU4

Situation de risque	CG5 Sollicitation maximale	CG6 Sollicitation minimale	CG7 Différence de sollicitation
Poids propre	1.0	1.0	1.0
Surcharges	1.0	1.0	1.0
Retrait, fluage	1.0	1.0	1.0
Trafic	1.0	1.0	0.6

Dans le cas des charges de trafic, pour la vérification de l'ELU type 4, uniquement les charges ponctuelles sont à considérer. De plus, ces charges s'appliquent aux axes de circulation et non aux axes fictifs du modèle de charge 1 de la SIA.

2.4.5 Vérification de l'aptitude au service

Aucun défaut n'a été constaté vis-à-vis de l'aptitude au service lors de l'inspection visuelle, l'ELS est donc vérifié.

2.4.6 Modèles de calcul

Les modèles suivants ont été utilisés :

- Le comportement global de la structure a été étudié selon un modèle 3D (AxisVM) avec des dispositions de charges asymétriques et les câbles de précontrainte dans leurs positions réelles.
  Les béquilles ont été admises totalement encastrées dans la fondation.
- Une fonction de répartition transversale a été déterminée dans un modèle 2D (STATIK-8) afin de pouvoir répartir correctement les efforts longitudinaux dans le sens transversal.
- Les vérifications en section ont été effectuées dans le logiciel FAGUS.
- La vérification du cas accidentel (choc) a été effectuée dans un modèle 3D (AxisVM) en admettant la perte totale d'une béquille suite à un choc.

2.5 Signatures

Thanh Trinh **Lieu, date**

Expert Structure

Prof. Eugen Brühwiler **Lieu, date**

Dr. Numa Bertola **Lieu, date**

Anthony Gatta **Lieu, date**

3 Vérification de la structure existante

3.1 Introduction

L'ouvrage de 1977 est situé sur une route secondaire partant de la route cantonale reliant La Sarraz à Bavois. Il traverse l'axe d'autoroute A1 entre Lausanne et Berne.

Le pont a une portée de 67.77 mètres pour une largeur de 9.70 mètres. Les portées de rive (entre les béquilles) mesurent 14 mètres avec une portée centrale de plus de 38 mètres.

Il comporte deux voies de circulations routières ainsi que deux trottoirs de chaque côté des voies de circulations.

Il permet l'accès à la localité du Coudray. Son accès n'est pas restreint aux poids lourds mais n'est pas accessible aux convois exceptionnels. Sa vitesse est limitée à 80 km/h.

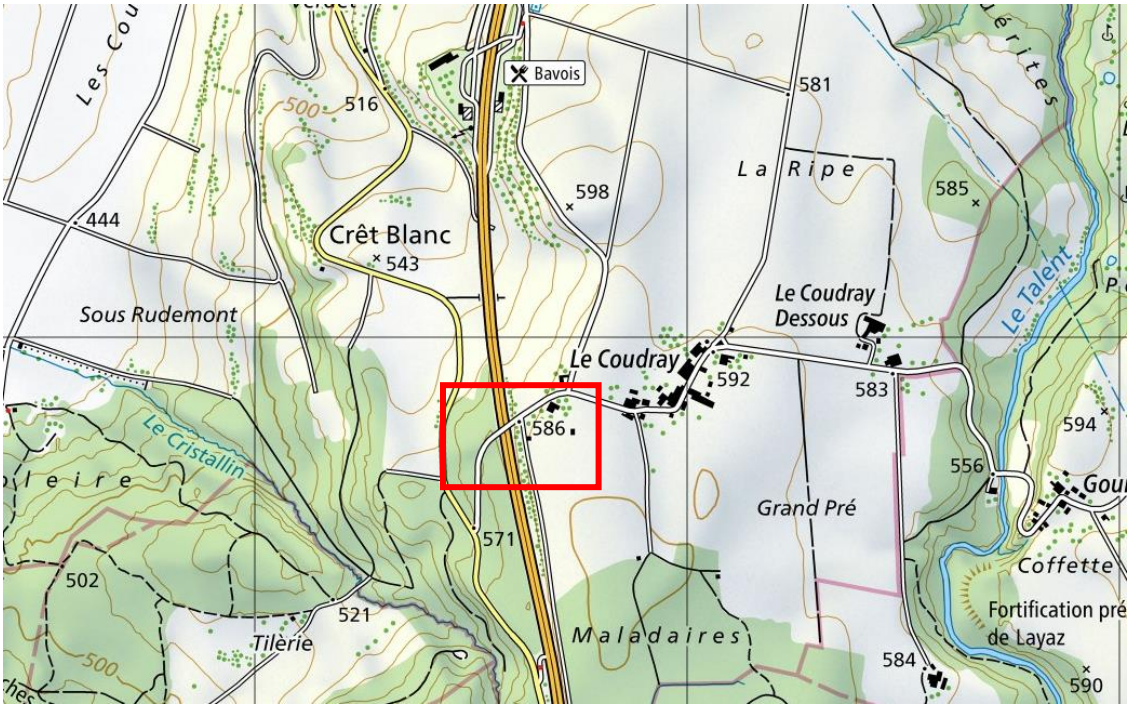
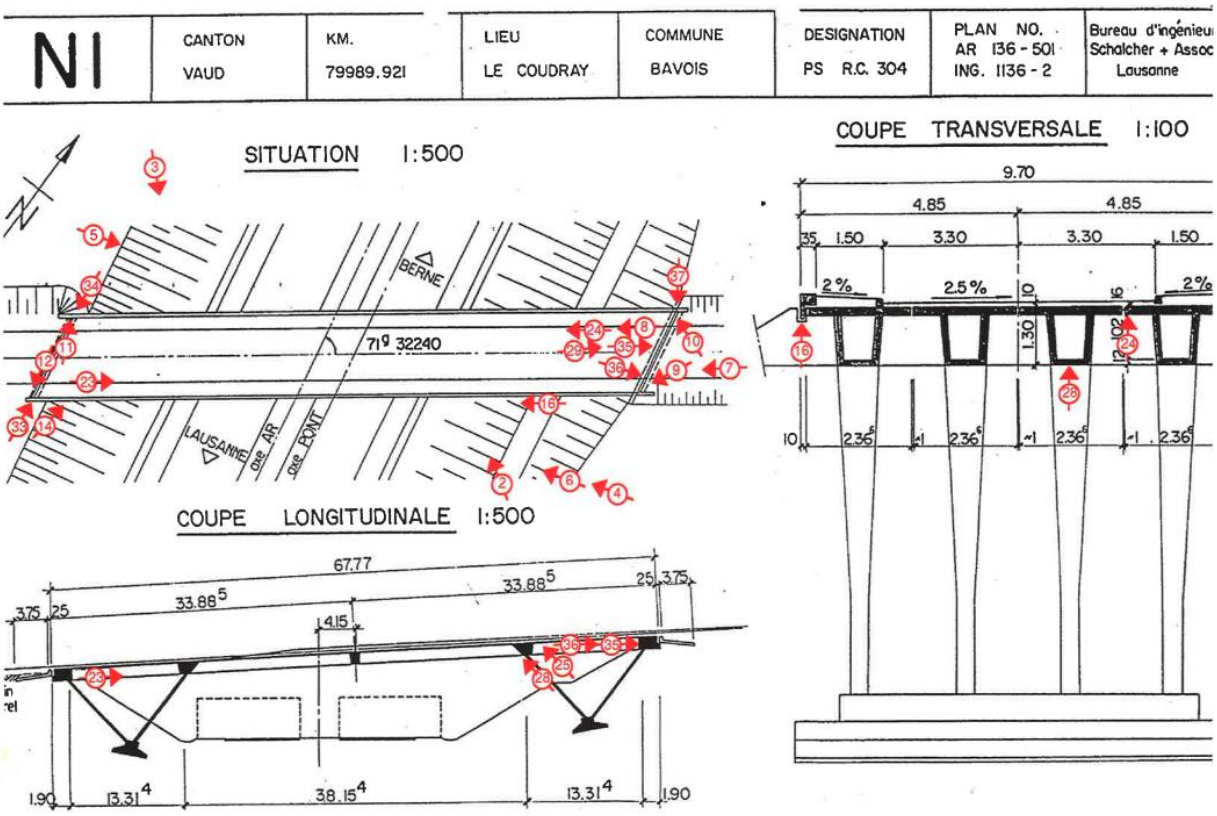


Figure 1 : Situation de l'ouvrage via map.geo.admin.ch



AxisVM prend comme convention le négatif pour les efforts situés sous l'axe de l'élément et le positif pour les efforts en-dessus de l'axe. Un moment en travée est donc un moment négatif contrairement à la convention habituelle. Un effort de compression est négatif et un effort de traction est positif.

Toutes les valeurs présentes dans cette partie de vérification existante sont des valeurs actualisées, par souci de lecture dans les formules, l'indice « act » est volontairement omis.

3.2 Matériaux

3.2.1 Béton

Comme évoqué dans la Base de projet, le béton est choisi comme un C40/50. Cette hypothèse semble raisonnable par rapport au type de construction (béton préfabriqué) et pour la période de construction. Les différentes propriétés sont calculées dans les points suivants.

Poids volumique du béton armé selon la SIA 261:2020 tableau 28 :

$$\rho_c = 25\ [kN/m^3]$$

Module d'élasticité moyen E_{cm} du béton selon la SIA 262:2013 article 3.1.2.3.3 :

$$E_{cm} = k_E \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

La valeur de k_E dépend de la granulométrie utilisée lors de la fabrication du béton. Sa valeur est fixée à 10'000 [-]. La valeur moyenne de la résistance à la compression sur cylindre f_{cm} est définie dans la SIA 262:2013 tableau 3 pour un béton de classe C40/50 :

$$f_{cm} = 48\ [N/mm^2]$$

Ce qui donne pour la valeur du module d'élasticité moyen du béton :

$$E_{cm} = 10'000 \cdot \sqrt[3]{48} = 36'300\ [N/mm^2]$$

Valeur de la résistance à la compression de dimensionnement du béton selon la SIA 262:2013 article 2.3.2.3 :

$$f_{cd} = \frac{\eta_{fc} \cdot \eta_t \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

Le facteur η_{fc} est défini dans la SIA 262:2013 article 4.2.1.2 :

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3}$$

La valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre f_{ck} est définie dans la SIA 262:2013 tableau 3 pour un béton de la classe C40/50 :

$$f_{ck} = 40\ [N/mm^2]$$

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{40}\right)^{1/3} = 0.908\ [-]$$

Le facteur η_t est défini dans la SIA 262:2013 article 4.2.1.3 :

$$\eta_t = 1.0\ [-]$$

Le coefficient de résistance du béton selon la SIA 262:2013 article 2.3.2.6 :

$$\gamma_c = 1.5\ [-]$$

Ce qui donne pour la valeur de la résistance à la compression de dimensionnement du béton :

$$f_{cd} = \frac{\eta_{fc} \cdot \eta_t \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.908 \cdot 1.0 \cdot 40}{1.5} = 24\ [N/mm^2]$$

Valeur de la résistance au cisaillement de dimensionnement du béton selon la SIA 262:2013 article 2.3.2.4 :

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 \cdot \eta_t \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.3 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{40}}{1.5} = 1.25\ [N/mm^2]$$

3.2.2 Acier d'armature

Ne disposant pas d'informations concernant la qualité des aciers d'armatures utilisés, il faut se tourner vers la norme SIA 269/2:2011. Selon le tableau 8 de l'annexe A et l'année de construction (1977), le type d'armature peut être estimé ; nuance III a selon la SIA 162 de 1968.

Module d'élasticité moyenne E_s de l'armature passive selon la SIA 262:2013 article 3.2.2.4

$$E_s = 205'000\ [N/mm^2]$$

Valeur de dimensionnement de la limite d'écoulement de l'acier d'armature selon la SIA 262:2013 article 2.3.2.5 :

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

La valeur caractéristique de la limite d'écoulement de l'acier d'armature f_{sk} est donnée dans la SIA 269/2:2011 tableau 8 :

$$f_{sk} = 450\ [N/mm^2]$$

Le coefficient de résistance de l'acier d'armature passive est donné par la SIA 262:2013 article 2.3.2.6 :

$$\gamma_s = 1.15\ [-]$$

Ce qui donne pour la valeur de dimensionnement de la limite d'écoulement de l'acier d'armature :

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 390\ [N/mm^2]$$

3.2.3 Acier de précontrainte

Aucune indication n'est présente sur les plans concernant le type de précontrainte longitudinal utilisé lors de la construction. En se basant à nouveau sur la SIA 162 de l'époque (SIA 269/2:2011 tableau 9), une valeur moyenne de la valeur caractéristique de la limite d'écoulement de l'acier de précontrainte (définie comme contrainte limite d'élasticité à 0.1 %) est choisie :

$$f_{p0,1k} = 1500\ [N/mm^2]$$

Valeur moyenne du module d'élasticité des barres de précontraintes E_p selon la SIA 262:2013 article 3.3.2.4.1 :

$$E_p = 195'000\ [N/mm^2]$$

Valeur de dimensionnement de la limite d'écoulement de l'acier de précontrainte selon la SIA 262:2013 article 2.3.2.5 :

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1500}{1.15} = 1300\ [N/mm^2]$$

Ces valeurs sont également applicables à la précontrainte disposée dans les béquilles de retenue.

Concernant la précontrainte par fils adhérents disposée dans la dalle inférieure du caisson, les plans donnent une force de 44.5 [kN] par toron de 7 millimètres de diamètre. Ce qui donne :

$$f_{pd,adh} = \frac{F}{A_{toron}} = \frac{44'500}{\frac{\pi \cdot 7^2}{4}} = 1150\ [N/mm^2]$$

3.3 Vérifications structurel de l'ouvrage

3.3.1 Hypothèses

L'analyse structurale se base sur un modèle 3D réalisé sur le logiciel AxisVM X6 (version éducation) afin de pouvoir prendre en compte la répartition transversale, notamment lors de l'application des charges de trafic.

Les béquilles sont admises encastrées dans les fondations et aux zones de liaisons de poutre en caisson. Cette hypothèse se justifie par les étapes de bétonnage visibles sur les plans, notamment par le remplissage des caissons aux zones de liaisons de ces éléments.

Du fait de la préfabrication des éléments de poutre et la méthode de construction, la précontrainte est prise uniquement du côté de la résistance. Ceci se justifie par le fait que les poutres étaient libres de se déformer au moment de la mise en tension des câbles de précontrainte. De ce fait, les moments hyperstatiques venant de la précontrainte peuvent être négligés et ainsi considérer la précontrainte comme une armature.

3.4 Charges permanentes

3.4.1 Poids propre

Le poids propre est calculé automatiquement dans le modèle selon la section et le matériau utilisé. La section transversale a été modélisée en se basant sur les plans suivants :

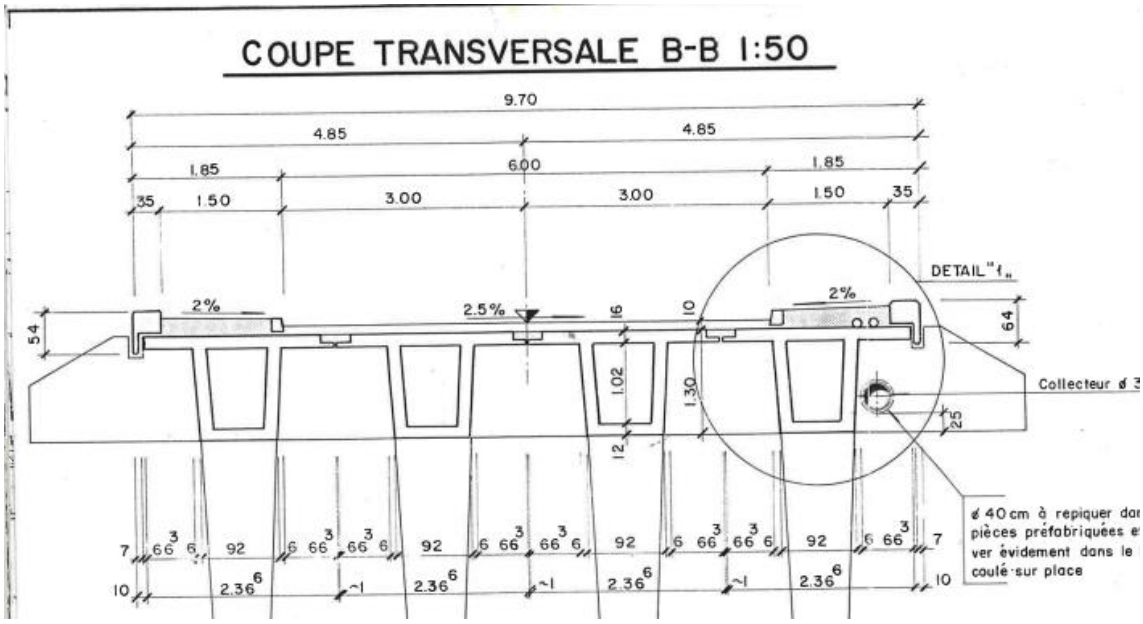


Figure 2: Coupe transversal B-B

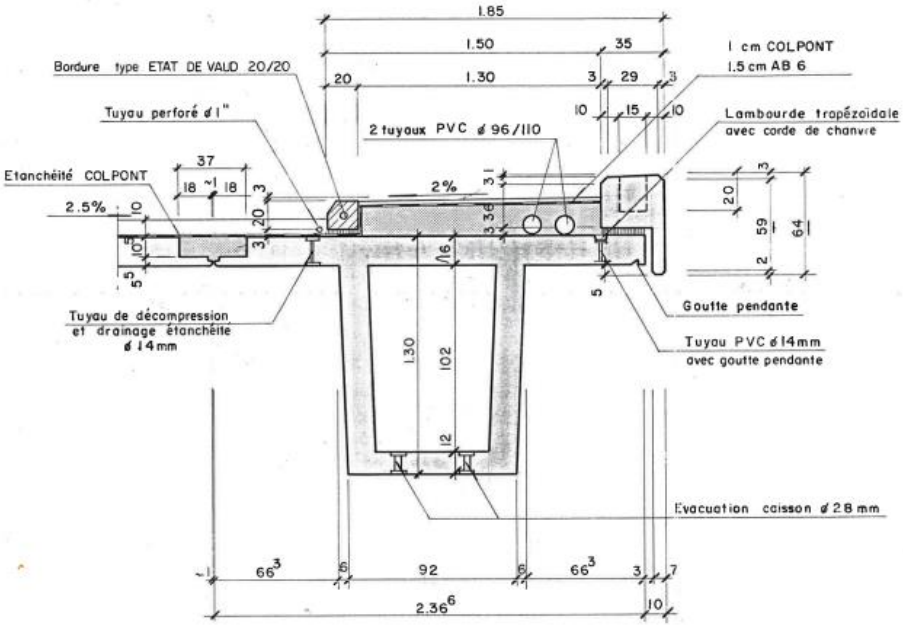


Figure 3 : Détail de coupe transversale

Le caisson a été modélisé comme nervure, en forme de U, de la dalle de roulement et leurs poids propres sont les suivants :

Nom	Élément	Masse volumique	Aire / Épaisseur	Charge caractéristique
$g_{k,dalle}$	Dalle de roulement	25 kN/m^3	0.16 m	4 kN/m^2
$g_{k,caisson}$	Caisson	25 kN/m^3	0.44 m^2	11 kN/m

3.4.2 Surcharges

Nom	Élément	Masse volumique	Aire / Épaisseur	Charge caractéristique
$g_{k,chaussée}$	Chaussée	24 kN/m^3	0.10 m	2.4 kN/m^2
$g_{k,trottoir}$	Trottoir	20 kN/ m^3	0.2 m	4 kN/m^2
$g_{k,bordure}$	Bordure	25 kN/m^3	0.13 m^2	3.25 kN/m

Les charges du tableau ci-dessus devront être rentrées manuellement dans le logiciel.

3.4.3 Garde-corps

La charge due aux garde-corps est estimée à une charge linéaire valant :

$$g_{k,g-c} = 1.0\ [kN/m]$$

3.4.4 Canalisation

La charge due à la canalisation est estimée à une charge linéaire valant :

$$g_{k,canalisation} = 1.0\ [kN/m]$$

3.5 Charges utiles

3.5.1 Charges de trafic

Les charges de trafic ainsi que les coefficients actualisés considérés se trouvent dans la Base de projet mais sont expliqués dans les points suivants.

Afin d'éviter des effets locaux de concentration, les charges de trafic seront prises comme des charges réparties sur une surface d'application de 0.4 m x 0.4 m. De plus, la surface sera agrandie en prenant en compte le phénomène de diffusion à travers la couche de bitume comme illustré par la figure suivante.

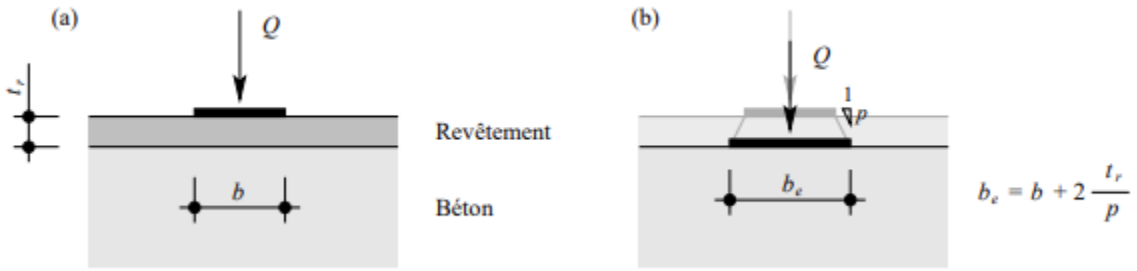


Figure 4 : Diffusion de la charge dans le revêtement

Dans le cas présent,

$$b_e = b + 2 \cdot \frac{t_r}{p} = 0.4 + 2 \cdot \frac{0.1}{2} = 0.5\ [m]$$

On obtient ainsi,

Voie de circulation fictive 1 :

$$Q_{k1,act} = \frac{\alpha_{Q1,act} \cdot \frac{Q_{k1}}{2}}{{b_e}^2} = \frac{0.7 \cdot \frac{300}{2}}{0.5^2} = 420\ [kN/m^2]$$

$$q_{k1,act} = \alpha_{q1,act} \cdot q_{k1} = 0.4 \cdot 9 = 3.6\ \ [kN/m^2]$$

Voie de circulation fictive 2 :

$$Q_{k2,act} = \frac{\alpha_{Q2,act} \cdot \frac{Q_{k2}}{2}}{{b_e}^2} = \frac{0.5 \cdot \frac{200}{2}}{0.5^2} = 200\ [kN/m^2]$$

$$q_{k2,act} = \alpha_{q2,act} \cdot q_{k2} = 0.4 \cdot 2.5 = 1.0\ \ [kN/m^2]$$

Voie de circulation fictive surface restante :

$$q_{kr,act} = \alpha_{qr,act} \cdot q_{kr} = 0.4 \cdot 2.5 = 1.0 \ [kN/m^2]$$

Ces charges sont placées de manière à maximiser les efforts dans la structure, en respectant les limitations fixées par le modèle de charge 1 de la SIA 261. Afin de déterminer ces positions, la méthode des lignes d'influence a été utilisée.

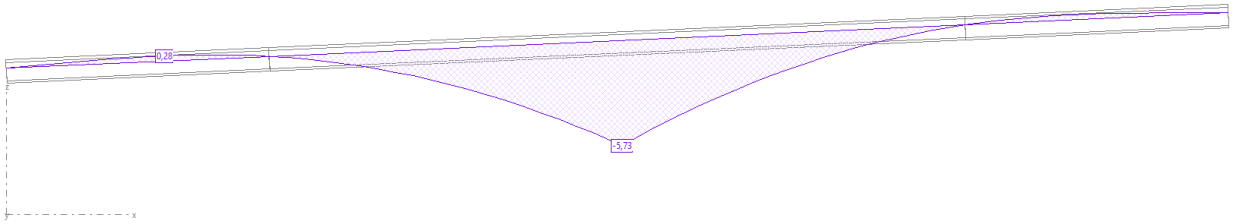


Figure 5: Ligne d'influence du moment à mi- travée

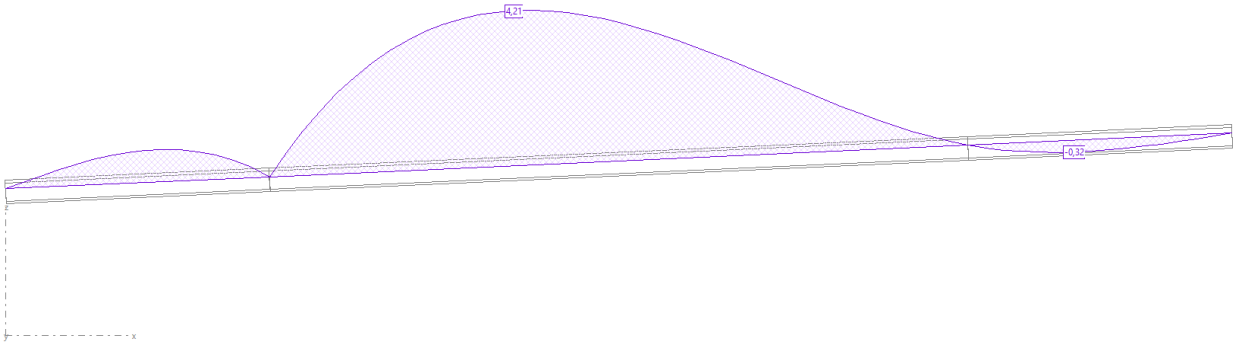


Figure 6: Ligne d'influence du moment sur appui

3.5.2 Neige

La charge due à la neige est décrite dans la Base de projet.

3.5.3 Vent

La charge due au vent est décrite dans la Base de projet.

3.5.4 Température

La charge due à la température est décrite dans la Base de projet.

3.5.5 Séisme

Selon le document de l'OFROU *Evaluation de la sécurité sismique des ponts routiers existants (ASTRA 82003, 2020 V2.10)*, les ponts à béquilles encastrés dans le sol sont classés comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique, pour autant qu'il s'agisse d'un ouvrage monolithique. Les risques pour ce type d'ouvrage lors d'évènements sismiques sont des légers tassements des remblais qui ne posent pas de problème pour l'utilisation de l'ouvrage. Il peut également y avoir un risque de cisaillement à la jonction du tablier et des béquilles de retenue.

L'ouvrage n'est donc pas à vérifier d'un point de vue sismique selon la littérature.

3.6 ELU type 2 : Poutres

3.6.1 Moment de dimensionnement sur appui

La figure suivante illustre le moment de dimensionnement critique maximum sur appui.

