



Études de conception et dimensionnement d'un pont ferroviaire type RAPL : cas du Pont-Rail 9 situé au PK