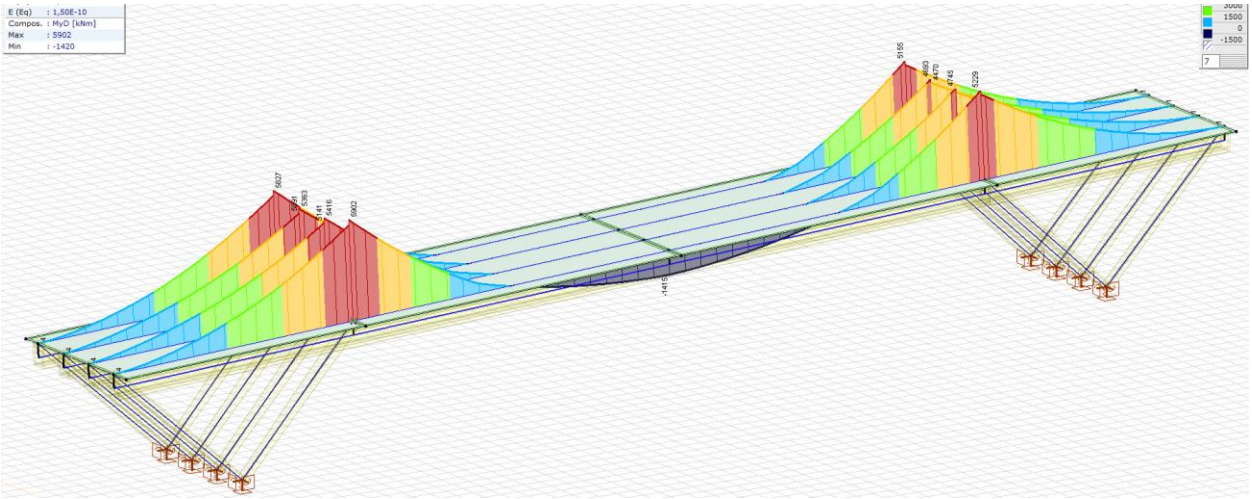


Figure 7 : Moment de dimensionnement sur appui

La valeur maximum est obtenue pour la poutre de bord et vaut :

$$M_{Ed,appui,max} = -\ 5902\ [kNm]$$

3.6.2 Moment de dimensionnement à mi- travée

La figure suivante illustre le moment de dimensionnement critique maximum à mi- travée.

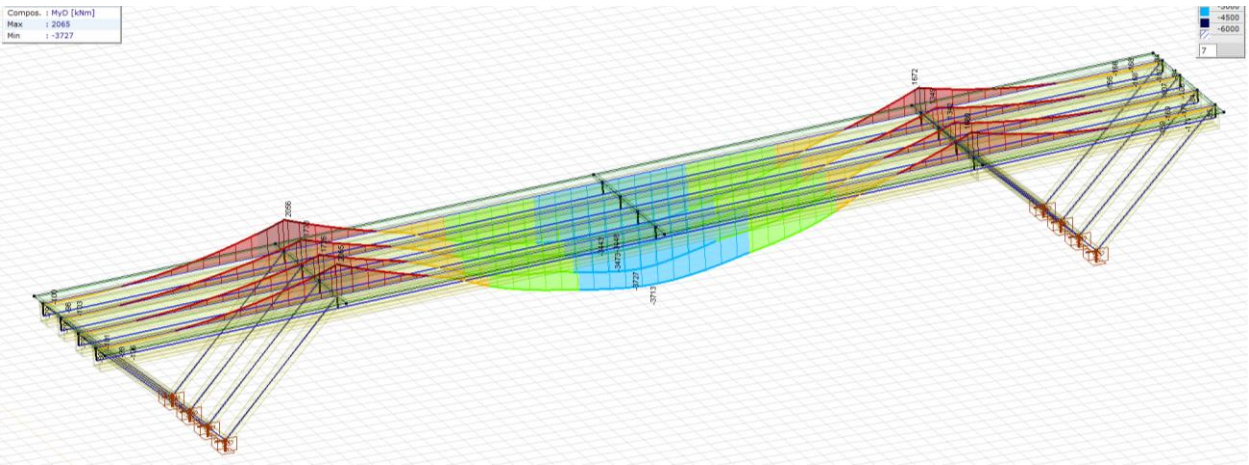


Figure 8 : Moment de dimensionnement à mi- travée

La valeur maximum est obtenue pour la poutre centrale et vaut :

$$M_{Ed,travée,max} = 3727\ [kNm]$$

3.6.3 Effort tranchant de dimensionnement

La figure suivante illustre l'effort tranchant de dimensionnement critique

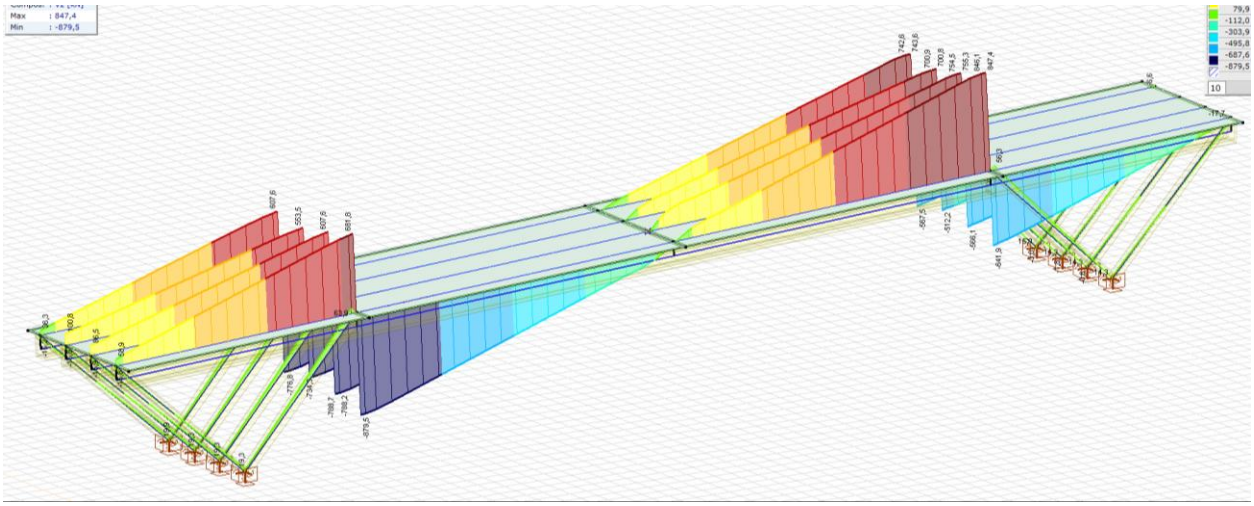


Figure 9: Effort tranchant de dimensionnement

Les valeurs maximum et minimum sont obtenus au niveau des appuis centraux et valent :

$$V_{Ed,max} = 847\ [kN] \quad V_{Ed,min} = -916\ [kN]$$

3.6.4 Effort normal de dimensionnement

La figure suivante illustre l'effort normal de dimensionnement critique

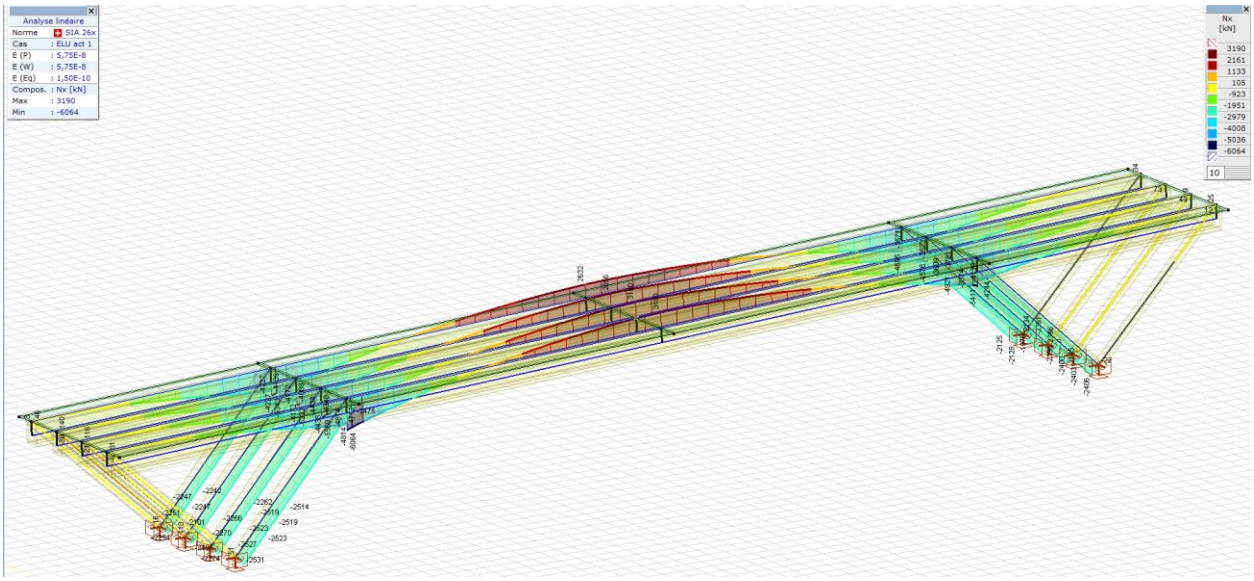


Figure 10: Effort normal de dimensionnement

La valeur maximum de l'effort normal de dimensionnement à mi- travée vaut:

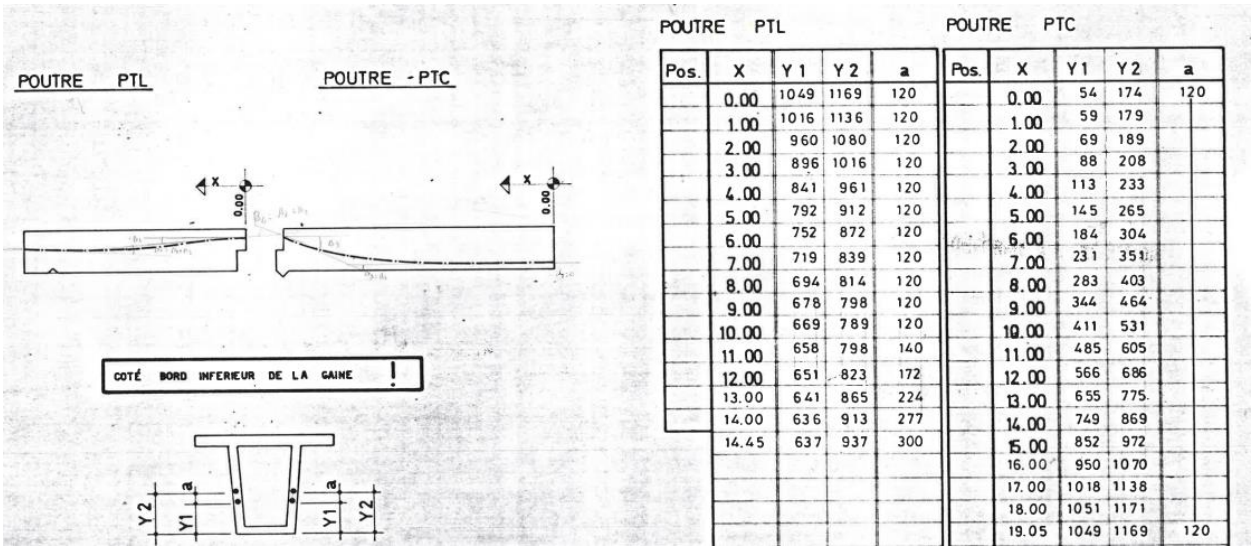
$$N_{Ed,max} = 3190\ [kN]$$

La valeur maximum de l'effort normal de dimensionnement sur appui vaut:

$$N_{Ed,min} = -6064\ [kN]$$

3.6.5 Moments résistants

Afin de pouvoir déterminer le moment résistant sur appui, il faut s'intéresser à la position des câbles de précontraintes et aux caractéristiques de la section. La poutre PTL correspond à la poutre de rive entre les béquilles et la poutre PTC correspond à la poutre de la travée centrale. Les figures suivantes indiquent le tracé des câbles de précontrainte le long des âmes ainsi que les caractéristiques géométriques de la section.



POUTRE PTL

Pos.	X	Y 1	Y 2	a
	0.00	1049	1169	120
	1.00	1016	1136	120
	2.00	960	1080	120
	3.00	896	1016	120
	4.00	841	961	120
	5.00	792	912	120
	6.00	752	872	120
	7.00	719	839	120
	8.00	694	814	120
	9.00	678	798	120
	10.00	669	789	120
	11.00	658	798	140
	12.00	651	823	172
	13.00	641	865	224
	14.00	636	913	277
	14.45	637	937	300

POUTRE PTC

Pos.	X	Y 1	Y 2	a
	0.00	54	174	120
	1.00	59	179	
	2.00	69	189	
	3.00	88	208	
	4.00	113	233	
	5.00	145	265	
	6.00	184	304	
	7.00	231	351	
	8.00	283	403	
	9.00	344	464	
	10.00	411	531	
	11.00	485	605	
	12.00	566	686	
	13.00	655	775	
	14.00	749	869	
	15.00	852	972	
	16.00	950	1070	
	17.00	1018	1138	
	18.00	1051	1171	
	19.05	1049	1169	120

Figure 11 : Plan de câblage

Les propriétés de la section sont les suivantes :

h [m]	$h_{âme}$ [m]	t_{inf} [m]	t_{sup} [m]	B [m]	b [m]	$t_{âme}$ [m]
1.30	1.02	0.12	0.16	2.36	0.92	0.16

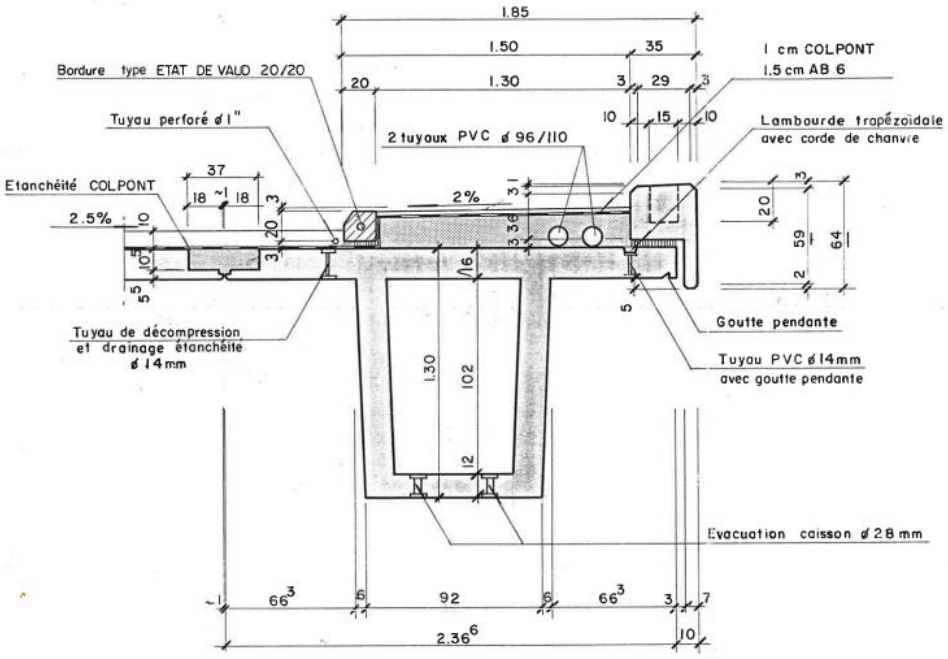


Figure 12 : Section transversale

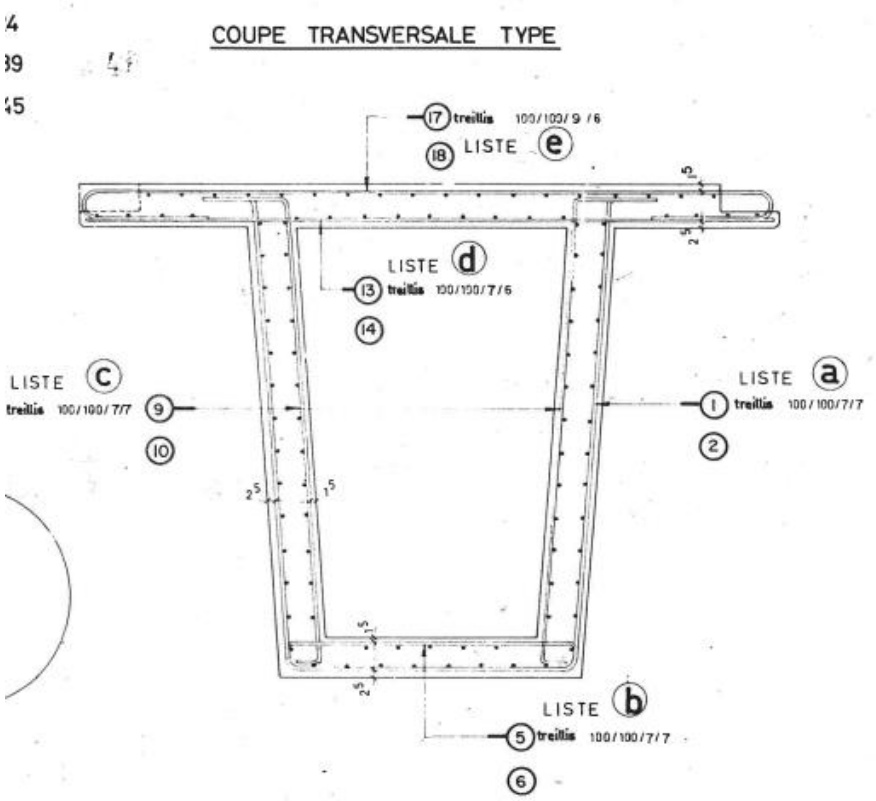


Figure 13 : Armatures de la section transversale

La surface de précontrainte disponibles par âmes vaut :

$$A_p = n_{câbles} \cdot n_{fils} \cdot A_{torons} = 2 \cdot 48 \cdot \frac{\pi \cdot 6^2}{4} = 2715\ [mm^2]$$

3.6.6 Moment résistant en travée

La hauteur de la dalle de compression nécessaire à la reprise de l'effort normal vaut :

$$h_c = \frac{N_{Ed}^+}{b \cdot f_{cd}} = \frac{3190 \cdot 10^3}{2360 \cdot 24} = 56.3\ [mm]$$

La surface d'armature dans la dalle inférieure vaut :

$$A_{s,sup} = \frac{1000}{100} \cdot \frac{\pi \cdot 7^2}{4} = 385\ [mm^2/m] \qquad A_{s,inf} = \frac{1000}{100} \cdot \frac{\pi \cdot 7^2}{4} = 385\ [mm^2/m]$$

Les bras de levier des différentes armatures sont les suivants :

$$z_p = h - \frac{h_c}{2} - c_{g,p} = 1300 - \frac{56.3}{2} - 114 = 1158\ [mm]$$

$$z_{s,sup} = h - \frac{h_c}{2} - c_{g,s,sup} = 1300 - \frac{56.3}{2} - 35.5 = 1236 [mm]$$

$$z_{s,inf} = h - \frac{h_c}{2} - c_{g,s,inf} = 1300 - \frac{56.3}{2} - 94.5 = 1177\ [mm]$$

Le moment résistant sur appui s'exprime :

$$M_{Rd}^+ = A_p \cdot f_{pd} \cdot z_p + \sum A_{s,i} \cdot f_{sd} \cdot z_{s,i} \geq M_{Ed}^+$$

$$M_{Rd}^+ = 2715 \cdot 1300 \cdot 1158 + 385 \cdot 391 \cdot 1236 + 385 \cdot 391 \cdot 1177 = 4450\ [kNm]$$

Le facteur de conformité s'exprime par l'équation suivante :

$$n_{M,travée} = \frac{2 \cdot M_{Rd}^+}{M_{Ed,travée,max}} = \frac{2 \cdot 4450}{3727} = 2.38\ \rightarrow OK$$

3.6.7 Moment résistant sur appui

La largeur participante de chaque poutre est définie selon la SIA 262:2013 article 4.1.3.3.2 et la fig.10 :

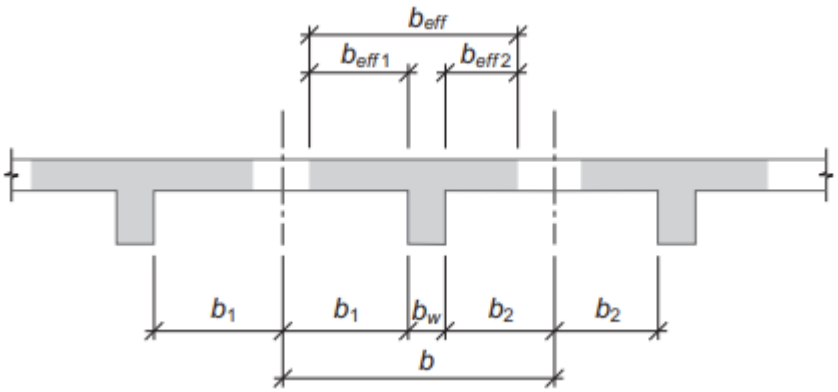


Figure 14 : figure 10 de la SIA 262:2013

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \leq 0.2 \cdot l_0$$

La portée déterminante l_0 est définie dans la SIA 262:2013 fig.11 :

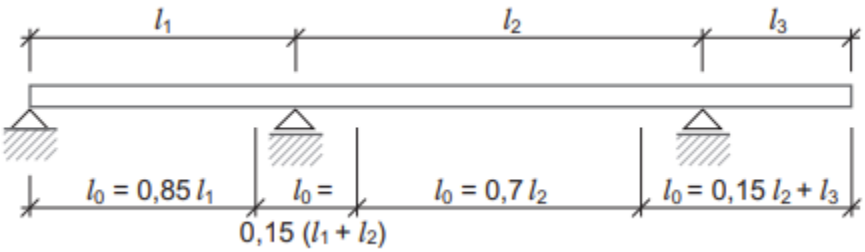


Figure 15 : figure 11 de la SIA 262:2013

La portée déterminante sur appui est :

$$l_0 = 0.15 \cdot (l_1 + l_2) = 0.15 \cdot (14'450 + 38'100) = 7'880\ [mm]$$

$$b_{eff,i} = 0.2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 7'880 = 848\ [mm] \leq 0.2 \cdot 7'880 = 1576\ [mm]$$

Comme $b_{eff,i}$ est plus grand que b_i, aucune réduction n'est requise.

La hauteur de la dalle de compression nécessaire à la reprise de l'effort normal vaut :

$$h_{c0} = \frac{N_{Ed}^{-}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{6064 \cdot 10^3}{920 \cdot 24} = 274\ [mm]$$

Avec b : la largeur de la dalle de compression, N_{Ed} : l'effort normal de dimensionnement et f_{cd} : la résistance à la compression du béton.

La hauteur h_{c0} étant plus grande que l'épaisseur de la dalle de compression t_{inf}, la zone de compression remonte dans les âmes. La hauteur de la zone de compression vaut donc :

$$h_{c1} = \frac{N_{Ed}^{-} - t_{inf} \cdot b \cdot f_{cd}}{2 \cdot t_{\hat{a}me} \cdot f_{cd}} = \frac{6064 \cdot 10^3 - 120 \cdot 920 \cdot 24}{2 \cdot 160 \cdot 24} = 445\ [mm]$$

$$h_c = t_{inf} + h_{c1} = 565\ [mm]$$

La surface d'armature dans la dalle supérieure vaut :

$$A_{s,sup} = \frac{1000}{100} \cdot \frac{\pi \cdot 6^2}{4} = 283\ [mm^2/m] \qquad A_{s,inf} = \frac{1000}{100} \cdot \frac{\pi \cdot 6^2}{4} = 283\ [mm^2/m]$$

Les bras de levier des différentes armatures sont les suivants :

$$z_p = h - \frac{h_c}{2} - c_{g,p} = 1300 - \frac{565}{2} - 191 = 826.5\ [mm]$$

$$z_{s,sup} = h - \frac{h_c}{2} - c_{g,s,sup} = 1300 - \frac{565}{2} - 27 = 990.5\ [mm]$$

$$z_{s,inf} = h - \frac{h_c}{2} - c_{g,s,inf} = 1300 - \frac{565}{2} - 125 = 892.5\ [mm]$$

Le moment résistant sur appui s'exprime :

$$M_{Rd}^{-} = A_p \cdot f_{pd} \cdot z_p + \sum A_{s,i} \cdot f_{sd} \cdot z_{s,i} \geq M_{Ed}^{-}$$

$$M_{Rd}^{-} = 2715 \cdot 1300 \cdot 826.5 + 283 \cdot 391 \cdot 990.5 + 283 \cdot 391 \cdot 892.5 = 3126\ [kNm]$$

Le facteur de conformité s'exprime par l'équation suivante :

$$n_{M,appui} = \frac{2 \cdot M_{Rd}^{-}}{M_{Ed,appui,max}} = \frac{2 \cdot 3126}{5902} = 1.06\ \rightarrow OK$$

En réalité, ce facteur est plus élevé que dans le calcul ci-dessus. En effet, le moment de dimensionnement pourrait être réduit car la valeur choisie est une valeur de pic. La vérification reste toutefois OK.

3.6.8 Effort tranchant résistant

La configuration optimale pour maximiser l'effort tranchant implique l'utilisation d'un modèle bielle et tirant. D'après les spécifications de la SIA 262:2013, article 4.3.3.3.2, un angle minimum de 25° est recommandé pour les bielles lorsque les âmes sont soumises à des forces de compression importantes, telles que celles rencontrées dans les ponts précontraints. Par conséquent, afin d'éviter l'effet d'appui direct des efforts, il est conseillé de positionner la charge des essieux juste après la fin de la première bielle de compression. La longueur de cette bielle est définie comme suit :

$$l = z \cdot \cot \alpha$$

Avec : z : le bras de levier des armature passives de la section

Le bras de levier est défini comme suit :

$$z = d - \frac{h_c}{2}$$

Avec : d : la hauteur statique de la poutre et h_c : la hauteur de la zone de compression. En reprenant les valeurs utilisées lors du calcul du moment résistant sur appui, on obtient donc :

$$z = h - \frac{c_{g,s,sup} + c_{g,s,inf}}{2} - \frac{h_c}{2} = 1300 - \frac{27 + 125}{2} - \frac{565}{2} = 941.5\ [mm]$$

Et ainsi, la longueur de la première bielle de compression vaut :

$$l = 941.5 \cdot \cot 25 = 2.02\ [m]$$

A cette distance, l'effort tranchant maximum vaut :

$$V_{Ed,l} = 824\ [kN]$$

Selon la SIA 262:2013 article 4.3.3.3.1, l'effort tranchant est repris par l'âme seule. Dans notre cas, on prendra en compte la participation des étriers ainsi que la composante verticale de la précontrainte. Il faut également vérifier les dimensions de l'âme vis-à-vis du champ de compression.

L'effort tranchant résistant s'exprime selon les formules suivantes :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + \Delta V_{Rd,p} \geq V_{Ed} \qquad V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

Avec,

la participation du béton : $V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot sin\ \alpha \cdot \cos \alpha$

la participation des armatures : $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot \alpha$

la participation de la précontrainte : $\Delta V_{Rd,p} = P_\infty \cdot \sin \beta_p$

L'épaisseur de de l'âme doit être réduite à son épaisseur d'âme nominale étant donnée la présence des gaines de précontrainte.

$$b_{w,nom} = b_w - k_H \cdot \sum Ø_{ext} = 160 - 0.8 \cdot 72 = 102.4\ [mm]$$

Ce qui donne pour la participation du béton :

$$V_{Rd,c} = b_{w,nom} \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot sin\ \alpha \cdot \cos \alpha$$

On obtient donc :

$$V_{Rd,c} = 102.4 \cdot 941.5 \ \cdot 0.55 \cdot 24 \cdot \sin 25 \ \cdot \cos 25 = 487 \ [kN]$$

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,s} = 769 \cdot 941.5 \cdot 391 \cdot \cot 25 = 607 \ [kN]$$

$$\Delta V_{Rd,p} = 0.87 \cdot 1330 \cdot \sin 3.89 = 78 \ [kN]$$

On a donc,

$$V_{Rd} = 607 + 78 = 685 \ [kN]$$

Les facteurs de conformité de l'effort tranchant s'expriment donc :

$$n_{V,traction} = \frac{2 \cdot V_{Rd}}{V_{Ed,l}} = \frac{1370}{824} = 1.66$$

$$n_{V,compression} = \frac{2 \cdot V_{Rd,c}}{V_{Ed,l}} = \frac{974}{824} = 1.18$$

La force de traction longitudinale générée par l'effort tranchant s'exprime selon l'équation suivante :

$$F_{t,Vd} = V_d \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) = 824 \cdot (\cot 25 - \cot 90) \cong 824 \cdot \cot 25 = 1767 \ [kN]$$

Cette force sera reprise pour moitié par la membrure tendue et pour moitié par la membrure comprimée.

3.7 ELU type 2 : Dalle de roulement

3.7.1 Moment de dimensionnement

Figure 16 : m_{yD-}

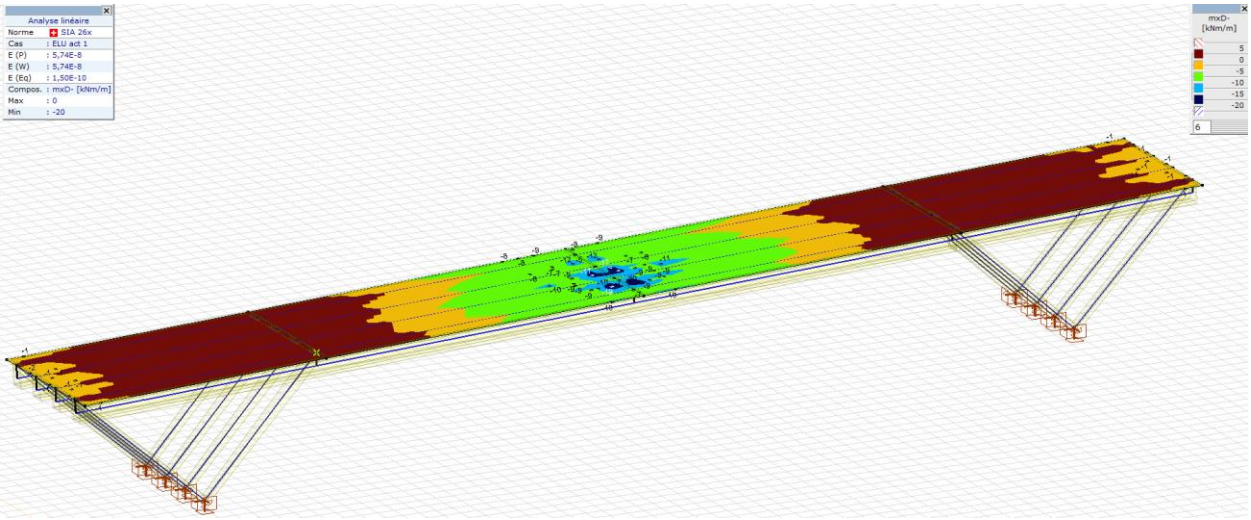


Figure 17 : m_{xD-}

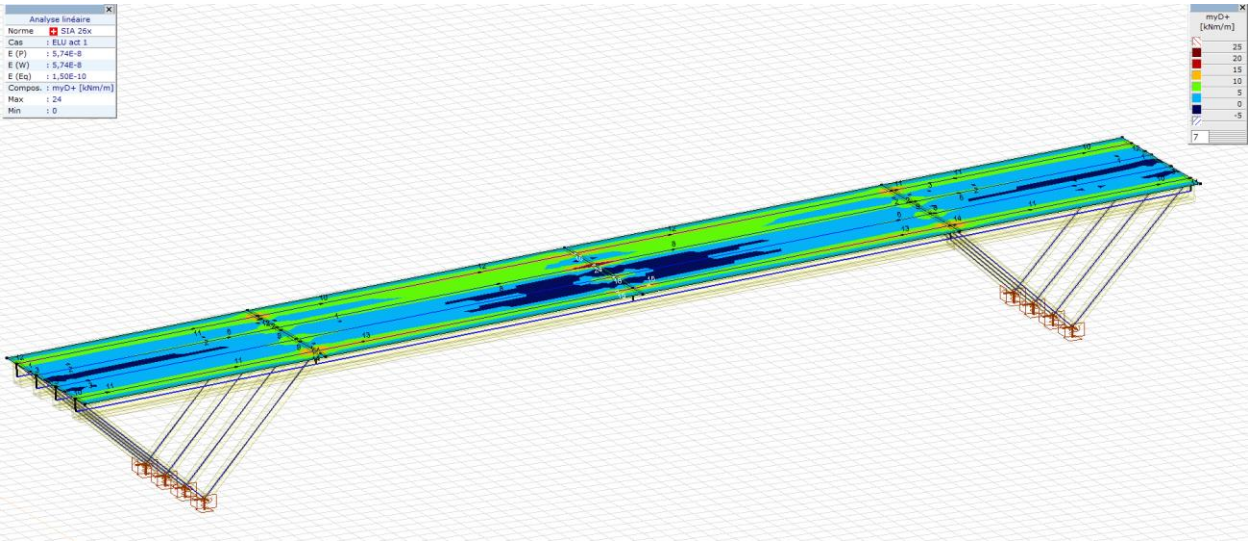


Figure 18 : m_{yD+}

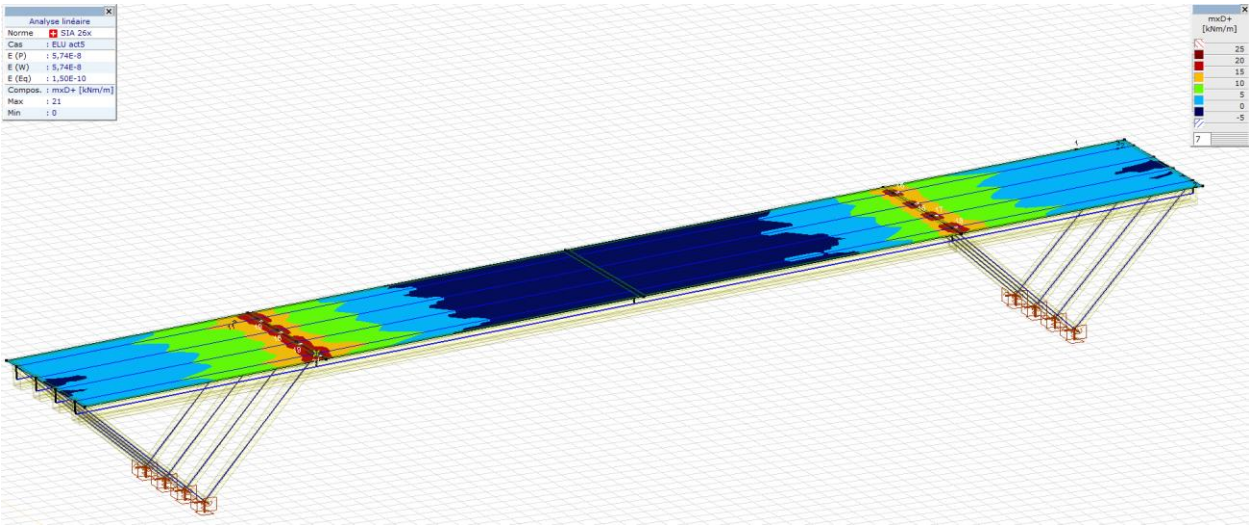


Figure 19 : m_{xD+}

Direction/Nappe	X	Y
Nappe supérieure	21 [kNm/m]	24 [kNm/m]
Nappe inférieure	-20 [kNm/m]	-23[kNm/m]

3.7.2 Effort tranchant de dimensionnement

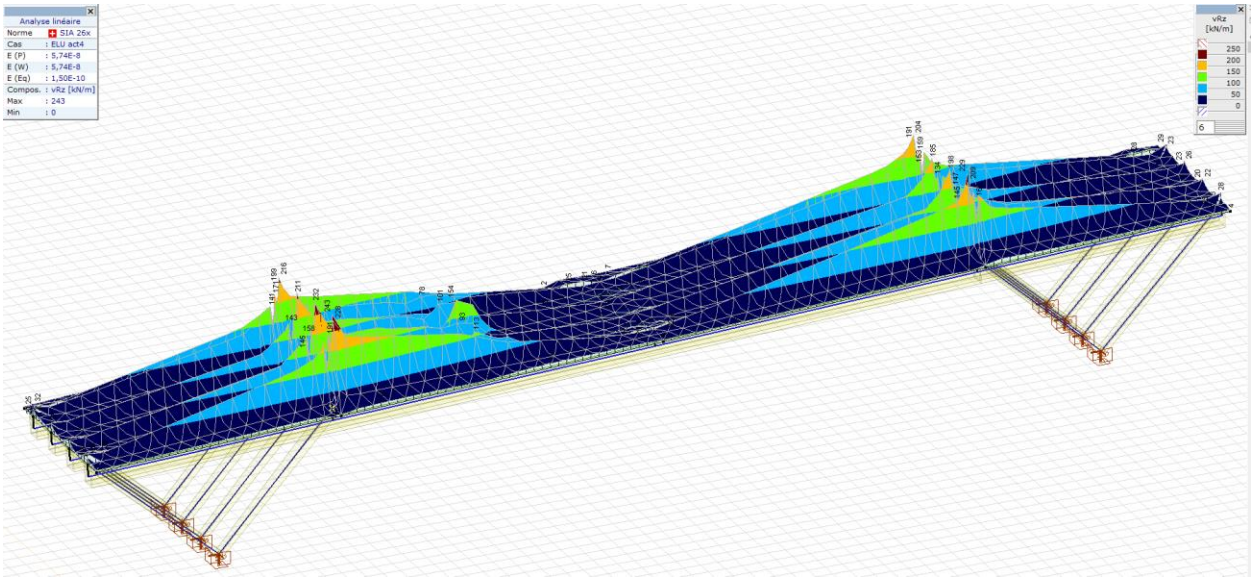


Figure 20 : Effort tranchant dans la dalle – modèle 3D

Sur le modèle 3D, les caissons sont modélisés comme des nervures et n'ont qu'un seul axe. L'évaluation de l'effort tranchant et du poinçonnement sont donc difficile à interpréter, notamment par rapport aux zones d'appuis directs. Il y a donc deux solutions à envisager. La première est d'obtenir la fonction de répartition transversale, afin de prendre en compte l'effet des huit âmes. La seconde est de réaliser un modèle 2D sur 10 mètres de longueur, en rentrant les âmes séparément. La première variante avait été effectuée sur Statik-8, avant d'être perdu de suite à un problème informatique. C'est donc les résultats de la seconde variante qui vont être utilisés.

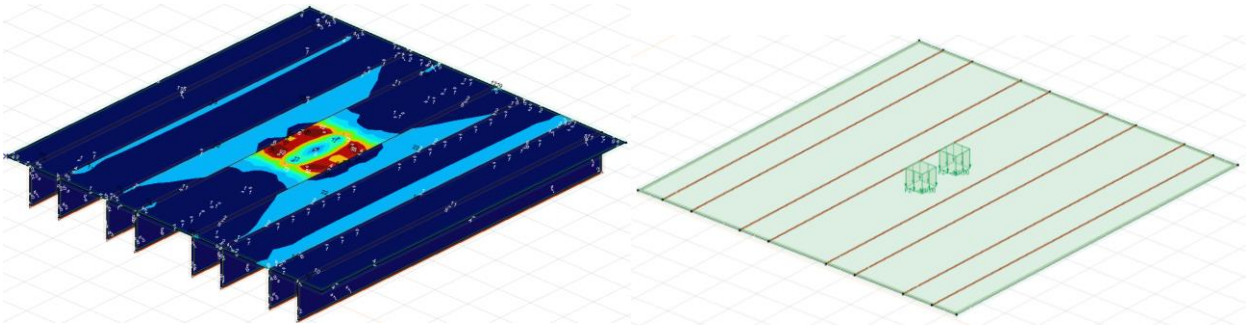


Figure 21 : Effort tranchant modèle 2D – position 1

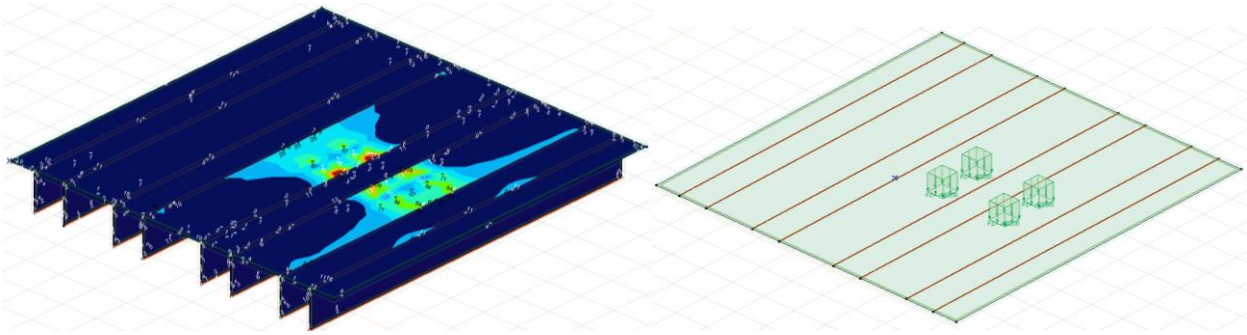


Figure 22 : Effort tranchant modèle 2D – position 2

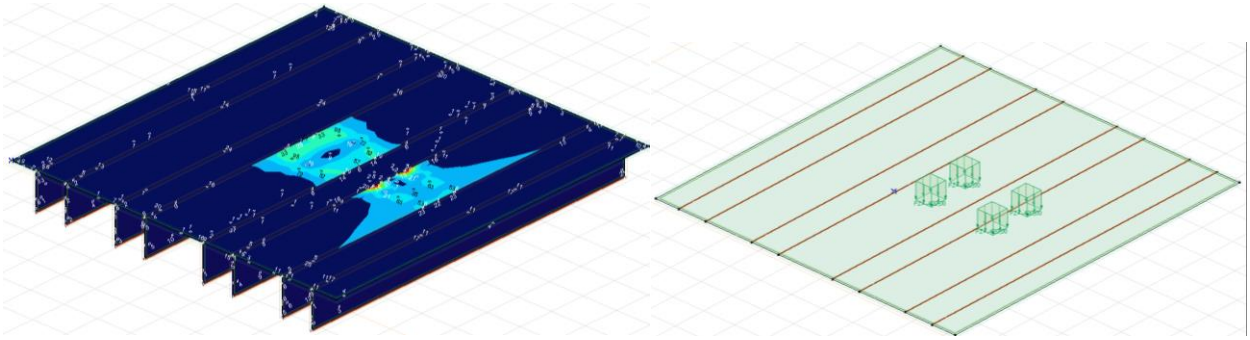


Figure 23 : Effort tranchant modèle 2D – position 3

	Position 1	Position 2	Position 3
$v_{Ed,max}$ [kN/m]	92	155	201
v_{Ed} [kN/m]	82	117	114

Le tableau ci-dessus résume les valeurs d'effort tranchant maximum $v_{Ed,max}$ ainsi que les valeurs d'effort tranchant v_{Ed} situé à $d_v/2$.

3.7.3 Moment résistant sur appui

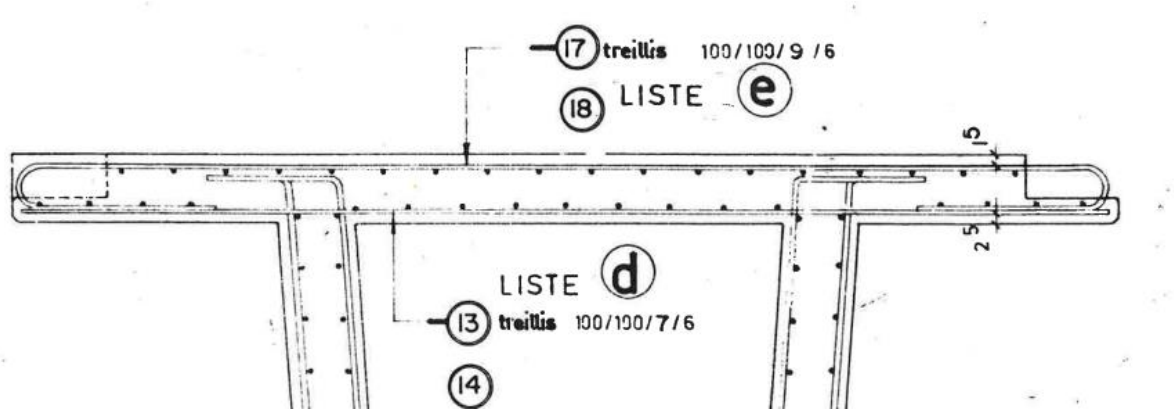


Figure 24 : plan d'armatures sur appui

Comme on le voit dans la figure ci-dessus, l'armature transversale en nappe 4 est de diamètre Ø9 espacé tous les 100 [mm] et en nappe 3, diamètre Ø6 espacé tous les 100 [mm].

Le moment résistance s'exprime donc :

$$m_{Rd,sup,y} = a_{s,y} \cdot f_{sd} \cdot \left(d_y - \frac{x_{pl,y}}{2}\right)$$

$$m_{Rd,sup,x} = a_{s,x} \cdot f_{sd} \cdot \left(d_x - \frac{x_{pl,x}}{2}\right)$$

Avec,

$$d_y = h - c_{nom} - \frac{Øy}{2} = 160 - 15 - \frac{9}{2} = 140.5\ [mm]$$

$$d_x = h - c_{nom} - Ø_y - \frac{Ø_x}{2} = 160 - 15 - 9 - \frac{6}{2} = 133\ [mm]$$

$$x_{pl,y} = \frac{a_{s,y} \cdot f_{sd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{636\ \cdot\ 391}{1000\ \cdot\ 24} = 10.4\ [mm]$$

$$x_{pl,x} = \frac{a_{s,x} \cdot f_{sd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{283 \cdot\ 391}{1000\ \cdot\ 24} = 4.6\ [mm]$$

Ce qui donne,

$$m_{Rd,sup,y} = 636 \cdot 391 \cdot \left(140.5 - \frac{10.4}{2}\right) = 33.6\ [kNm]$$

$$m_{Rd,sup,x} = 283 \cdot 391 \cdot \left(133 - \frac{4.6}{2}\right) = 14.5\ [kNm]$$

Les facteurs de conformité valent donc :

$$n_{my,sup} = \frac{m_{Rd,sup,y}}{m_{yD}^{+}} = \frac{33.6}{24} = 1.4$$

$$n_{mx,sup} = \frac{m_{Rd,sup,x}}{m_{xD}^{+}} = \frac{14.5}{21} = 0.7$$

La valeur de m_{xD}^{+} est une valeur de pic et donc très défavorable, en intégrant la valeur du moment sur une bande de 1 mètre de largeur, le facteur de conformité passe en dessus de 1.0.

3.7.4 Moment résistant en travée

Comme on peut le voir dans la figure Figure 25 : Détail de liaison des poutres, la hauteur de la dalle à considérer est réduite à 105 [mm] à la place de 160 [mm] du fait de la liaison.

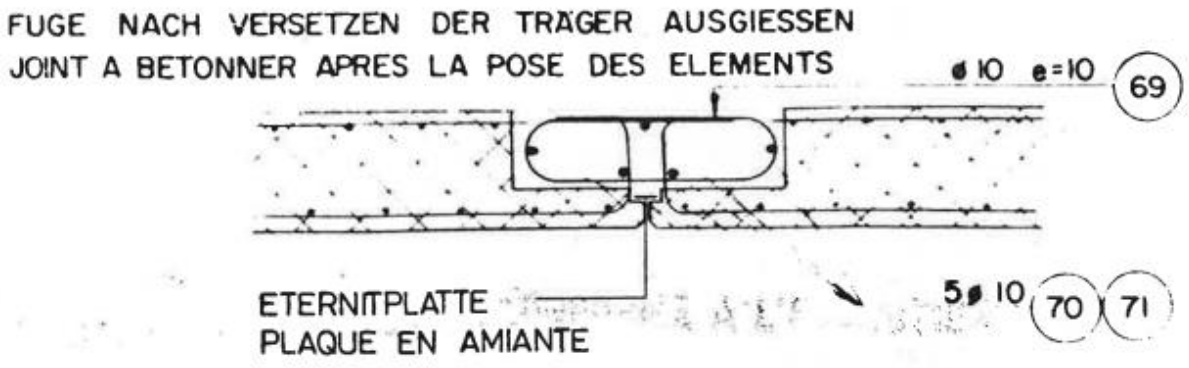


Figure 25 : Détail de liaison des poutres

Comme on le voit dans la figure ci-dessus, l'armature transversale en nappe 1 est de diamètre Ø10 espacé tous les 100 [mm] et en nappe 2, diamètre 5Ø10.

Le moment résistance s'exprime donc :

$$m_{Rd,inf,y} = a_{s,y} \cdot f_{sd} \cdot \left(d_y - \frac{x_{pl,y}}{2}\right)$$

$$m_{Rd,inf,x} = a_{s,x} \cdot f_{sd} \cdot \left(d_x - \frac{x_{pl,x}}{2}\right)$$

Avec,

$$d_y = h - c_{nom} - \frac{Øy}{2} = 105 - 10 - \frac{10}{2} = 90\ [mm]$$

$$d_x = h - c_{nom} - Ø_y - \frac{Ø_x}{2} = 105 - 10 - 10 - \frac{10}{2} = 80\ [mm]$$

$$x_{pl,y} = \frac{a_{s,y} \cdot f_{sd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{785\ \cdot\ 391}{1000\ \cdot\ 24} = 12.8\ [mm]$$

$$x_{pl,x} = \frac{a_{s,x} \cdot f_{sd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{392 \cdot\ 391}{1000\ \cdot\ 24} = 6.4\ [mm]$$

Ce qui donne,

$$m_{Rd,inf,y} = 785 \cdot 391 \cdot \left(90 - \frac{12.8}{2}\right) = 25.6\ [kNm]$$

$$m_{Rd,inf,x} = 392 \cdot 391 \cdot \left(80 - \frac{6.4}{2}\right) = 11.8\ [kNm]$$

Les facteurs de conformité valent donc :

$$n_{my,inf} = \frac{m_{Rd,inf,y}}{m_{yD}^{-}} = \frac{25.6}{23} = 1.11$$

$$n_{mx,inf} = \frac{m_{Rd,inf,x}}{m_{xD}^{-}} = \frac{11.8}{20} = 0.59$$

En réalité, la résistance est plus élevée que calculée ici. En effet, les armatures continuent sous la partie de liaison, ce qui donne une plus grande hauteur statique. La contribution de ces armatures combinées aux épingles disposées pour assurer la liaison permettent de valider la conformité des moments résistants des armatures inférieures.

3.7.5 Effort tranchant résistant

Selon la norme SIA 262:2013 article 4.3.3.2.1, la résistance à l'effort tranchant d'une dalle sans armature d'effort tranchant, pour une section située à $d_v/2$ du bord d'appui ou de l'introduction d'une charge, vaut :

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_v$$

Où

$$k_d = \frac{1}{1+\epsilon_v \cdot d \cdot k_g} \qquad k_g = \frac{48}{16 + D_{max}} \qquad \epsilon_v = 1.5 \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \qquad \tau_{cd} = \frac{0.3 \cdot \eta_t \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

Les armatures présentes dans la dalle sont les suivantes :

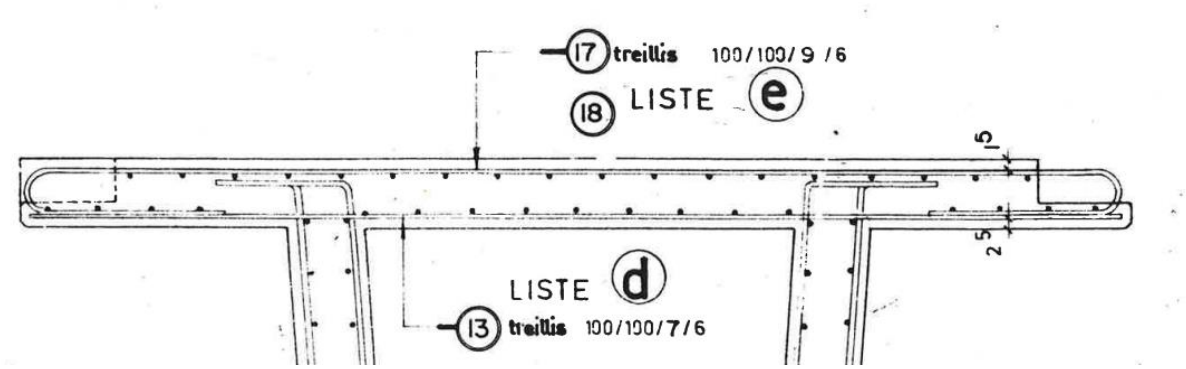


Figure 26 : Armatures de la dalle

Dans le cas présent d_v vaut :

$$d_{v,sup} = h - c_{nom,inf} - \frac{Ø_3 + Ø_4}{2} = 160 - 25 - \frac{7+6}{2} = 128.5\ [mm]$$

$$d_{v,inf} = h - c_{nom,sup} - \frac{Ø_1 + Ø_2}{2} = 160 - 15 - \frac{9+6}{2} = 137.5\ [mm]$$

$$d_v = \min(d_{v,sup}, d_{v,inf}) = 128.5\ [mm]$$

Les autres paramètres valent :

$$k_d = \frac{1}{1+0.00286 \cdot 128.5 \cdot 1} = 0.732 \qquad k_g = \frac{48}{16 + D_{max}} = 1 \qquad \epsilon_v = 1.5 \cdot \frac{391}{205'000} = 0.00286$$

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 \cdot \eta_t \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.3 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{40}}{1.5} = 1.26\ [N/mm^2]$$

La résistance à l'effort tranchant sans armature vaut donc :

$$v_{Rd} = 0.732 \cdot 1.26 \cdot 128.5 = 119\ [kN/m]$$

Les facteurs de conformité pour les 3 positions valent donc :

$$n_{v1} = \frac{v_{Rd}}{v_{Ed,Position1}} = \frac{119}{86} = 1.38\ \rightarrow OK$$

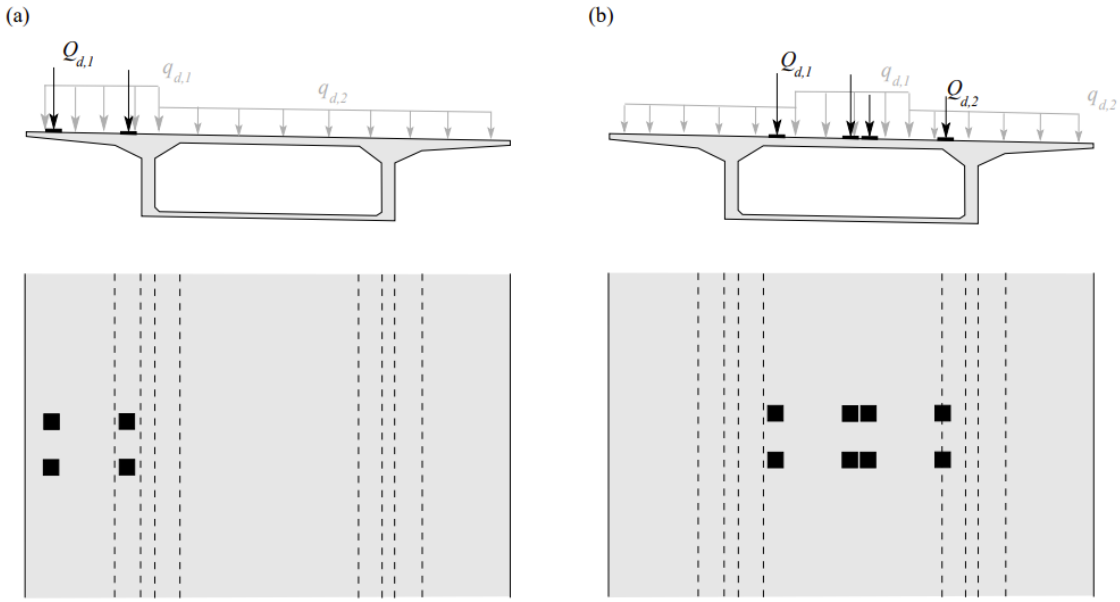
$$n_{v2} = \frac{v_{Rd}}{v_{Ed,Position2}} = \frac{119}{117} = 1.02\ \rightarrow OK$$

$$n_{v3} = \frac{v_{Rd}}{v_{Ed,Position3}} = \frac{119}{114} = 1.04\ \rightarrow OK$$

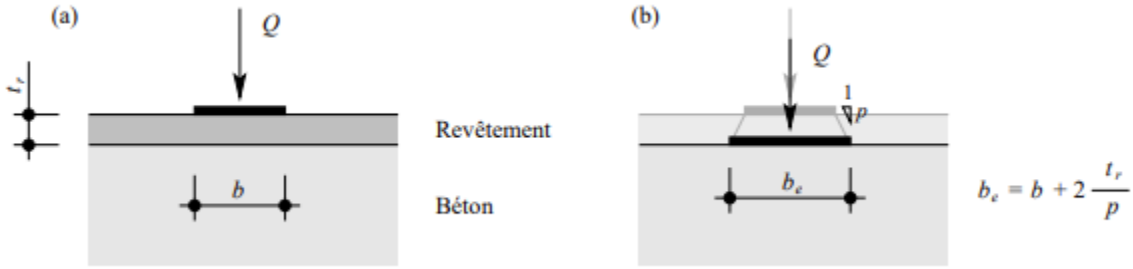
3.7.6 Vérification au poinçonnement

La vérification au poinçonnement se base sur le document *Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers* de 2009 par Dr Miguel Fernández Ruiz, Dr Rui Vaz Rodrigues et Prof. Dr Aurelio Muttoni [1].

Pour la vérification du poinçonnement des charges des essieux, deux cas sont à différencier. Le premier est lorsque les essieux se situent sur la zone du porte-à-faux de la poutre en caisson (a) et le second lorsque les essieux se situent au milieu de la dalle entre les âmes du caisson (b).



On peut ensuite ajuster la surface d'application de la charge d'essieu pour prendre en compte la diffusion à travers le revêtement, comme illustré ci-dessous :



Dans notre cas nous avons donc :

$$b_e = b + 2\,\frac{t_r}{p} = 0.4 + 2 \cdot \frac{0.1}{2} = 0.5\,m$$

Avec une épaisseur de revêtement de 10 cm et la pente de diffusion p = 2 (valeur de la SIA 162, plus prudente que celle de l'EuroCode 1 où p = 1).

La valeur d'action du dimensionnement du poinçonnement s'exprime ainsi :

$$v_d = \frac{V_d}{u}$$

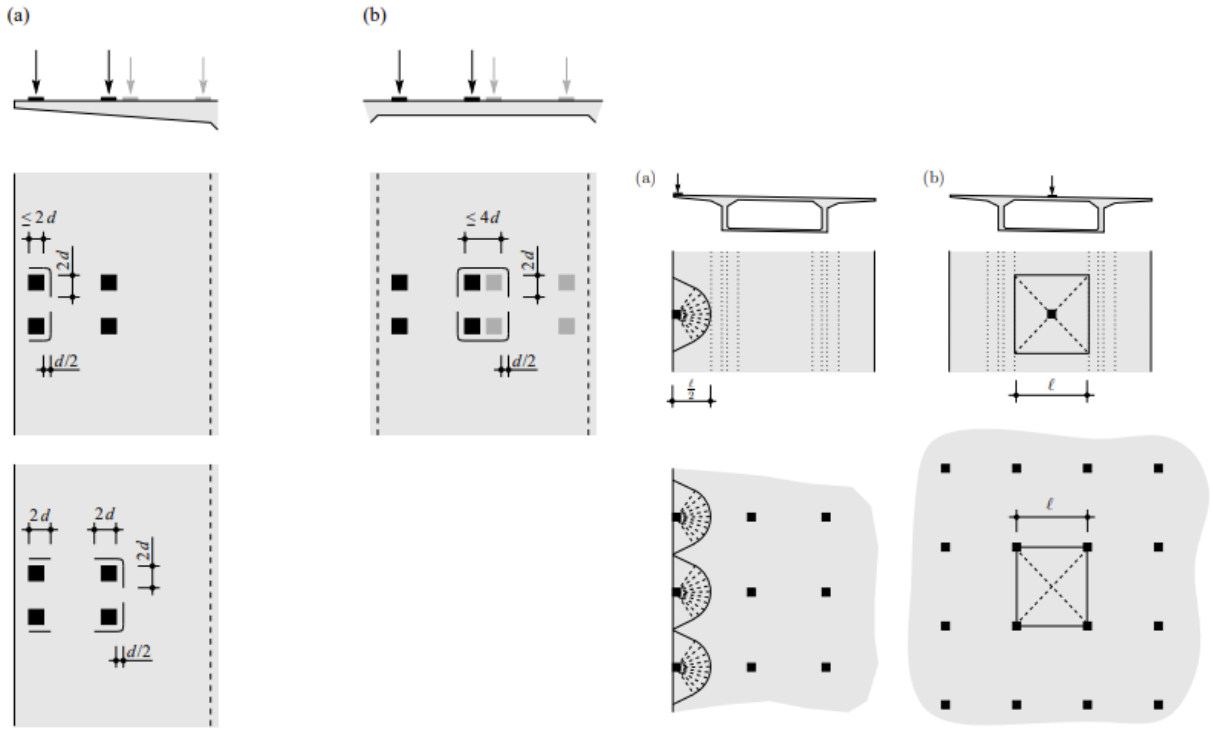
Avec V_d qui est égal à la somme des charges à l'intérieur du périmètre de contrôle, avec u la longueur du périmètre de contrôle.

La résistance au poinçonnement peut ainsi être estimée par l'expression suivante :

$$v_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d$$

Avec d pour la hauteur statique, τ_{cd} pour la valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement et k_r qui est un coefficient qui tient compte de la taille et de la déformation de la dalle et qui s'exprime comme suit :

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.9 \cdot r_y}$$



$$r_y = 0.15 \cdot l \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.15 \cdot l \cdot \left(\frac{V_d}{V_{flex,d}}\right)^{\frac{3}{2}}$$

Estimation du $V_{flex,d}$:

Porte-à-faux :

1. Armature transversale supérieure (vérification dans le sens transversal) : $V_{flex,d} = 6\, m_{Rd}$ Cette valeur tient compte du fait que les charges concentrées ne sont pas appliquées au bord du porte-à-faux mais à une certaine distance de celui-ci, ce qui permet d'augmenter la valeur de $V_{flex,d}$ par rapport à celle d'une charge appliquée sur le bord.
2. Armature longitudinale supérieure et inférieure (vérification dans le sens longitudinal) : $V_{flex,d} = 12\, m_{Rd}$ Cette valeur tient compte de l'encastrement offert par la bande de bord sur le mécanisme de flexion précédente, ce qui augmente par conséquent la valeur de $V_{flex,d}$.

Dalle entre âmes :

3. Dalle entre âmes : $V_{flex,d} = 2\pi\,(m_{Rd}^{+} + m_{Rd}^{-})$, formule à appliquer avec les moments positifs et négatifs de l'armature dans le sens longitudinal et même formule pour les moments positifs et négatifs de l'armature dans le sens transversal (moments en valeur absolue)

Pour les résultats suivants, la méthode présentée précédemment est utilisée pour le cas du porte-à-faux avec 1 charge et 2 charges et pour le cas entre les âmes avec 1 charge, 2 charges et 4 charges.

		Vd [kN]	u [mm]	vd [kN/m]	Vflex, d [kNm]	ry [mm]	kr [m-1]	vrd [kN/m]	n
Porte-a-faux	1 charge	157,5	1707	92	118,9	302,0	1,39	227,7	2,47
	2 charges	315	1733	182	118,9	854,2	0,82	134,9	0,74
Entre âmes	1 charges	157,5	1707	92	368,8	30,1	2,10	344,5	3,73
	2 charges	315	1733	182	368,8	85,3	1,90	312,1	1,72
	2x2 charges	465	4465	104	368,8	152,9	1,70	279,7	2,69
Entre caissons	2 charges	315	1733	182	368,8	157,5	1,69	277,8	1,53
	2x2 charges	465	4465	104	368,8	282,5	1,42	233,4	2,24

Le poinçonnement est vérifié dans tous les cas sauf le second qui correspond à 2 essieux dans la zone du porte-à-faux. Ce résultat est à nuancer car il prend en compte des charges d'essieux plus

élevées que les valeurs réelles mesurées dans les campagnes de mesures. On pourrait donc réduire la charge afin de passer la vérification pour ce cas, une réduction de 15 % serait suffisante (268 kN à la place de 315 kN).

Un autre point est que les porte-à-faux se situant dans la zone de trottoir, en pratique ces charges d'essieux ne pourraient pas être présentes dans le cadre d'une utilisation normale de la structure.

3.8 ELU Type 4 : Dalle de roulement

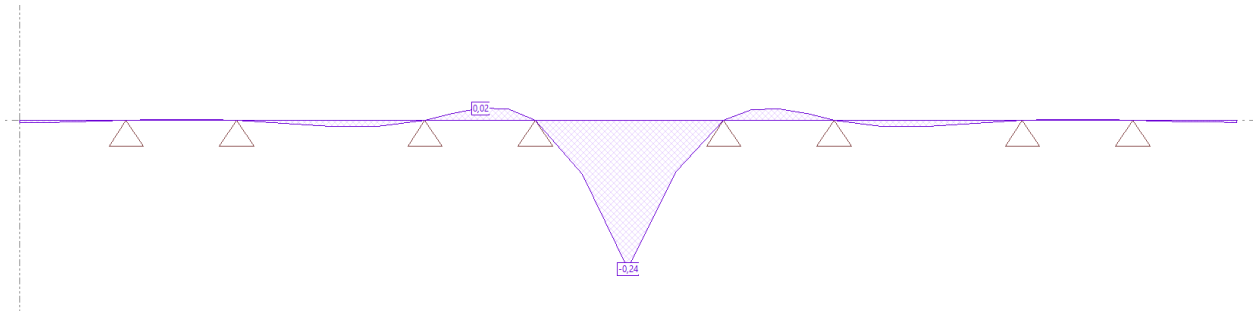


Figure 27 : Ligne d'influence pour les armatures inférieures

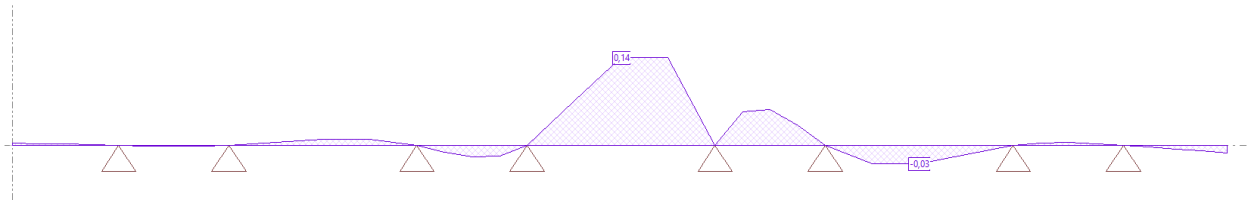


Figure 28 : Ligne d'influence pour les armatures supérieures

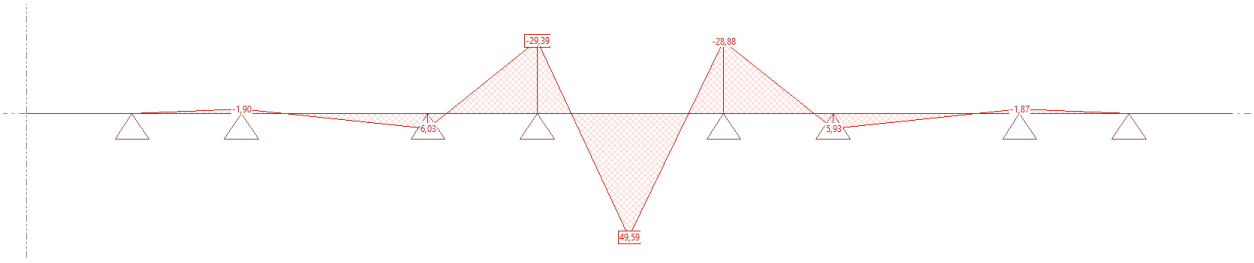


Figure 29 : Moment maximum en travée sous charge de fatigue

$$M_{Ed,fat,travée,max} = 49.6\ [kNm]$$

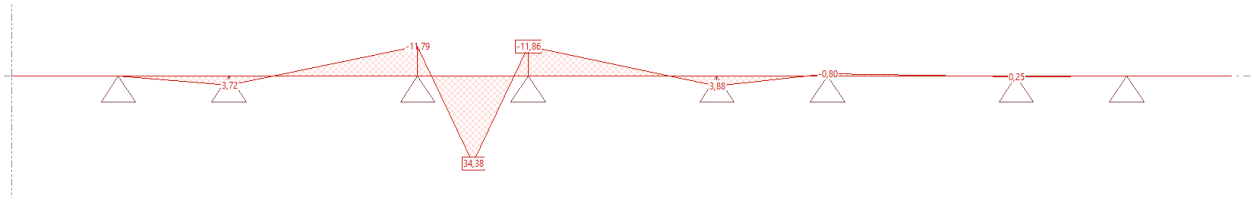


Figure 30 : Moment minimum en travée sous charge de fatigue

$$M_{Ed,fat,travée,min} = -4.1\ [kNm]$$

On a donc,

$$\Delta M_{Ed,fat,travée} = M_{Ed,fat,travée,max} - M_{Ed,fat,travée,min} = 49.6 - (-4.1) = 53.7\ [kNm]$$

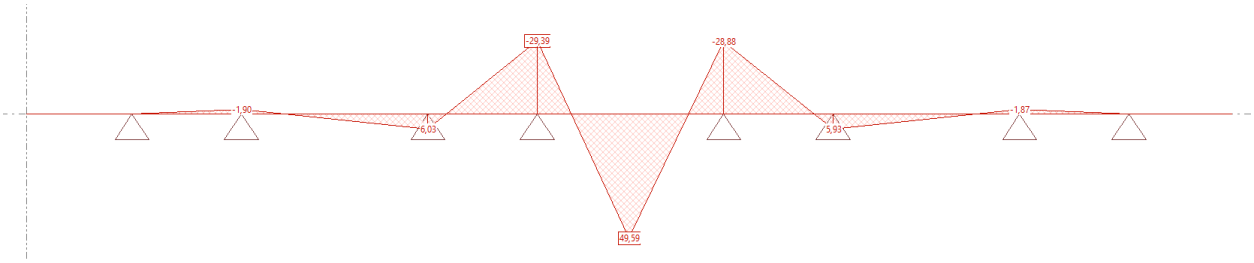


Figure 31 : Moment maximum sur appui sous charge de fatigue

$$M_{Ed,fat,appui,max} = -29.8\ [kNm]$$

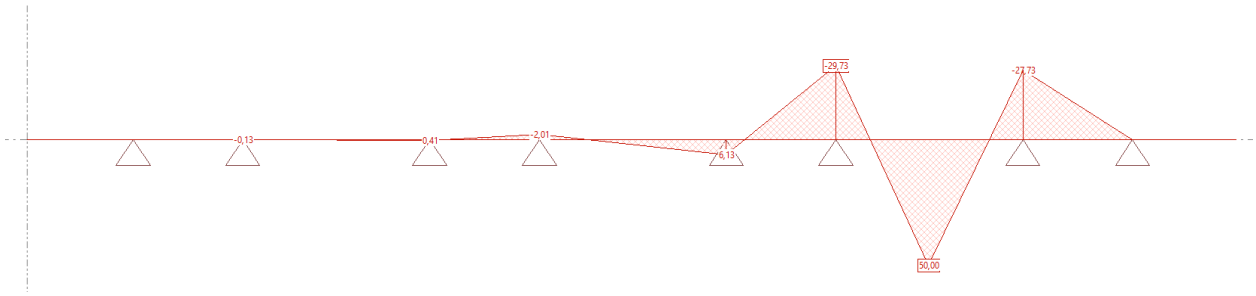


Figure 32 : Moment minimum sur appui sous charge de fatigue

$$M_{Ed,fat,appui,min} = 6.2\ [kNm]$$

On a donc,

$$\Delta M_{Ed,fat,appui} = M_{Ed,fat,appui,max} - M_{Ed,fat,appui,min} = -29.8 - 6.2 = 36\ [kNm]$$

Grâce à cette différence de moments, on peut ensuite obtenir la différence de contrainte dans l'acier selon cette équation du cours *Structures existantes : Chapitres choisis* :

$$\Delta\sigma_{sd,fat} = \frac{1}{\rho \cdot (1 - \xi/3)} \cdot \frac{\Delta M_{fat}}{b \cdot d^2}$$

Où $$\xi = n \cdot \rho \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot \rho}} - 1\right]$$

En travée :

Avec $n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{205'000}{36'300} = 5.65$ et $\rho_{inf} = \frac{A_{sw}}{b \cdot h} = \frac{385}{1000 \cdot 160} = 0.0024$

$$\xi_{travée} = 5.65 \cdot 0.0024 \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{5.65 \cdot 0.0024}} - 1\right] = 0.15$$

$$\Delta\sigma_{sd,fat,travée} = \frac{1}{0.0024 \cdot (1 - 0.15/3)} \cdot \frac{53.7 \cdot 10^6}{9700 \cdot 136.5^2} = 117.6\ [N/mm^2]$$

Sur appui :

Avec $n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{205'000}{36'300} = 5.65$ et $\rho_{sup} = \frac{A_{sw}}{b \cdot h} = \frac{636}{1000 \cdot 160} = 0.0039$

$$\xi_{appui} = 5.65 \cdot 0.0039 \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{5.65 \cdot 0.0039}} - 1\right] = 0.19$$

$$\Delta\sigma_{sd,fat,appui} = \frac{1}{0.0039 \cdot (1 - 0.19/3)} \cdot \frac{36 \cdot 10^6}{9700 \cdot 135.5^2} = 54.3\ [N/mm^2]$$

La valeur d'examen de la limite de fatigue vaut selon la SIA 269/2:2011 tableau 2:

$$\Delta\sigma_{sd,D} = 0.8 \cdot 150 = 120\ [N/mm^2]$$

Les facteurs de conformité valent donc :

$$n_{fat,travée} = \frac{\Delta\sigma_{sd,D}}{\Delta\sigma_{sd,fat,travée}} = \frac{120}{117.6} = 1.02$$

$$n_{fat,appui} = \frac{\Delta\sigma_{sd,D}}{\Delta\sigma_{sd,fat,appui}} = \frac{120}{54.3} = 2.21$$

3.9 ELU Type 4 : Précontrainte

Les valeurs de dimensionnement à la fatigue concernant la précontrainte ont fait partie des données perdues lors du problème informatique. Les valeurs de calcul suivantes sont les restes des données gardées sur un fichier Excel.

On a donc,

$$\Delta M_{Ed,fat,appui} = 3265\ [kNm] \qquad \Delta M_{Ed,fat,travée} = 3060[kNm]$$

Grâce à cette différence de moments, on peut ensuite obtenir la différence de contrainte dans l'acier selon cette équation du cours *Structures existantes : Chapitres choisis* :

$$\Delta\sigma_{sd,fat} = \frac{1}{\rho \cdot (1 - \xi/3)} \cdot \frac{\Delta M_{fat}}{b \cdot d^2}$$

Où $$\xi = n \cdot \rho \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot \rho}} - 1\right]$$

En travée :

Avec $n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{205'000}{36'300} = 5.65$ et $\rho_{inf} = 0.543$

$$\xi_{travée} = 5.65 \cdot 0.543 \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{5.65 \cdot 0.543}} - 1\right] = 0.875$$

$$\Delta\sigma_{sd,fat,travée} = \frac{1}{0.543 \cdot (1 - 0.875/3)} \cdot \frac{3060 \cdot 10^6}{160 \cdot 832^2} = 71.8\ [N/mm^2]$$

Sur appui :

Avec $n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{205'000}{36'300} = 5.65$ et $\rho_{sup} = 0.543$

$$\xi_{appui} = 5.65 \cdot 0.543 \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{5.65 \cdot 0.543}} - 1\right] = 0.875$$

$$\Delta\sigma_{sd,fat,appui} = \frac{1}{0.543 \cdot (1 - 0.875/3)} \cdot \frac{3265 \cdot 10^6}{160 \cdot 832^2} = 76.6[N/mm^2]$$

La valeur d'examen de la limite de fatigue vaut selon la SIA 269/2:2011 tableau 2:

$$\Delta\sigma_{sd,D} = 0.8 \cdot 120 = 96\ [N/mm^2]$$

Les facteurs de conformité valent donc :

$$n_{fat,travée} = \frac{\Delta\sigma_{sd,D}}{\Delta\sigma_{sd,fat,travée}} = \frac{96}{71.8} = 1.34 \rightarrow OK$$

$$n_{fat,appui} = \frac{\Delta\sigma_{sd,D}}{\Delta\sigma_{sd,fat,appui}} = \frac{96}{76.6} = 1.25 \rightarrow OK$$

3.10 ELU type 2 : Béquilles

3.10.1 Moments de dimensionnement

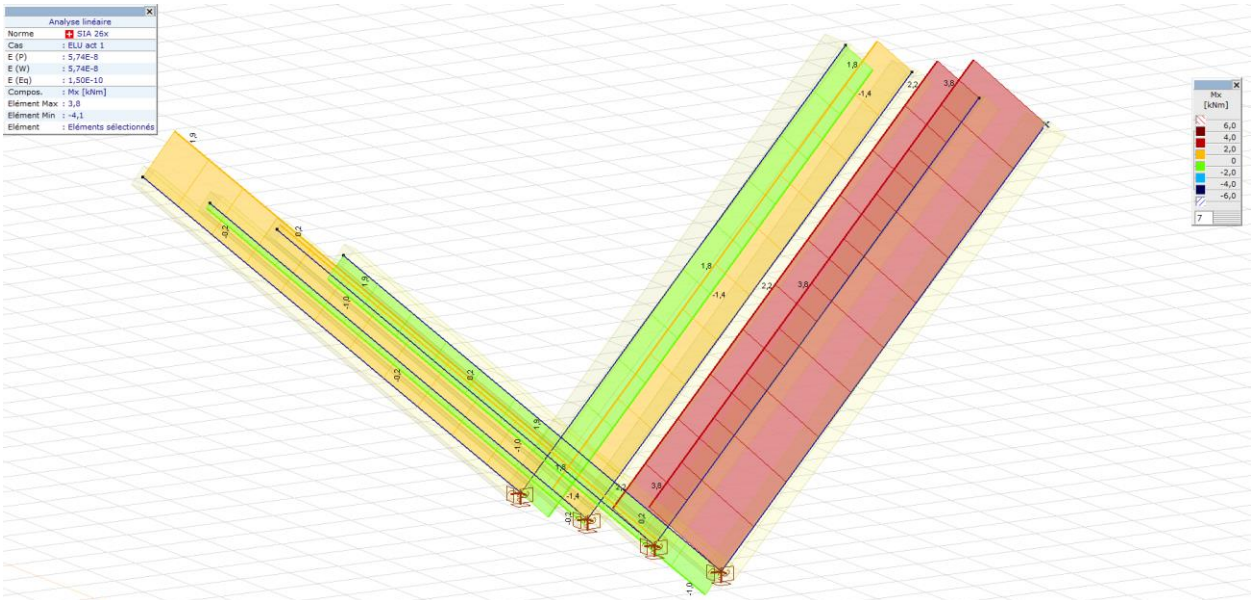


Figure 33 : Moment de torsion de dimensionnement $M_{x,Ed}$

$$M_{x,Ed,max} = 3.8\ [kNm] \qquad M_{x,Ed,min} = -4.1\ [kNm]$$

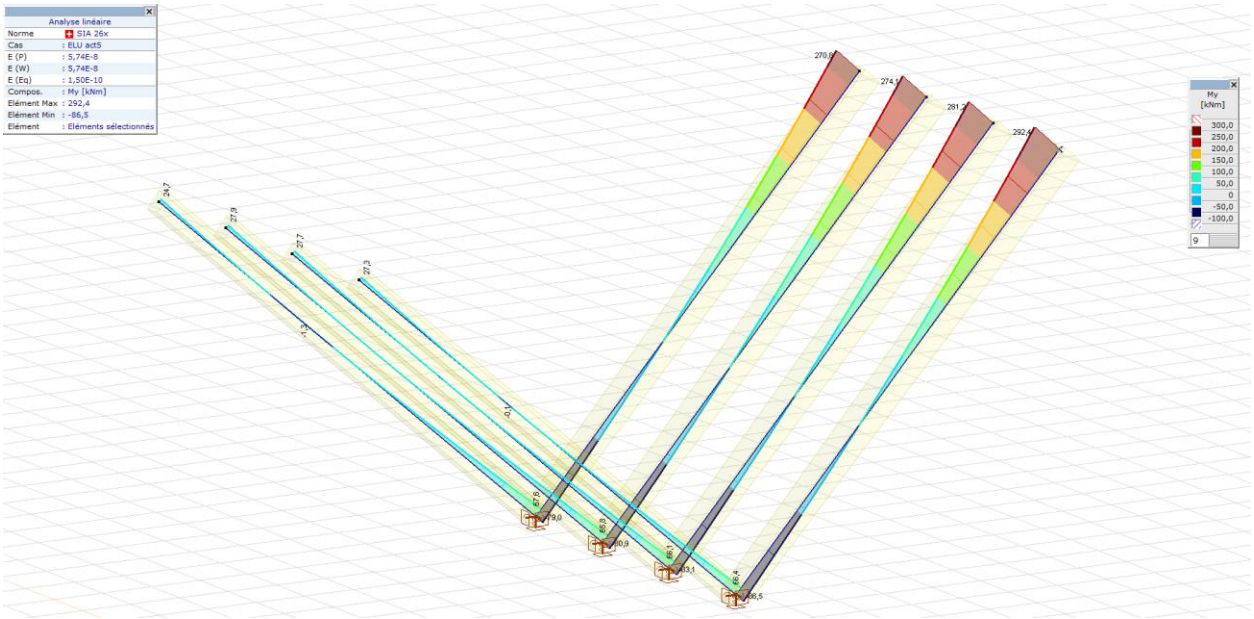


Figure 34 : Moment de flexion de dimensionnement $M_{y,Ed}$

$$M_{y,Ed,max} = 293\ [kNm] \qquad M_{y,Ed,min} = -87\ [kNm]$$

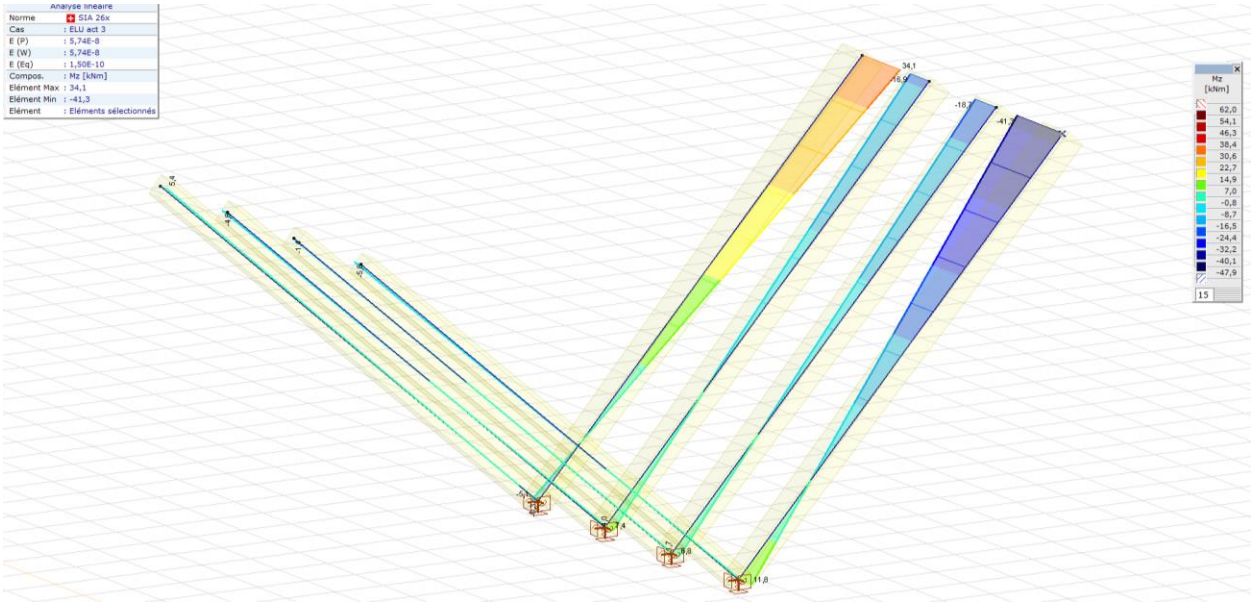


Figure 35 : Moment de flexion de dimensionnement $M_{z,Ed}$

$$M_{z,Ed,max} = 35\ [kNm] \qquad M_{z,Ed,min} = -42\ [kNm]$$

3.10.2 Efforts tranchants de dimensionnement

Figure 36 : Effort tranchant de dimensionnement $V_{y,Ed}$

$$V_{y,Ed,max} = 5\ [kN] \qquad V_{y,Ed,min} = -5\ [kN]$$

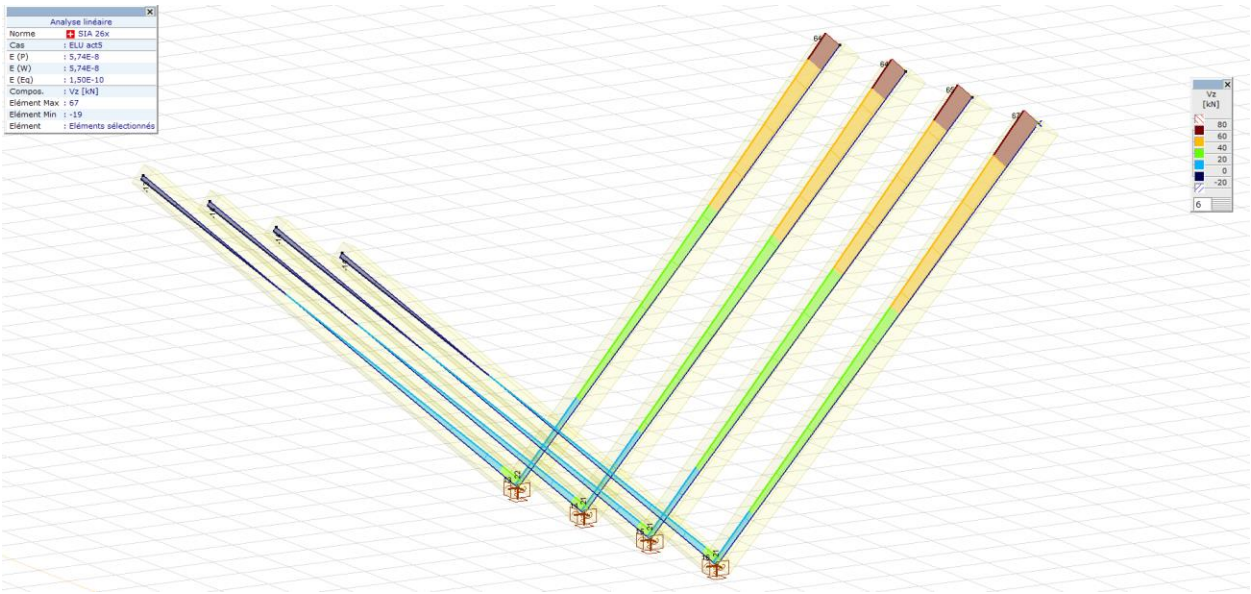


Figure 37 : Effort tranchant de dimensionnement $V_{z,Ed}$

$$V_{z,Ed,max} = 67\ [kN] \qquad V_{z,Ed,min} = -19\ [kN]$$

3.10.3 Effort normal de dimensionnement

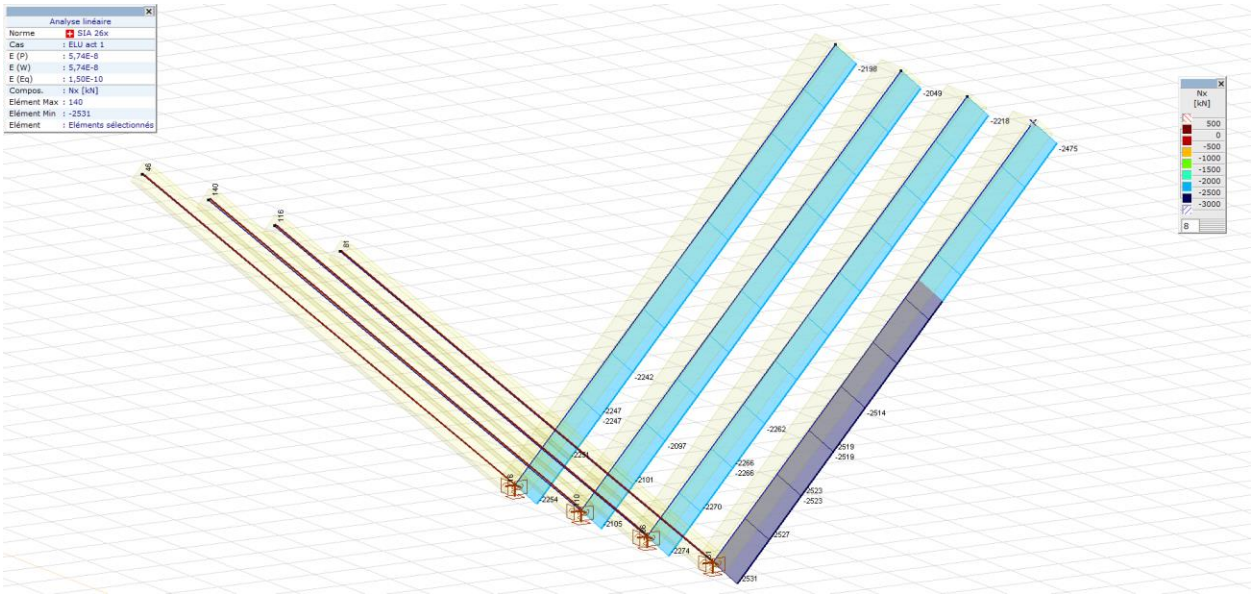


Figure 38 : Effort normal de dimensionnement

La valeur maximum de l'effort normal de dimensionnement dans les béquilles de retenue vaut:

$$N_{Ed,max} = 140\ [kN]$$

La valeur minimum de l'effort normal de dimensionnement dans les béquilles d'appui vaut :

$$N_{Ed,min} = -2531\ [kN]$$

Pour les calculs des efforts résistants des points suivants, on prendra les plans d'armatures suivants comme base pour la vérification. On fera l'hypothèse de sections rectangulaires, même si leur forme est légèrement trapézoïdale, et on prendra la moyenne des bases du trapèze comme valeur pour la base du rectangle. Les données géométriques des sections ainsi que les armatures des béquilles sont résumées dans le tableau suivant.

Type	L [m]	b [m]	h [m]	$Ø_{sw}$ [mm]	$Ø_L$ [mm]
Appui haut	9.92	0.905	0.40	10	22
Appui bas	9.92	0.385	0.40	10	22
Retenue	10.21	0.385	0.40	10	20

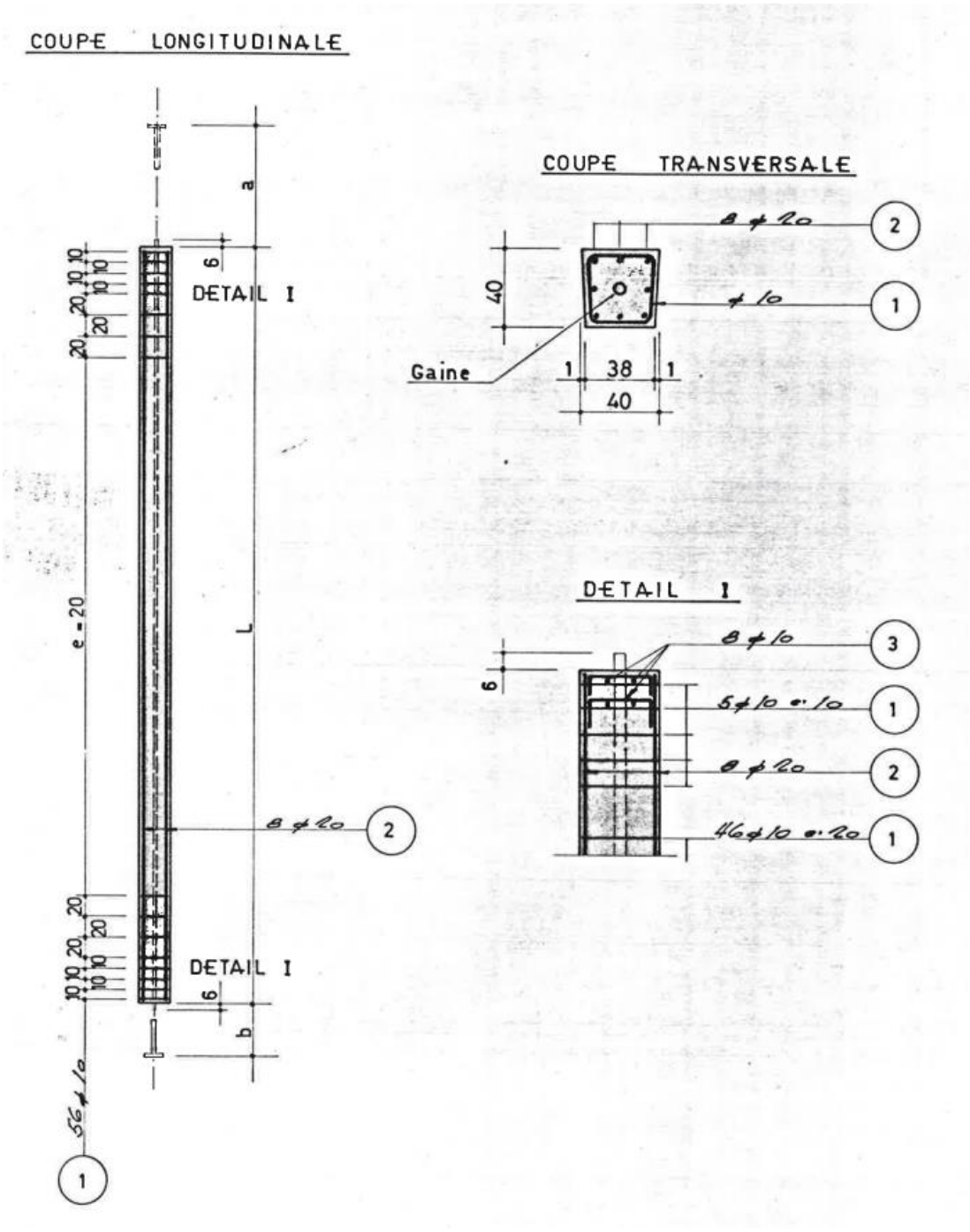


Figure 39 : Plan d'armature de la béquille de retenue

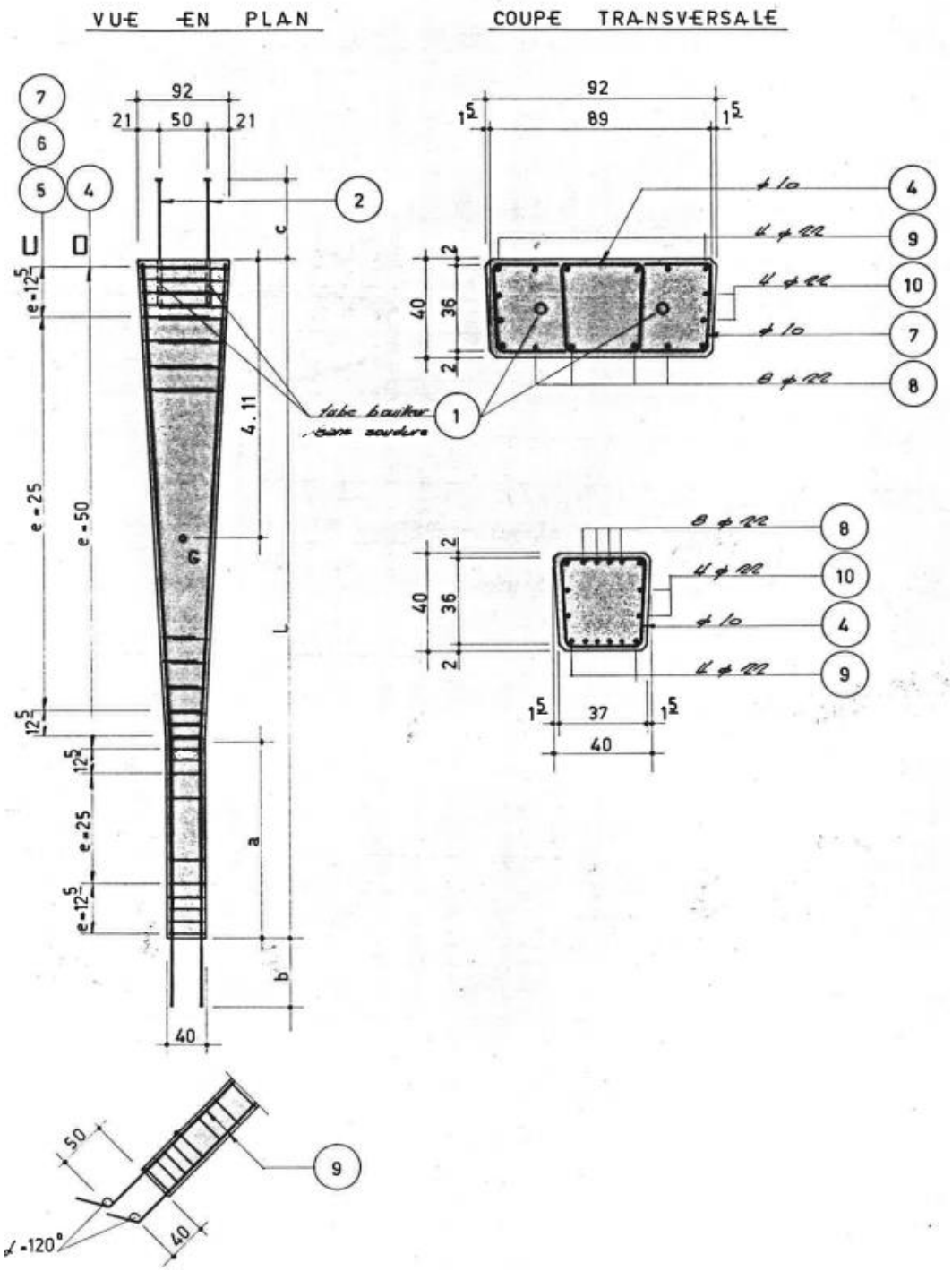


Figure 40 : Plan d'armature de la béquille d'appui

3.10.4 Moments résistants

Béquille d'appui haut :

La hauteur de compression nécessaire à la reprise de l'effort normal vaut :

$$h_{cy} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{2475 \cdot 10^3}{905 \cdot 24} = 114\ [mm]$$

$$h_{cz} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{2475 \cdot 10^3}{400 \cdot 24} = 258\ [mm]$$

La surface d'armature vaut :

$$A_{sy1} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 2280\ [mm^2] \qquad A_{sz1} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 1520\ [mm^2]$$

$$A_{sy2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 760\ [mm^2] \qquad A_{sz2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 760\ [mm^2]$$

Les bras de levier des différentes armatures sont les suivants :

$$z_{y1} = h - \frac{h_{cy}}{2} - c_{g,p} = 400 - \frac{114}{2} - 41 = 302\ [mm]$$

$$z_{y2} = h - \frac{h_{cy}}{2} - c_{g,p} = 400 - \frac{114}{2} - 141 = 202\ [mm]$$

$$z_{z1} = h - \frac{h_{cz}}{2} - c_{g,p} = 905 - \frac{258}{2} - 41 = 735\ [mm]$$

$$z_{z2} = h - \frac{h_{cz}}{2} - c_{g,p} = 905 - \frac{258}{2} - 141 = 635\ [mm]$$

Les moments résistants s'expriment :

$$M_{Rd,i} = A_{si} \cdot f_{sd} \cdot z_i$$

$$M_{Rd,y} = 2280 \cdot 391 \cdot 302 + 760 \cdot 391 \cdot 202 = 329\ [kNm]$$

$$M_{Rd,z} = 1520 \cdot 391 \cdot 735 + 760 \cdot 391 \cdot 635 = 625\ [kNm]$$

Le facteur de conformité s'exprime par l'équation suivante :

$$n_{My} = \frac{M_{Rd,y}}{M_{Ed,y,max}} = \frac{329}{293} = 1.12\ \rightarrow OK$$

$$n_{Mz} = \frac{M_{Rd,z}}{M_{Ed,z,max}} = \frac{625}{42} = 14.8 \ \rightarrow OK$$

Béquille d'appui bas :

La hauteur de compression nécessaire à la reprise de l'effort normal vaut :

$$h_{cy} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{2531 \cdot 10^3}{385 \cdot 24} = 274 \ [mm]$$

$$h_{cz} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{2531 \cdot 10^3}{400 \cdot 24} = 263 \ [mm]$$

La surface d'armature vaut :

$$A_{sy1} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 2280 \ [mm^2] \qquad A_{sz1} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 1520 \ [mm^2]$$

$$A_{sy2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 760 \ [mm^2] \qquad A_{sz2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 760 \ [mm^2]$$

Les bras de levier des différentes armatures sont les suivants :

$$z_{y1} = h - \frac{h_{cy}}{2} - c_{g,p} = 400 - \frac{274}{2} - 41 = 222 \ [mm]$$

$$z_{y2} = h - \frac{h_{cy}}{2} - c_{g,p} = 400 - \frac{274}{2} - 141 = 122 \ [mm]$$

$$z_{z1} = h - \frac{h_{cz}}{2} - c_{g,p} = 385 - \frac{263}{2} - 41 = 213 \ [mm]$$

$$z_{z2} = h - \frac{h_{cz}}{2} - c_{g,p} = 385 - \frac{263}{2} - 141 = 113 \ [mm]$$

Les moments résistants s'expriment :

$$M_{Rd,i} = A_{si} \cdot f_{sd} \cdot z_i$$

$$M_{Rd,y} = 2280 \cdot 391 \cdot 222 + 760 \cdot 391 \cdot 122 = 234 \ [kNm]$$

$$M_{Rd,z} = 1520 \cdot 391 \cdot 213 + 760 \cdot 391 \cdot 113 = \ 160 \ [kNm]$$

Le facteur de conformité s'exprime par l'équation suivante :

$$n_{My} = \frac{M_{Rd,y}}{M_{Ed,y,max}} = \frac{234}{83} = 2.81 \ \rightarrow OK$$

$$n_{Mz} = \frac{M_{Rd,z}}{M_{Ed,z,max}} = \frac{160}{12} = 13.3 \ \rightarrow OK$$

Béquille de retenue :

L'effort normal dans les béquille à considérer est la force induite par la précontrainte dans la béquille et vaut :

$$N_{Ed,p} = A_{sp} \cdot \sigma_{p0} = 2 \cdot 150 \cdot 980 = 294 \ [kN]$$

La hauteur de compression nécessaire à la reprise de l'effort normal vaut :

$$h_{cy} = \frac{N_{Ed,p}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{294 \cdot 10^3}{385 \cdot 24} = \ 32 \ [mm]$$

$$h_{cz} = \frac{N_{Ed,p}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{294 \cdot 10^3}{400 \cdot 24} = \ 31 [mm]$$

La surface d'armature vaut :

$$A_{sy1} = 3 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 942 \ [mm^2] \qquad A_{sz1} = 3 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 942 \ [mm^2]$$

$$A_{sy2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 628 \ [mm^2] \qquad A_{sz2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 628 \ [mm^2]$$

Les bras de levier des différentes armatures sont les suivants :

$$z_{y1} = h - \frac{h_{cy}}{2} - c_{g,p} = 400 - \frac{32}{2} - 30 = 354 \ [mm]$$

$$z_{y2} = h - \frac{h_{cy}}{2} - c_{g,p} = 400 - \frac{32}{2} - 200 = 184 \ [mm]$$

$$z_{z1} = h - \frac{h_{cz}}{2} - c_{g,p} = 385 - \frac{31}{2} - 30 = 340 \ [mm]$$

$$z_{z2} = h - \frac{h_{cz}}{2} - c_{g,p} = 385 - \frac{31}{2} - 200 = 170 \ [mm]$$

Les moments résistants s'expriment :

$$M_{Rd,i} = A_{si} \cdot f_{sd} \cdot z_i$$

$$M_{Rd,y} = 942 \cdot 391 \cdot 354 + 628 \cdot 391 \cdot 184 = 175\ [kNm]$$

$$M_{Rd,z} = 942 \cdot 391 \cdot 340 + 628 \cdot 391 \cdot 170 = \ 167\ [kNm]$$

Le facteur de conformité s'exprime par l'équation suivante :

$$n_{My} = \frac{M_{Rd,y}}{M_{Ed,y,max}} = \frac{175}{70} = 2.5\ \rightarrow OK$$

$$n_{Mz} = \frac{M_{Rd,z}}{M_{Ed,z,max}} = \frac{167}{15} = 11.1\ \rightarrow OK$$

Les degrés de conformité élevés obtenus pour les moments résistants dans la direction z peuvent s'expliquer par la forte rigidité transversale du système d'appui. En effet, la redondance dans la direction z fait que la structure se déforme faiblement dans la direction transversale et donc de faibles efforts transversaux sont induits.

Une autre possibilité est que les conditions d'appuis à l'encastrement de la fondation ne sont pas assez proches de la réalité.

3.10.5 Efforts tranchants résistants

La résistance à l'effort tranchant d'une poutre s'exprime comme le minimum entre la résistance des étriers à l'effort tranchant $V_{Rd,s}$ et la résistance du champ de compression dans le béton $V_{Rd,c}$.

$$V_{Rd,max} = min(V_{Rd,s}\ ; V_{Rd,c})$$

Avec

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot\alpha$$

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$$

Béquille d'appui haut :

En reprenant les valeurs calculées précédemment pour l'axe y et l'axe z :

$$V_{Rd,s,y} = 1257 \cdot 735 \cdot 391 \cdot \cot 30 = \ 625[kN]$$

$$V_{Rd,c,y} = 385 \cdot 735 \cdot 0.55 \cdot 24 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30 = 1617\ [kN]$$

$$V_{Rd,max,y} = min\left(V_{Rd,s,y}\ ; V_{Rd,c,y}\right) = 625\ [kN]$$

$$V_{Rd,s,z} = 2513 \cdot 302 \cdot 391 \cdot \cot 30 = \ 514\ [kN]$$

$$V_{Rd,c,z} = 905 \cdot 302 \cdot 0.55 \cdot 24 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30 = 1562\ [kN]$$

$$V_{Rd,max,z} = min\left(V_{Rd,s,z}\ ; V_{Rd,c,z}\right) = 514\ [kN]$$

Les facteurs de conformité valent :

$$n_{Vy} = \frac{V_{Rd,max,z}}{V_{Ed,y,max}} = \frac{625}{5} = 125\ \rightarrow OK$$

$$n_{Vz} = \frac{V_{Rd,max,z}}{V_{Ed,z,max}} = \frac{514}{67} = 7.67\ \rightarrow OK$$

Béquille d'appui bas :

En reprenant les valeurs calculées précédemment pour l'axe y et l'axe z :

$$V_{Rd,s,y} = 1257 \cdot 222 \cdot 391 \cdot \cot 30 = \ 189\ [kN]$$

$$V_{Rd,c,y} = 385 \cdot 222 \cdot 0.55 \cdot 24 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30 = \ 779\ [kN]$$

$$V_{Rd,max,y} = min\left(V_{Rd,s,y}\ ; V_{Rd,c,y}\right) = 189\ [kN]$$

$$V_{Rd,s,z} = 1257 \cdot 213 \cdot 391 \cdot \cot 30 = \ 181\ [kN]$$

$$V_{Rd,c,z} = 385 \cdot 213 \cdot 0.55 \cdot 24 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30 = 777\ [kN]$$

$$V_{Rd,max,z} = min\left(V_{Rd,s,z}\ ; V_{Rd,c,z}\right) = 181[kN]$$

Les facteurs de conformité valent :

$$n_{Vy} = \frac{V_{Rd,max,z}}{V_{Ed,y,max}} = \frac{189}{5} = 37.8 \rightarrow OK$$

$$n_{Vz} = \frac{V_{Rd,max,z}}{V_{Ed,z,max}} = \frac{181}{22} = 8.3 \ \rightarrow OK$$

Béquille de retenue :

En reprenant les valeurs calculées précédemment pour l'axe y et l'axe z :

$$V_{Rd,s,y} = 1257 \cdot 354 \cdot 391 \cdot \cot 30 = \ 301 \ [kN]$$

$$V_{Rd,c,y} = 385 \cdot 354 \cdot 0.55 \cdot 24 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30 = \ 779 \ [kN]$$

$$V_{Rd,max,y} = min\left(V_{Rd,s,y} \ ; V_{Rd,c,y}\right) = 301 \ [kN]$$

$$V_{Rd,s,z} = 1257 \cdot 340 \cdot 391 \cdot \cot 30 = \ 289 \ [kN]$$

$$V_{Rd,c,z} = 385 \cdot 340 \cdot 0.55 \cdot 24 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30 = 748 \ [kN]$$

$$V_{Rd,max,z} = min\left(V_{Rd,s,z} \ ; V_{Rd,c,z}\right) = 289 \ [kN]$$

Les facteurs de conformité valent :

$$n_{Vy} = \frac{V_{Rd,max,z}}{V_{Ed,y,max}} = \frac{301}{2} = 150 \rightarrow OK$$

$$n_{Vz} = \frac{V_{Rd,max,z}}{V_{Ed,z,max}} = \frac{289}{22} = 13.1 \ \rightarrow OK$$

De même que pour les moments résistants transversaux, les facteurs de conformité transversaux sont très élevés. Ceci s'explique par les faibles efforts transversaux qui s'appliquent sur la structure. Dans ce modèle créé à la suite de la perte du modèle précédent, les efforts de vents n'ont pas été

modélisés. Toutefois, une rapide évaluation, en intégrant le vent, mène à la même conclusion. Les armatures présentes dans les béquilles suffisent largement à reprendre les efforts de la structure.

3.11 ELU : Cas de charge accidentel

3.11.1 Moment de dimensionnement

L'impact d'un véhicule sur la première béquille d'appui rencontrée dans le sens de circulation est étudié.

Selon la SIA 261:2020 tableau 23, une charge de choc frontal $Q_{dx} = 1500\ [kN]$ peut être considérée. Cette charge est appliquée au milieu de la béquille, environ 1,50 mètre en dessus du sol.

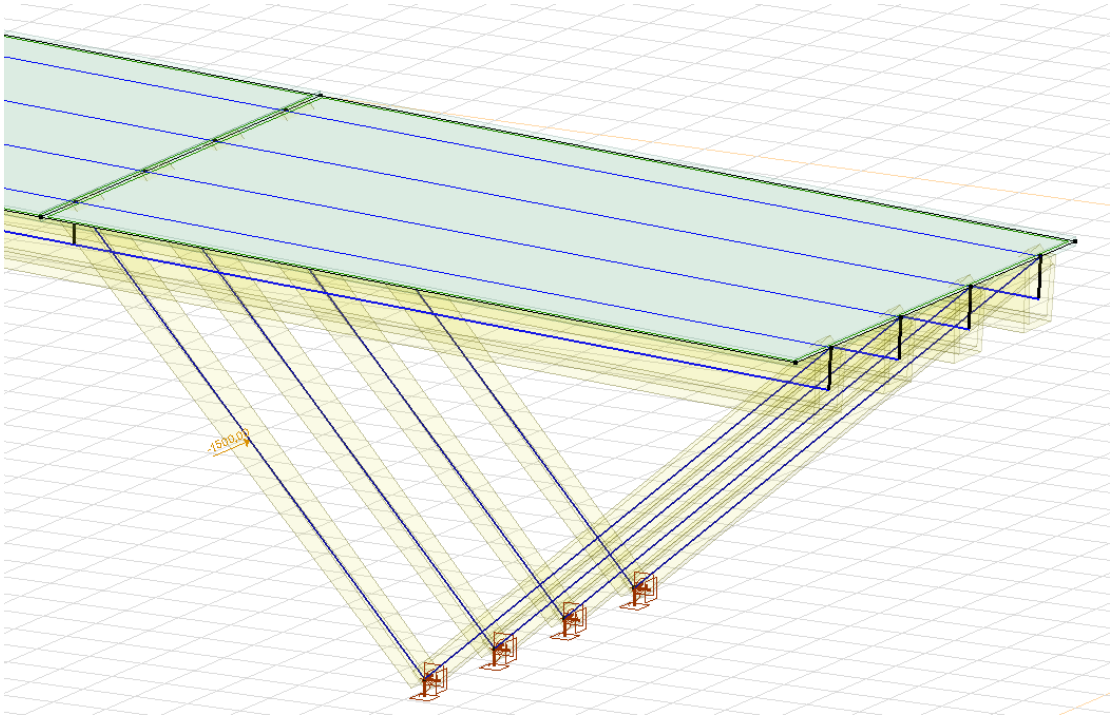


Figure 41 : Charge de choc frontal Q_{dx}

Cette charge induit un moment de dimensionnement transversal $M_{Ed,z,acc} = 2414\ [kNm]$.

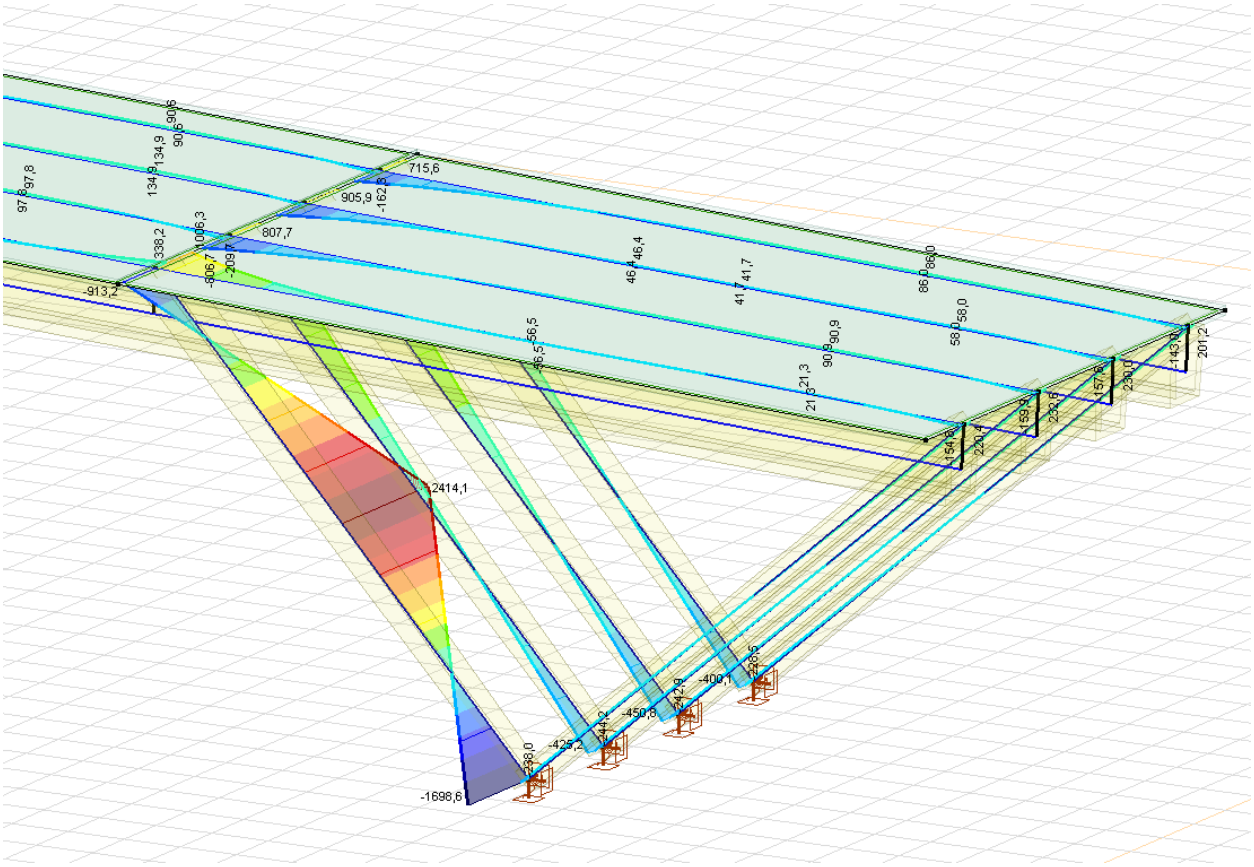


Figure 42 : Moment de dimensionnement $M_{Ed,z,acc}$

3.11.2 Moment résistant

Au point d'application de la charge, la section a une largeur $b = 55\ [cm]$ et une hauteur $h = 40\ [cm]$.

La hauteur de compression nécessaire à la reprise de l'effort normal vaut :

$$h_{cy} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{2531 \cdot 10^3}{550 \cdot 24} = 192\ [mm]$$

La surface d'armature vaut :

$$A_{sy2} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 2280 [mm^2] \qquad A_{sy2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 760\ [mm^2]$$

Les bras de levier des différentes armatures sont les suivants :

$$z_{y1} = h - \frac{h_{cy}}{2} - c_{g,p} = 550 - \frac{192}{2} - 36 = 418\ [mm]$$

$$z_{y2} = h - \frac{h_{cz}}{2} - c_{g,p} = 550 - \frac{192}{2} - 136 = 318\ [mm]$$

Les moments résistants s'expriment :

$$M_{Rd,i} = A_{si} \cdot f_{sd} \cdot z_i$$

$$M_{Rd,z} = 2280 \cdot 391 \cdot 418 + 760 \cdot 391 \cdot 318 = \ 467\ [kNm]$$

Le facteur de conformité pour le cas de charge accidentel vaut :

$$n_{acc} = \frac{M_{Rd,z}}{M_{Ed,z,acc}} = \frac{467}{2414} = 0.2 \rightarrow KO$$

Dans le cas où un camion viendrait heurter la béquille, le choc provoquerait sa ruine, la sécurité structurale n'est pas garantie. Comme discuté durant le semestre, la mesure la plus appropriée à prendre serait de prolonger la glissière de sécurité qui s'arrête à une centaine de mètres avant l'ouvrage. Par cette mesure peu coûteuse, la sécurité du pont serait alors garantie.

4 Partie historique

4.1 Introduction

Le but de cette étude est de traverser les cinquante dernières années et d'aller à la rencontre des passages supérieurs sur autoroute en Suisse. On s'intéressera aux différents systèmes d'appuis, aux méthodes de construction, aux matériaux de construction et aux portées de ces ouvrages. Cette étude se base sur des exemples que l'on peut rencontrer en circulant sur les autoroutes suisses. Définir l'année de construction de ces ouvrages n'est pas toujours aisé, les bases de données qui les répertorient ne sont que très rarement gratuites d'accès. C'est pour cette raison que l'on se basera sur les exemples suivants.

4.2 Ouvrages

Figure 43 : Pont de l'A12 à Berne

Figure 44 : Pont de l'A12 à Wankdorf

On peut voir dans ces deux premières figures, des ponts typiques des premiers passages supérieurs, avec une pile intermédiaire entre les voies de circulation et des portées allant au plus direct, en traversant perpendiculairement l'autoroute.

Figure 45 : Pont de l'A13 à Cama

Figure 46 : Pont de l'A13 à Cama

Figure 47 : Pont de l'A13 à Grono

Les figures 45 à 47 illustrent la méthode arrivée par la suite où l'on enlève une pile intermédiaire pour la remplacer par deux piles de bords, hors des voies de circulation. Cela a pour conséquence d'augmenter la portée centrale, ce qui nécessite des matériaux de qualité supérieurs à la variante précédente, comme l'usage de béton préfabriqué ou d'acier de précontrainte.

Figure 48 : Pont de l'E43 à Sufers

LA figure 48 se différencie par le tracé oblique de l'ouvrage avec une section en caisson.

Figure 49 : Pont de l'A9 à Roche

Cet ouvrage est de la même méthode de conception que l'ouvrage existant étudié dans le cadre de ce travail, un pont multi-poutre à béquille en béton préfabriqué.

Figure 50 : Pont de l'A9 à Rennaz

Figure 51 : Pont de l'A1 à Härkingen

Ces deux derniers ouvrages se distinguent par leur répétition des portées et leur élégance, la recherche dans la forme de la section ou des piles est plus poussée que poutre les exemples précédents, probablement liés à l'arrivée des modèles informatiques.

4.3 Conclusion

En conclusion, cette étude nous a permis de retracer les principales évolutions des ponts autoroutiers suisses au fil du temps. Par cette étape, cela permet de comprendre l'évolution de la construction des ouvrages d'art et de sentir la tendance vers laquelle elle se tourne, plus de performance, plus de légèreté et des portées toujours plus conséquentes.

5 Convention d'utilisation : Conception

5.1 Bases

5.1.1 Normes directives

Ensemble des normes SIA en vigueur (voir Base de projet)

Normes VSS spécifiques en vigueur

Ensembles des directives et documentations de l'OFROU en vigueur (voir Base de projet)

5.2 Objectifs généraux relatifs à l'utilisation de l'ouvrages

5.2.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage est situé sur une route secondaire partant de la route cantonale reliant La Sarraz à Bavois.

Il traverse l'axe d'autoroute A1 entre Lausanne et Berne.

Le pont a une portée de 77 mètres pour une largeur de 9.70 mètres. Les portées de rive (entre les béquilles) mesurent 16 mètres avec une portée centrale de de 45 mètres.

Il comporte deux voies de circulations routières ainsi que deux trottoirs de chaque côté des voies de circulations.

5.2.2 Utilisation prévue

- Accès à la localité du Coudray
- Ouvrage avec une voie de circulation par direction
- Pas de restriction des poids lourds
- Vitesse limitée à 80 km/h

5.2.3 Géométrie du tracé

- Tracé rectiligne
- Pente longitudinale : 4.9 %
- Pente transversale : 2.5 %

5.2.4 Données géométriques

La section est composée de quatre poutre en caisson pour une largeur de tablier de 9.70 m qui se compose ainsi :

- Bordures : 0.35 m
- Trottoirs : 1.50 m
- Voies de circulation : 3.00 m

Les dimensions principales d'une poutre sont les suivantes :

- Hauteur de poutre : 1.50 m
- Largeur de poutre : 2.35 m
- Épaisseur de tablier : 0.14 - 0.20 m
- Épaisseur d'âme : 0.12 m

5.2.5 Géologie et hydrogéologie

Selon le guichet cartographique cantonal, le sol en place est de géotype MF (moraines de fond, terrain meuble). Selon la définition de la SIA, le sol de fondation est de catégorie A.

L'ouvrage se situe en secteur üB[1], soumis aux obligations générales de protection des eaux, sans enjeux particuliers.

5.2.6 Charges de trafics

Le modèle de charge 1 de la SIA 261:2020 est utilisé pour les charges de trafic.

5.2.7 Durée d'utilisation

Les durées d'utilisation suivantes sont convenues :

- Structure porteuse : 100 ans
- Etanchéité du tablier : 100 ans
- Revêtement : 50 ans
- Bordures : 70 ans
- Equipements : 50 ans

5.3 Milieu et exigences de tiers

5.3.1 Influence exercée par l'ouvrage sur l'environnement

Les eaux de chaussé sont récoltées en amont et en aval de l'ouvrage et la transmission est assurée par une canalisation suspendue côté sud de la structure.

5.3.2 Influence de l'environnement sur l'ouvrage

L'ouvrage se situe dans une zone non soumise aux risques environnementaux (inondation, lave torrentielle, etc…)

5.4 Exigences relatives à l'exploitation et à la maintenance

5.4.1 Aptitude au service

Les déformations de l'ouvrage doivent respecter les critères d'aptitude au service définis par la norme SIA 260:2013.

5.4.2 Précontrainte longitudinale

Des câbles de précontraintes sont disposés dans la dalle de roulement des poutres pour les poutres de rives et dans le sabot des poutres centrales.

5.4.3 Équipements

De chaque côté de l'ouvrage, des barrières de sécurité seront ancrées dans les bordures. Le pont ne disposera pas de signalisation particulière, ni de dispositif d'éclairage.

5.5 Prescriptions particulières du MO

5.5.1 Qualité des matériaux

La qualité des matériaux utilisés est décrite dans la Base de projet.

5.5.2 Architecture, esthétique de l'ouvrage

Le concept de la nouvelle structure devra respecter l'esthétisme de la structure d'origine et les règles de l'art de la construction d'ouvrages d'art.

5.5.3 Mesure de protection contre le bruit

Aucun dispositif de protection contre le bruit n'est prévu sur l'ouvrage.

5.5.4 Mesures de protection du béton

L'utilisation de CFUP et d'enrobages suffisants garantissent une bonne protection et durabilité.

5.6 Objectifs de protection et risques spéciaux

5.6.1 Séisme

L'ouvrage est classifié selon les critères suivants selon la norme SIA 261:

- Classe d'ouvrage II
- Zone sismique Z1b
- Classe de sol E

5.6.2 Risques acceptés

Les dangers liés au terrorisme, au sabotage, aux explosion et aux météorites sont considérés comme des risques acceptés par le MO.

5.7 Disposition tirées des normes

5.7.1 Exigences relatives à la fissuration

Un niveau d'exigence accrue est requis pour toute la structure.

5.7.2 Enrobages

Les enrobages sont définis dans la Base de projet.

5.8 Signatures

Thanh Trinh **Lieu, date**

Expert Structure

Prof. Eugen Brühwiler **Lieu, date**

Dr. Numa Bertola **Lieu, date**

Anthony Gatta **Lieu, date**

6 Base de Projet : Conception

6.1 Généralités

6.1.1 Contenu et objectif de la Base de projet

La Base de projet apporte les précisions techniques au contenu présent dans la convention d'utilisation. Elle comporte la description de la structure ainsi que la description détaillée de l'analyse structurale effectuée afin de satisfaire les exigences liées à la vérification de l'état limite ultime et de l'aptitude au service.

6.1.2 Normes et directives

Ensemble des normes SIA en vigueur :

SIA 260 (2013)	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
SIA 261 (2020)	Actions sur les structures porteuses
SIA 261/1 (2020)	Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires
SIA 262 (2013)	Construction en béton
SIA 118 (2013)	Conditions générales pour l'exécution des travaux de construction
SIA 2052 (2016 V.13, 24.12.21)	Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution

Ensemble des directives et documentation OFROU en vigueur :

ASTRA 11001 (2022 V4.00)	Profils types – Routes nationales de 1ere et de 2ème classes
ASTRA 12001 (2005)	Elaboration des projets et construction des ouvrages d'art des routes nationales

ASTRA 82022 (2023 V1.00)	CFUP pour la maintenance et la construction d'ouvrages d'art de l'infrastructure routière

Ensemble des directives et documentation DETEC en vigueur :

AGB 2002/028 (2009)	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers

6.1.3 Délimitations

Cette base de projet est applicable à la conception d'un nouvel ouvrage se situant au Coudray, sur la route cantonale 304, qui surplombe l'autoroute A1 au Km 79.989. Elle concerne les éléments tels que la structure principale, les béquilles, les culées, les fondations, le revêtement, les joints de chaussée et le dispositif de retenue.

La durée d'utilisation des éléments d'ouvrages sont explicités dans la convention d'utilisation.

6.2 Concept de la structure

6.2.1 Caractéristiques générales existantes

Les caractéristiques générales de la structure existante sont les suivantes :

- Un pont à béquille d'une longueur totale de 77 mètres
- Une poutre est partagée en 3 éléments sur sa longueur (24 m– 29 m – 24 m)
- Une section transversale composée de 4 poutres en T
- Une précontrainte longitudinale disposée dans chaque poutre
- Elancement maximum : $\lambda = 29/1.5 = 19.3$
- Des joints Gerber pour la mise en place, clavés par la suite
- Une précontrainte est disposée dans les béquilles de retenues

6.3 Caractéristiques des matériaux

6.3.1 Aciers

La qualité des aciers d'armature est de type B500 B (SIA 262:2013, article 2.3.2.5 et 3.2.2.3) dont les propriétés sont les suivantes :

Type	f_{sd} [N/mm^2]	E_s [N/mm^2]
B500B	435	205'000

6.3.3 Précontrainte

La précontrainte utilisée est faite de câbles à torons type T15S (SIA 262:2013, article 2.3.2.5 et tableau 7) avec des torons de diamètre Ø15.7 [mm] (A_p =150 [mm^2]) dont la limite d'écoulement vaut :

Type	f_{pd} [N/mm^2]	E_s [N/mm^2]
Y1860	1390	205'000

6.4 Analyse structurale

6.4.1 Système porteur existant

Le concept du système porteur existant est le suivant :

- Pont monolithique à béquille
- Poutres préfabriqués précontraintes par post-tension
- Béquilles préfabriquées (précontrainte par pré-tension pour les béquilles de retenue)
- Entretoises coulées en place pour assurer la connexion béquilles-poutres
- Comportement robuste et ductile

6.4.2 Dimensions principales

Les dimensions principales de l'ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale : 77.0 m
- Largeur totale : 9.70 m
- Portée maximale : 29.0 m
- Hauteur des poutres : 1.50 m
- Epaisseur de la dalle de roulement : 0.18 m
- Longueur des béquilles : 12.4 m (béquille d'appui) / 12.3 m (béquille de retenue)

Les enrobages sont les suivants :

- 15 mm

6.4.3 Charges et combinaisons

6.4.3.1 Actions permanentes

Poids propre des structures porteuses :	$g_{k0} = 25$ kN/m^3
Revêtement :	$g_{k1} = 24$ kN/m^3
Trottoirs :	$g_{k2} = 24$ kN/m^3
Barrières :	$g_{k3} = 1$ kN/m

6.4.3.2 Actions variables

Trafic routier	modèle de charge 1 selon SIA 261
	$2 \times Q_{k1} = 2 \times 300$ kN
	$2 \times Q_{k2} = 2 \times 200$ kN
	$q_{k1} = 9$ kN/m^2
	$q_{k2} = q_{kr} = 2.5$ kN/m^2
	$\alpha_{Q1} = 0.9$, $\alpha_{Q2} = 0.9$, $\alpha_{qi} = 0.9$
	$Q_{A,k} = Q_{B,k} = 511$ kN

Neige : $s_k = 1.05$ kN/m^2

Vent : Négligé

Température : $\Delta T_{1K} = \pm 20$ °C

6.4.3.3 Déformations différées

Retrait : $\varepsilon_{cs} = 0.3$ ‰

Fluage : $\varphi = 1.78$

Pertes différées de précontraintes : $P_\infty = 0.85\ P_0$

Pertes pour vérification des flèches : $P_{moy} = 0.925\ P_0$

6.4.3.4 Actions accidentelles

Choc : Négligé, protégé

Séisme : Négligé

6.4.4 Vérification de la sécurité structurale

6.4.4.1 ELU2

Situation de risque	CG1 Traffic	CG 2 Neige	CG3 Température
Poids propre	1.35 / 0.9	1.35 / 0.9	1.35 / 0.9
Surcharges	1.35 / 0.9	1.35 / 0.9	1.35 / 0.9
Retrait, fluage	1.0	1.0	1.0
Trafic	1.5	0.6	0.6
Température	0.75	0.6	1.5

6.4.4.2 ELU4

Situation de risque	CG5 Sollicitation maximale	CG6 Sollicitation minimale	CG7 Différence de sollicitation
Poids propre	1.0	1.0	1.0
Surcharges	1.0	1.0	1.0

Situation de risque	CG5 Sollicitation maximale	CG6 Sollicitation minimale	CG7 Différence de sollicitation
Retrait, fluage	1.0	1.0	1.0
Trafic	1.0	1.0	0.6

Dans le cas des charges de trafic, pour la vérification de l'ELU type 4, uniquement les charges ponctuelles sont à considérer. De plus, ces charges s'appliquent aux axes de circulation et non aux axes fictifs du modèle de charge 1 de la SIA.

6.4.5 Vérification de l'aptitude au service

Situation	Quasi-permanent Flèches	Quasi-permanent Contraintes	Fréquent Flèches	Fréquent Contraintes
Poids propre	1.0	1.0	1.0	1.0
Surcharges	1.0	1.0	1.0	1.0
Retrait, fluage	1.0	1.0	1.0	1.0
Température	0.5	0.5	-	0.6
Trafic	-	-	0.75	0.75

6.4.6 Modèles de calcul

Les modèles suivants ont été utilisés :

- Le comportement global de la structure a été étudié selon un modèle 3D (AxisVM) avec des dispositions de charges asymétriques et les câbles de précontrainte dans leurs positions réelles. Les béquilles ont été admises totalement encastrées dans la fondation.
- Le comportement transversal a été étudié dans un modèle 2D (AxisVM) afin de pouvoir répartir correctement les efforts longitudinaux dans le sens transversal.

6.5 Signatures

Thanh Trinh **Lieu, date**

Expert Structure

Prof. Eugen Brühwiler **Lieu, date**

Dr. Numa Bertola **Lieu, date**

Anthony Gatta **Lieu, date**

7 Dimensionnement de la nouvelle structure

7.1 Introduction

Le concept de la structure s'inspire de l'ouvrage existant du fait du système de béquille, du nombre de poutres et de la préfabrication de ses éléments, dans le but de réduire le temps des travaux. Le projet d'agrandir les autoroutes et de passer à six voies de circulation induit une portée plus longue pour atteindre 77 mètres. Les poutres ont un rapport 24-29-24 mètres avec le joint se situant au point de moment nul de la structure finale. L'élancement maximal de la structure λ est de 30.

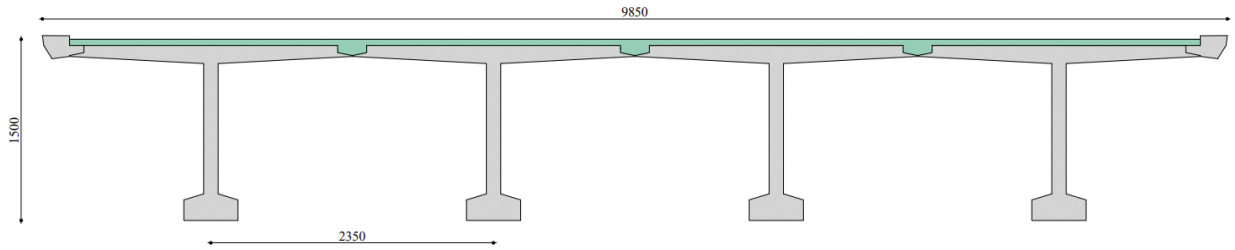


Figure 52 : Section transversale

7.2 Contraintes de conception

Les principales contraintes sont au niveau de la portée afin de pouvoir traverser six voies de circulation ainsi qu'un gabarit de hauteur de structure totale de maximum 3,50 mètres.

7.3 Procédé de construction et étapes

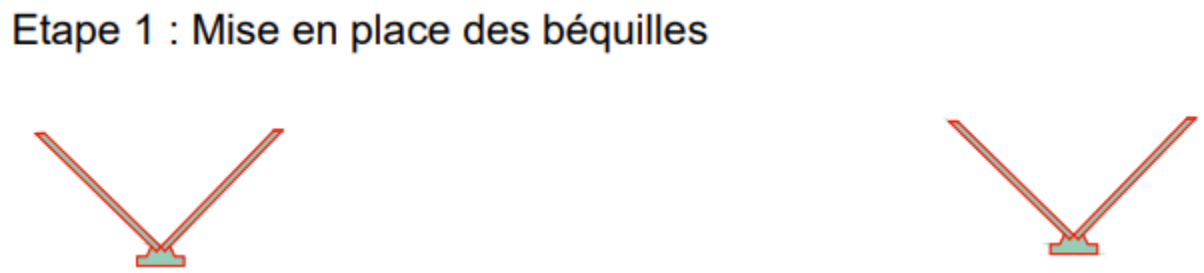


Figure 53 : Etape 1

Etape 2 : Etayage provisoire des béquilles

Figure 54 : Etape 2

Etape 3 : Mise en place des poutres sur les béquilles

Figure 55 : Etape 3

Etape 4 : Mise en place des poutres centrales

Figure 56 : Etape 4

Etape 5 : Dalle de CFUP coulée en place

Figure 57 : Etape 5

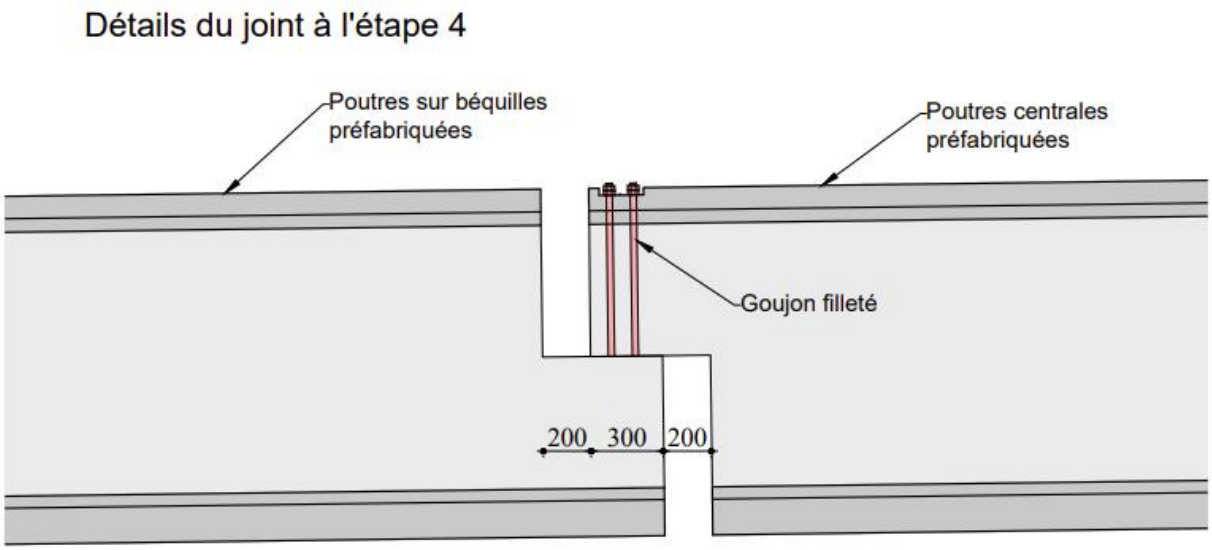


Figure 58 : Détail du joint

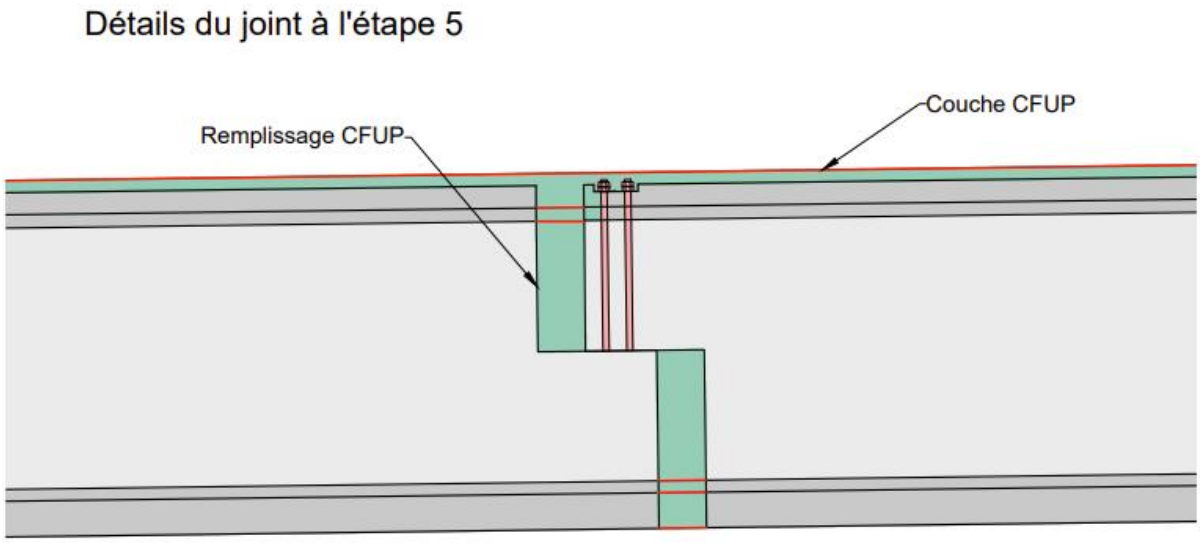


Figure 59 : Remplissage du joint

7.4 Matériaux

7.4.1 CFUP UA-C140

Le poids propre du CFUP sera estimé similaire à celui du béton armé.

Poids propre du CFUP selon la SIA 2052:2023 tableau 5 :

$$\rho_U = 25\ [kN/m^3]$$

Module d'élasticité moyenne du CFUP selon la SIA 2052:2023 fig.5 :

$$E_{Uc} = 50'000\ [N/mm^2]$$

La contrainte élastique à la traction du CFUP selon la SIA 2052:2023 tableau 1 :

$$f_{Ute} = 7.0\ [N/mm^2]$$

La résistance à la traction du CFUP selon la SIA 2052:2023 tableau 1 :

$$f_{Utu} = 8.0\ [N/mm^2]$$

La valeur caractéristique de la résistance à la traction du CFUP selon la SIA 2052:2023 tableau 1 :

$$f_{Utuk} = 0.835 \cdot f_{Utu} = 0.835 \cdot 8.0 = 6.68\ [N/mm^2]$$

La valeur de dimensionnement de la résistance du CFUP à la traction selon la SIA 2052:2023 article .2.4.2.3 :

$$f_{Utud} = \frac{\eta_t \cdot \eta_{hU} \cdot f_{Utuk}}{\gamma_U}$$

Le facteur η_t est défini dans la SIA 2052:2023 article 4.2.2.1 :

$$\eta_t = 1.0\ [-]$$

Le facteur η_{hU} est défini dans la SIA 2052:2023 article 4.2.2.2 :

Pour des éléments ayant des dimensions supérieures à 100 [mm]

$$\eta_{hU} = 0.8\ [-]$$

Le facteur de sécurité γ_U est défini dans la SIA 2052:2023 article 2.4.2.3 :

$$\gamma_U = 1.3\ [-]$$

Ce qui donne pour la valeur de dimensionnement de la résistance du CFUP à la traction pour des éléments ayant des dimensions supérieures à 100 [mm] :

$$f_{Utud} = \frac{1.0 \cdot 0.8 \cdot 6.68}{1.3} = 4.11[N/mm^2]$$

- La résistance moyenne à la compression du CFUP sur cube après 28 jours selon la SIA 2052:2023 tableau 2 :

$$f_{Uc} = 140\ [N/mm^2]$$

- La résistance caractéristique du CFUP selon la SIA2052:2023 tableau 2 :

$$f_{Uck} = 120 - 8 = 132\ [N/mm^2]$$

- La valeur de dimensionnement de la résistance du CFUP à la compression selon la SIA 2052:2023 article 2.4.2.3 :

$$f_{Ucd} = \frac{\eta_t \cdot \eta_{fUc} \cdot f_{Uck}}{\gamma_U} = \frac{1.0 \cdot 0.85\ \cdot 132}{1.3} = 86.3\ [N/mm^2]$$

7.4.2 Acier d'armature

La nuance d'acier d'armature choisi est de type B500 B et ses propriétés sont les suivantes :

Module d'élasticité moyenne E_s de l'armature passive selon la SIA 262:2013 article 3.2.2.4

$$E_s = 205'000\ [N/mm^2]$$

Valeur de dimensionnement de la limite d'écoulement de l'acier d'armature selon la SIA 262:2013 article 2.3.2.5 :

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

La valeur caractéristique de la limite d'écoulement de l'acier d'armature f_{sk} est donnée dans la SIA 262:2013 tableau 5 :

$$f_{sk} = 5000\ [N/mm^2]$$

Le coefficient de résistance de l'acier d'armature passive est donné par la SIA 262:2013 article 2.3.2.6 :

$$\gamma_s = 1.15\ [-]$$

Ce qui donne pour la valeur de dimensionnement de la limite d'écoulement de l'acier d'armature :

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435\ [N/mm^2]$$

7.4.3 Précontrainte

La précontrainte utilisée est faite de câbles à torons type T15S (SIA 262:2013, article 2.3.2.5 et tableau 7) avec des torons de diamètre Ø15.7 [mm] (A_p =150 [mm^2]) désigné Y1860S7-15.7.

La valeur moyenne du module d'élasticité selon la SIA262:2013 article 3.3.2.4.2 vaut :

$$E_p = 195'000[N/mm^2]$$

La résistance à la traction vaut :

$$f_{pk} = 1860\ [N/mm^2$$

La limite d'écoulement vaut :

$$f_{p0,1k} = 1600\ [N/mm^2]$$

La valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier de précontrainte vaut :

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1600}{1.15} = 1390\ [N/mm^2]$$

7.5 Charges permanentes

7.5.1 Poids propre

Le poids propre est calculé automatiquement dans le modèle selon la section et le matériau utilisé.

La section transversale a été modélisée en se basant sur la section suivante :

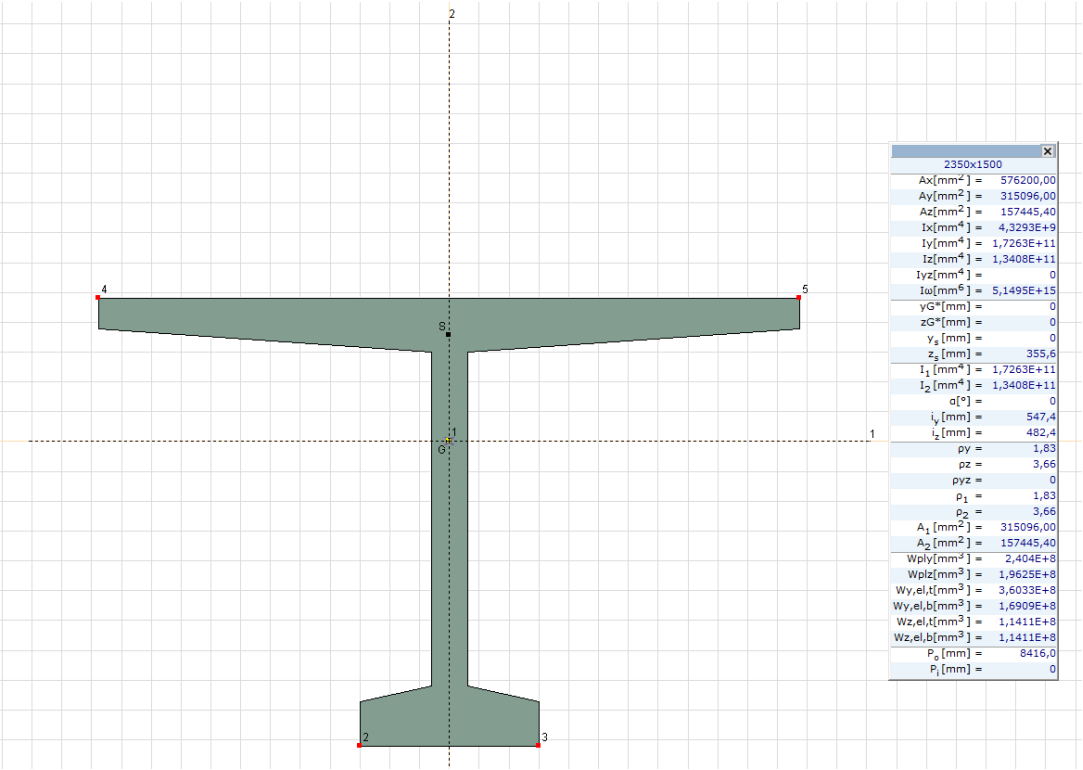


Figure 60 : Caractéristiques de la poutre

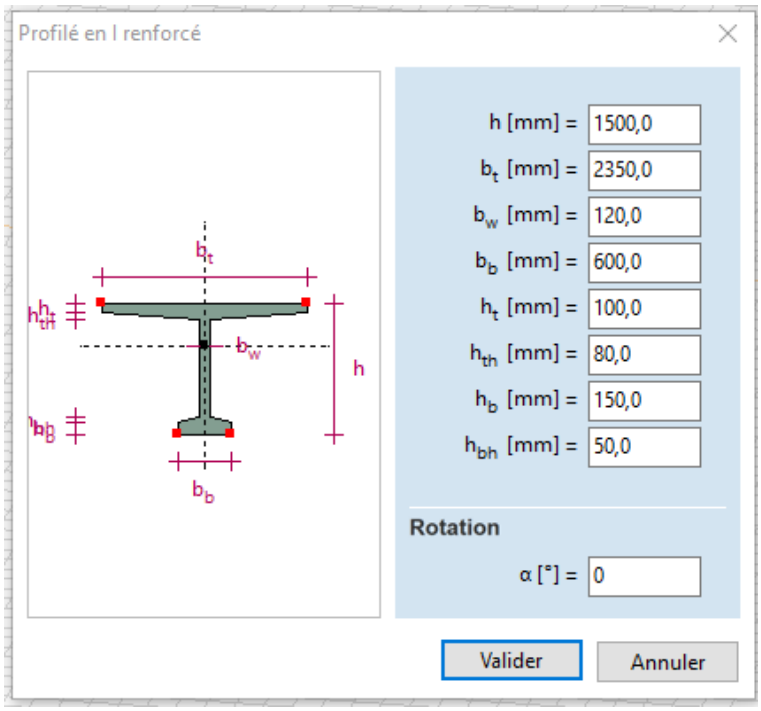


Figure 61 : Données géométriques de la poutre

Cette section a été modélisé comme nervure de la dalle coulée en place au stade final et leurs poids propres sont les suivants :

Nom	Élément	Masse volumique	Aire / Épaisseur	Charge caractéristique
$g_{k,dalle}$	Dalle de roulement	25 kN/m^3	0.05 m	1.25 kN/m^2
$g_{k,poutre}$	Poutre	25 kN/m^3	0.57 m^2	14.4 kN/m

7.5.2 Surcharges

Nom	Élément	Masse volumique	Aire / Épaisseur	Charge caractéristique
$g_{k,chaussée}$	Chaussée	24 kN/m^3	0.10 m	2.4 kN/m^2
$g_{k,trottoir}$	Trottoir	20 kN/ m^3	0.2 m	4 kN/m^2
$g_{k,bordure}$	Bordure	25 kN/m^3	0.061 m^2	1.52 kN/m

Les charges du tableau ci-dessus devront être rentrées manuellement dans le logiciel.

7.5.3 Garde-corps

La charge due aux garde-corps est estimée à une charge linéaire valant :

$$g_{k,g-c} = 1.0\ [kN/m]$$

7.5.4 Canalisation

La charge due à la canalisation est estimée à une charge linéaire valant :

$$g_{k,canalisation} = 1.0\ [kN/m]$$

7.5 Charges utiles

7.5.1 Charges de trafic

Les charges de trafic ainsi que les coefficients considérés se trouvent dans la Base de projet mais sont expliqués dans les points suivants.

Afin d'éviter des effets locaux de concentration, les charges de trafic seront prises comme des charges réparties sur une surface d'application de 0.4 m x 0.4 m. De plus, la surface sera agrandie en prenant en compte le phénomène de diffusion à travers la couche de bitume comme illustré par la figure suivante.

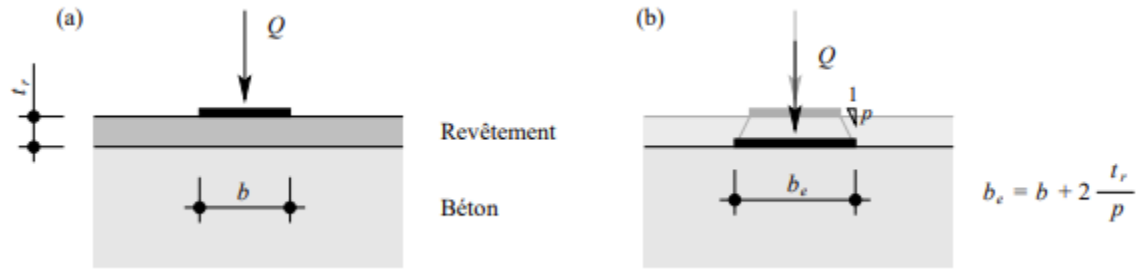


Figure 62 : Diffusion de la charge dans le revêtement

Dans le cas présent,

$$b_e = b + 2 \cdot \frac{t_r}{p} = 0.4 + 2 \cdot \frac{0.1}{2} = 0.5\ [m]$$

On obtient ainsi,

Voie de circulation fictive 1 :

$$Q_{k1} = \frac{\alpha_{Q1} \cdot \frac{Q_{k1}}{2}}{{b_e}^2} = \frac{0.9 \cdot \frac{300}{2}}{0.5^2} = 540\ [kN/m^2]$$

$$q_{k1,act} = \alpha_{q1} \cdot q_{k1} = 0.9 \cdot 9 = 8.1\ [kN/m^2]$$

Voie de circulation fictive 2 :

$$Q_{k2} = \frac{\alpha_{Q2} \cdot \frac{Q_{k2}}{2}}{{b_e}^2} = \frac{0.9 \cdot \frac{200}{2}}{0.5^2} = 360\ [kN/m^2]$$

$$q_{k2} = \alpha_{q2} \cdot q_{k2} = 0.9 \cdot 2.5 = 2.25\ \ [kN/m^2]$$

Voie de circulation fictive surface restante :

$$q_{kr} = \alpha_{qr} \cdot q_{kr} = 0.9 \cdot 2.5 = 2.25\ \ [kN/m^2]$$

Ces charges sont placées de manière à maximiser les efforts dans la structure, en respectant les limitations fixées par le modèle de charge 1 de la SIA 261. Afin de déterminer ces positions, la méthode des ligne d'influence a été utilisée.

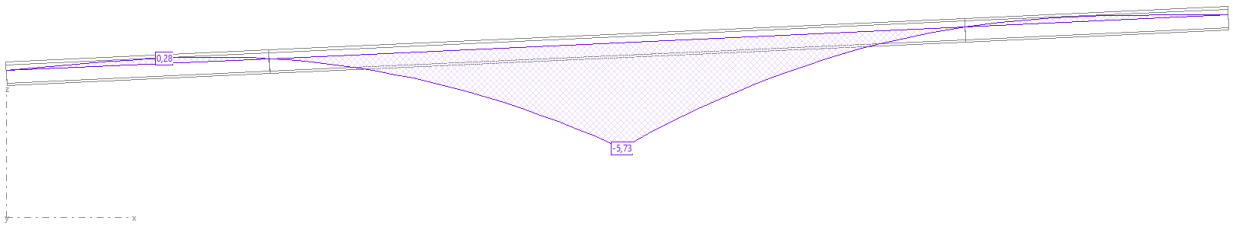


Figure 63: Ligne d'influence du moment à mi- travée

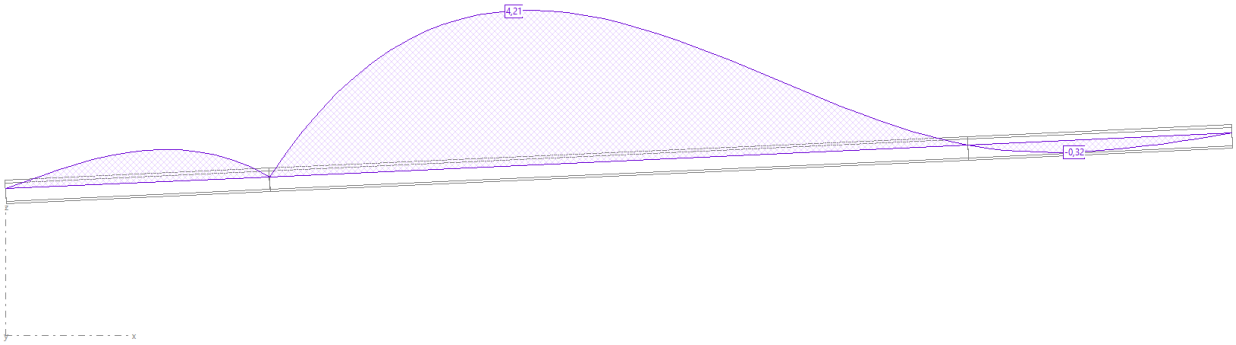


Figure 64: Ligne d'influence du moment sur appui

7.5.2 Neige

La charge due à la neige est décrite dans la Base de projet.

7.5.3 Vent

La charge due au vent est décrite dans la Base de projet.

7.5.4 Température

La charge due à la température est décrite dans la Base de projet.

7.6 Dimensionnement de la structure

Le tableau suivant résume les vérifications déterminantes selon les étapes de montage pour les parties concernées.

Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
Encastrement des béquilles	Béquilles	Entretoises	Décrochements	Structure

A l'étape 1, l'encastrement dans la fondation doit être dimensionner pour reprendre le moment engendré par la béquille inclinée. Sans un système provisoire d'étayage ou de câble de retenue, ce moment serait conséquent et un taux d'armatures également élevé. La solution du câble de retenue est choisie ne disposant pas de suffisamment d'espace pour l'installation d'étayage avec l'autoroute à côté.

A l'étape 2, les béquilles devront être dimensionnées vis-à-vis de leur poids propre mais ne sera pas une situation déterminante.

A l'étape 3, l'entretoise est coulée en place et les béquilles sont liées aux poutres de rives. Il faudra également vérifier le levage des poutres pour la mise en place.

A l'étape 4, les poutres centrales sont levées et jointes aux poutres de rives. Ici, les décrochements dans les poutres devront reprendre les forces d'appuis.

A l'étape5, la couche de CFUP de la dalle est coulée en place. Cette étape est critique car les poutres doivent reprendre le poids du CFUP avec une hauteur statique plus faibles qu'au stade final.

7.6.1 Levage

La position des points d'ancrage pour le levage est choisie afin d'imiter les conditions d'appui du stade de fonctionnement des poutres. Par ce choix, le stade du levage n'est donc pas un cas déterminant comme on le verra avec les efforts des stades suivant.

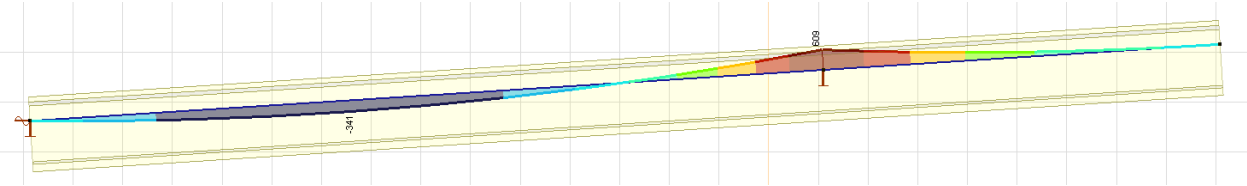


Figure 65 : Moment de dimensionnement au levage de la poutre de rive

$$M_{Ed,lev,travée} = -341\ [kNm] \qquad M_{Ed,lev,appui} = 609\ [kNm]$$

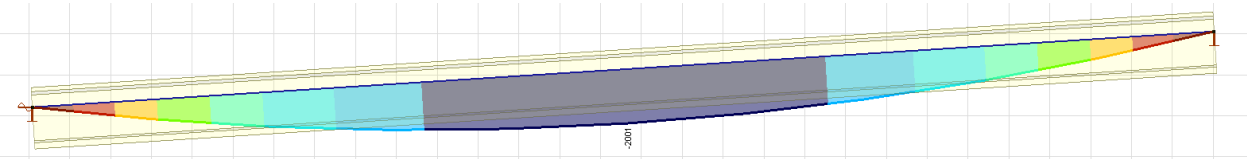


Figure 66 : Moment de dimensionnement au levage de la poutre centrale

$$M_{Ed,lev,travée} = -2001\ [kNm]$$

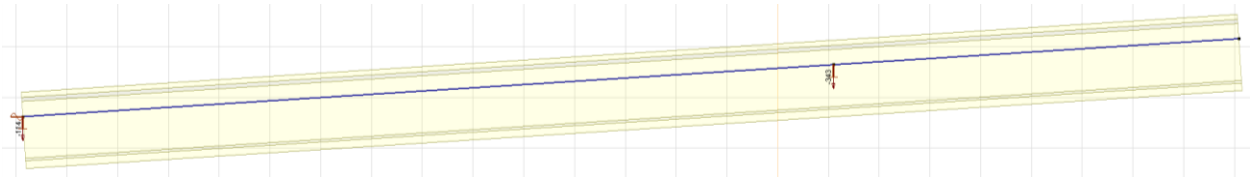


Figure 67 : Réaction d'appui de la poutre de rive

$$R_{Ed,g} = -114\ [kN] \qquad R_{Ed,d} = -343\ [kN]$$

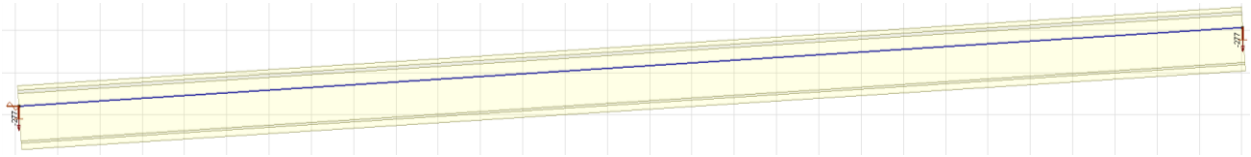


Figure 68 : Réactions d'appui de la poutre centrale

$$R_{Ed} = -277\ [kN]$$

7.6.2 Etape 3

Pour cette étape, les forces de réactions aux nœuds supérieurs des béquilles, correspondant au poids propre des poutres après installation, ont été appliquées sans tenir compte de la liaison du système.

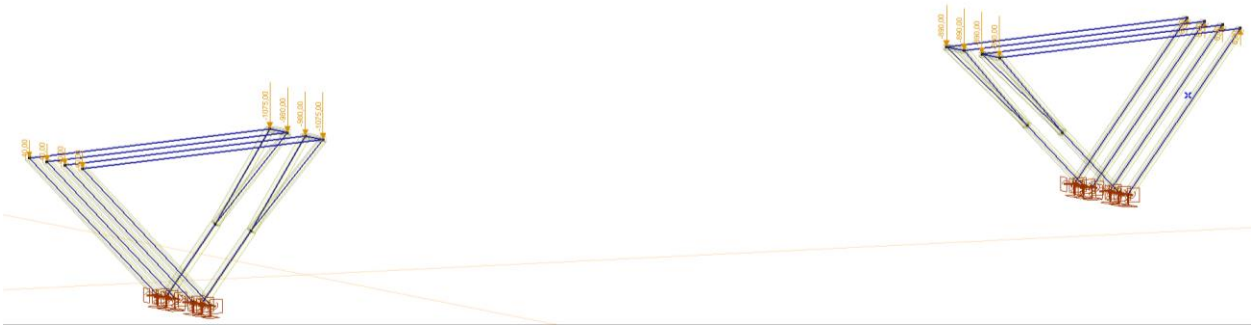


Figure 69 : Application des forces de réactions des poutres

7.6.3 Etape 4

Pour cette étape, des charges linéaires sont appliquées sur les poutres afin de tenir compte du poids du CFUP fraichement coulé.

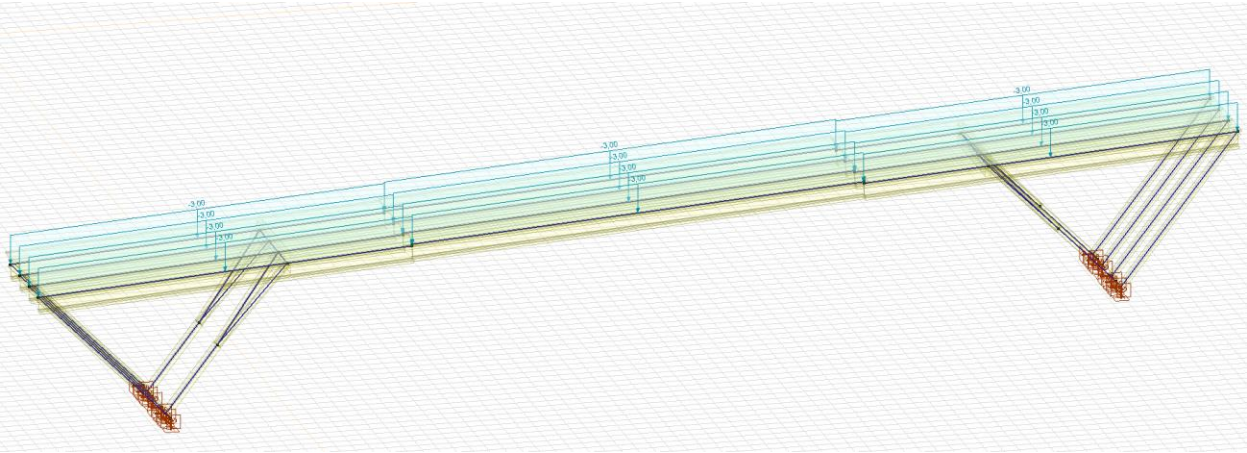


Figure 70 : Application de charges correspondant au poids du CFUP

7.6.4 Etape 5

Finalement, la structure est complète et le dimensionnement pour l'utilisation standard de l'ouvrage peut avoir lieu.

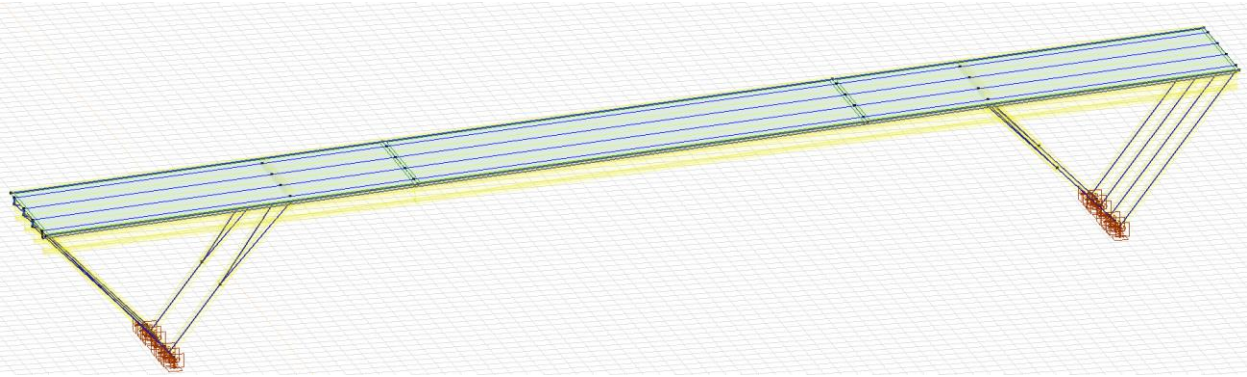


Figure 71 : Structure finale

ELU 2 : Béquilles – Etape 3

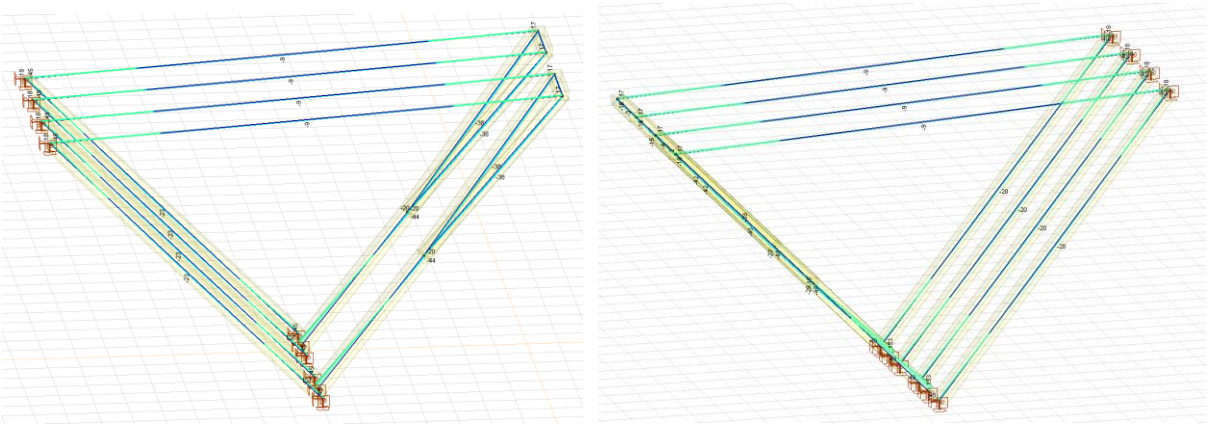


Figure 72 : Moment de dimensionnement à l'étape 3

Pour la béquille d'appui on a : $M_{Ed,max} = 153\ [kNm]$

Pour la béquille de retenue on a : $M_{Ed,max} = -49\ [kNm]$

Il faudra porter attention à l'ancrage du câble de retenu dans la culée pour retenir une force de 465 [kN].

ELU 2 : Etape 4

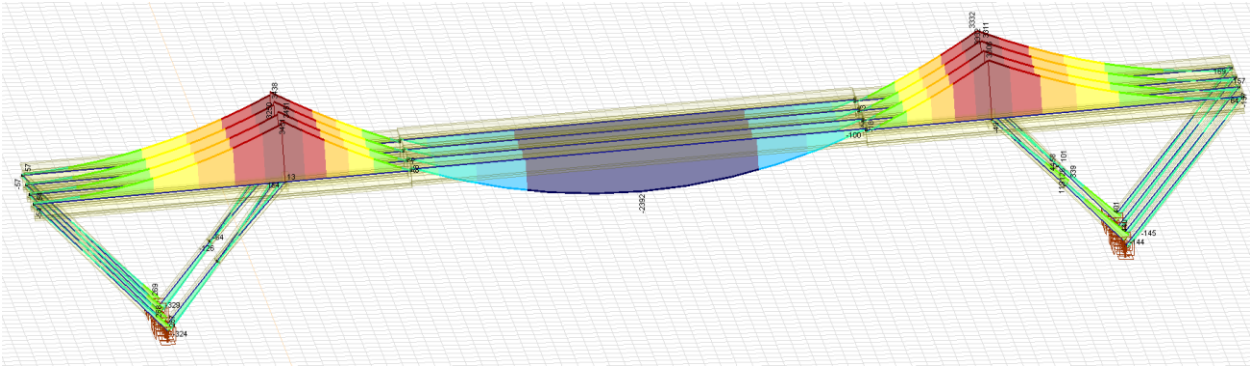


Figure 73 : Moment de dimensionnement

$M_{Ed,travée} = -2992\ [kNm]$ $M_{Ed,appui} = 3438\ [kNm]$

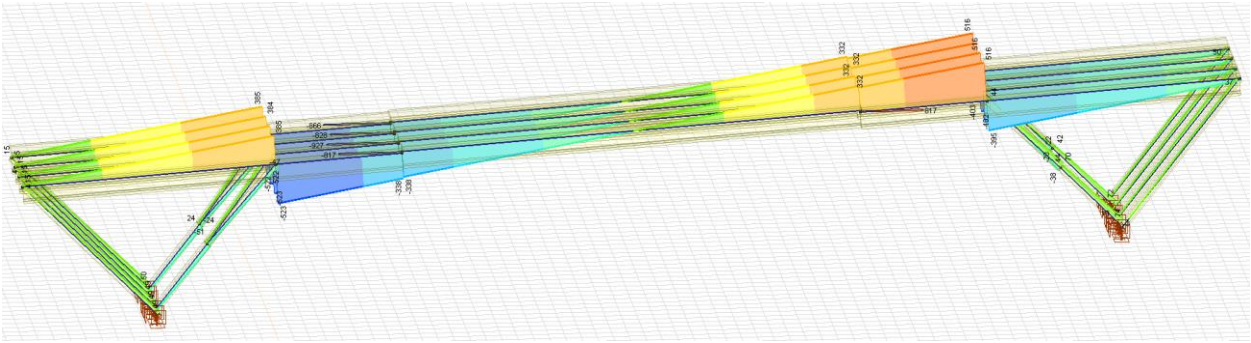


Figure 74 : Effort tranchant de dimensionnement

$V_{Ed,min} = -431\ [kN]$ $V_{Ed,max} = 426\ [kN]$

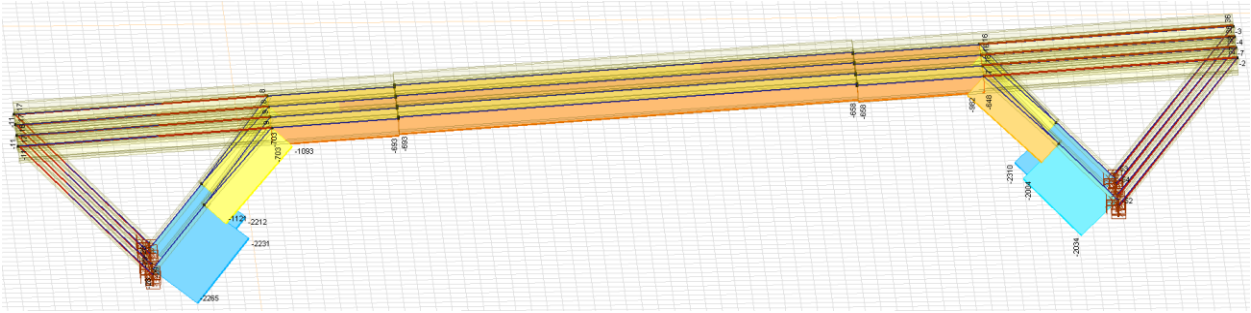


Figure 75 : Effort normal de dimensionnement

$N_{Ed,poutre} = -693\ [kN]$ $N_{Ed,bequille} = -2340\ [kN]$

ELU 2 : Stade final

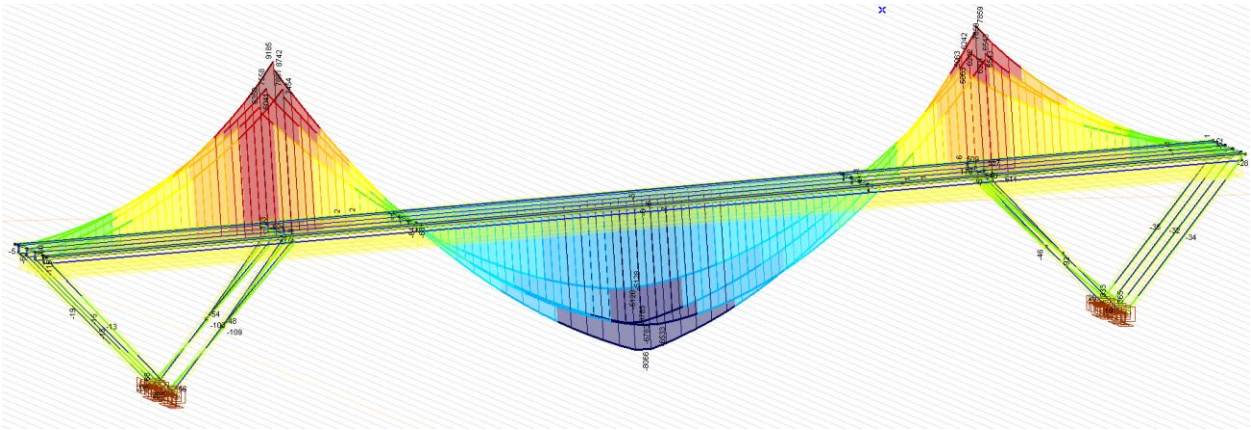


Figure 76 : Moment de dimensionnement au stade final

$M_{Ed,travée} = -8086\ [kNm]$ $M_{Ed,appui} = 9185\ [kNm]$

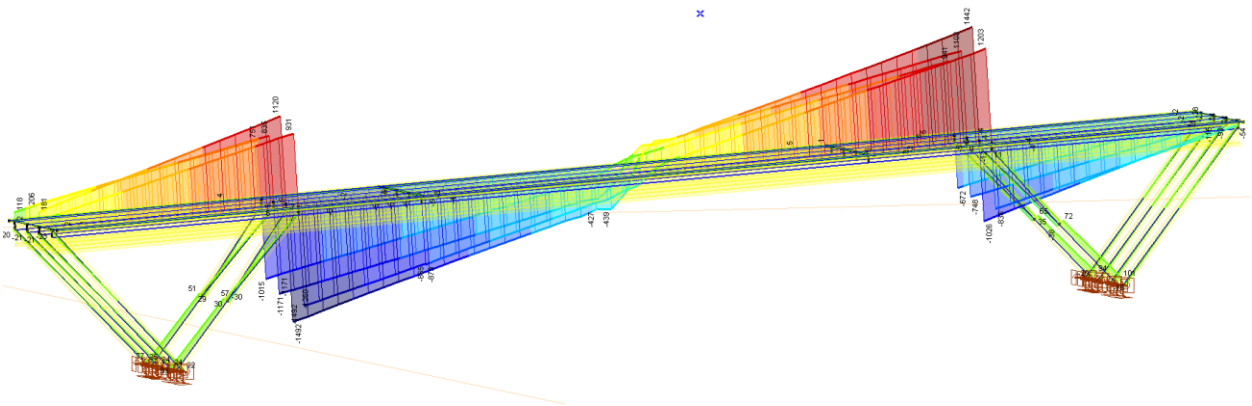


Figure 77 : Effort tranchant de dimensionnement au stade final

$V_{Ed,min} = -1492\ [kN]$ $V_{Ed,max} = 1442\ [kN]$

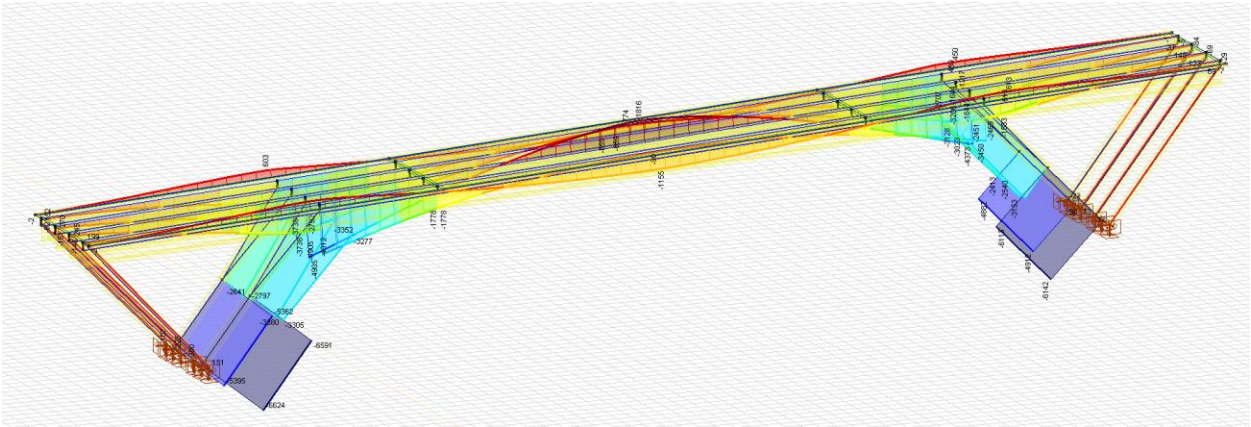


Figure 78 : Effort normal de dimensionnement au stade final

$N_{Ed,poutre,min} = -4905\ [kN]$ $N_{Ed,bequille,min} = -6624\ [kN]$

$N_{Ed,poutre,max} = 1816\ [kN]$ $N_{Ed,bequille,max} = 270\ [kN]$

Précontrainte de la poutre centrale

On considère que la précontrainte les armatures reprennent tout le moment de dimensionnement en négligeant la contribution du CFUP.

$$M_{Rd,travée} = A_{p,tot} \cdot f_{pd} \cdot z_p + A_s \cdot f_{sd} \cdot z_s \geq M_{Ed,travée}$$

$$A_{p,tot} \geq \frac{M_{Ed,travée} - A_s \cdot f_{sd} \cdot z_s}{f_{pd} \cdot z_p}$$

$$A_{p,tot} \geq \frac{8086 \cdot 10^6 - 471 \cdot 435 \cdot 1390}{1390 \cdot 1392} = 4030\ [mm^2]$$

Le nombre de torons :

$$n = \frac{A_{p,tot}}{A_p} = \frac{4030}{150} = 26.9$$

Le choix se porte donc sur deux câbles 14T15S disposés dans le sabot.

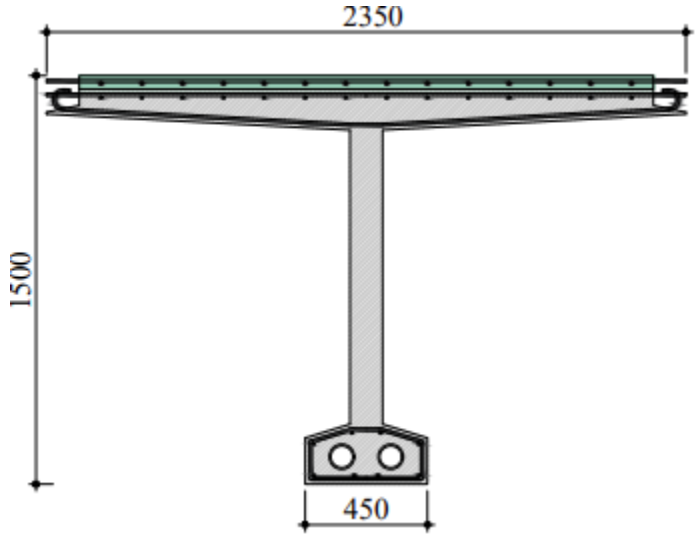


Figure 79 : Section poutre centrale

Précontrainte de la poutre de rive

$$M_{Rd,appui} = A_{p,tot} \cdot f_{pd} \cdot z_p + A_s \cdot f_{sd} \cdot z_s \geq M_{Ed,appui}$$

$$A_{p,tot} \geq \frac{M_{Ed,appui} - A_s \cdot f_{sd} \cdot z_s}{f_{pd} \cdot z_p}$$

$$A_{p,tot} \geq \frac{9185 \cdot 10^6 - 1048 \cdot 435 \cdot 1345}{1390 \cdot 1339} = 4603\ [mm^2]$$

Le nombre de torons :

$$n = \frac{A_{p,tot}}{A_p} = \frac{4603}{150} = 30.6$$

Le choix se porte donc sur six câbles 5T15S disposés dans l'aile de la poutre.

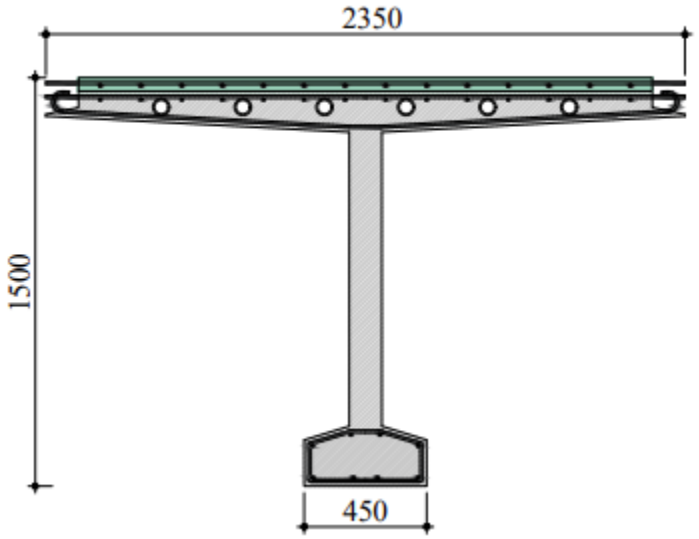


Figure 80 : Section poutre de rive

Résistance à l'effort tranchant de la poutre

La résistance à l'effort tranchant selon la SIA 2052 article 4.2.3.2.2 s'exprime :

$$V_{Rd} = V_{Rd,U} + V_{Rd,s} + \Delta V_{Rd,p}$$

Avec :

$$V_{Rd,U} = b_{w,t} \cdot z \cdot 0.93 \cdot f_{Utud} \cdot \cot\alpha \ \text{ et } \ b_{w,t} = b_w - \sum \emptyset_H$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot (\cot\alpha + \cot\beta) \sin\beta$$

$$\Delta V_{Rd,p} = P_\infty \cdot \sin\beta_p = 0 \ \ (précontrainte\ rectiligne)$$

Pour la résistance du béton, on prendra l'épaisseur de l'âme constante en négligeant la largeur du sabot, ce qui donne :

$$V_{Rd,U} = 120 \cdot 1292 \cdot 0.93 \cdot 4.11 \cdot \cot 25 = 1270\ [kN]$$

$$\frac{V_{Rd,U}}{V_{Ed,min}} = \frac{1270}{1492} = 0.85$$

L'âme a donc besoin d'une petite quantité d'armature afin de reprendre la totalité de l'effort tranchant.

$$A_{sw} \geq \frac{\left(V_{Ed,min} - V_{Rd,U}\right) \cdot s}{z \cdot f_{sd} \cdot (\cot\alpha + \cot\beta)\sin\beta} = \frac{(1492 - 1270) \cdot 150}{1292 \cdot 435 \cdot (\cot 25 + \cot 90)\sin 90} = 27.6\ [mm^2]$$

On choisit donc une barre de diamètre Ø8 à disposer au centre de l'âme pour une résistance à l'effort tranchant valant :

$$V_{Rd,s} = \frac{50}{150} \cdot 1292 \cdot 435 \cdot (\cot 25 + \cot 90)\sin 90 = 404\ [kN]$$

Ce qui donne une résistance à l'effort tranchant total valant :

$$V_{Rd} = V_{Rd,U} + V_{Rd,s} = 1270 + 404 = 1674\ [kN] \geq V_{Ed,max} = 1492\ [kN]$$

Résistance à l'effort tranchant des béquilles

Le même procédé qu'auparavant est appliqué pour calculer la résistance à l'effort tranchant des béquilles.

Avec :

$$V_{Rd,U} = b_{w,t} \cdot z \cdot 0.93 \cdot f_{Utud} \cdot \cot\alpha \ \text{ et } \ b_{w,t} = b_w - \sum Ø_H$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot (\cot\alpha + \cot\beta)\sin\beta$$

Pour la résistance du béton, on prendra une épaisseur de 400 [mm] :

$$V_{Rd,U} = 400 \cdot 1292 \cdot 0.93 \cdot 4.11 \cdot \cot 30 = 1270\ [kN]$$

$$\frac{V_{Rd,U}}{V_{Ed,min}} = \frac{1270}{1492} = 0.85$$

L'âme a donc besoin d'une petite quantité d'armature afin de reprendre la totalité de l'effort tranchant.

$$A_{sw} \geq \frac{\left(V_{Ed,min} - V_{Rd,U}\right) \cdot s}{z \cdot f_{sd} \cdot (\cot\alpha + \cot\beta)\sin\beta} = \frac{(1492 - 1270) \cdot 150}{1292 \cdot 435 \cdot (\cot 30 + \cot 90)\sin 90} = 27.6\ [mm^2]$$

On choisit donc une barre de diamètre Ø8 à disposer au centre de l'âme pour une résistance à l'effort tranchant valant :

$$V_{Rd,s} = \frac{50}{150} \cdot 1292 \cdot 435 \cdot (\cot 30 + \cot 90)\sin 90 = 404\ [kN]$$

Ce qui donne une résistance à l'effort tranchant total valant :

$$V_{Rd} = V_{Rd,U} + V_{Rd,s} = 1270 + 404 = 1674\ [kN] \geq V_{Ed,max} = 1492\ [kN]$$

ELS

Les flèches à mi- travée sont reportées dans le tableau suivant. w_0 correspond à la flèche à court terme, w_∞ correspond à la flèche à long terme et vaut :

$$w_\infty = w_0 \cdot (1 + \varphi)$$

w_{lim} correspond à la valeur limite fixée par la SIA 260:2013 tableau 7.

Cas	Quasi-permanent	Fréquent
$w_0\ [mm]$	76.3	88.8
$w_\infty\ [mm]$	99.2	115.4
$w_{lim}\ [mm]$	64.3	90
n	0.65	0.78

L'Els n'est pas vérifié en l'état. La solution la plus simple est de donner un contre-flèche à mi-travée pour satisfaire l'état limite de service.

$$w_\infty = w_1 \cdot (1 + \varphi) \qquad w_1 = w_0 - w_{cf}$$

Une contreflèche de 28 millimètres satisferait les deux critères.

Les valeurs limites du tableau 7 semble très sévère, notamment dans le cas quasi-permanent où un rapport $L/700$ est requis.

8 Comparaison de l'existant et de la conception

Cette partie sera présentée lors de la défense. Elle comprendra la comparaison vis-à-vis des quantités de matériaux, de précontraintes, d'utilisation de béton/CFUP ou encore du rapport des charges permanentes – charges utiles.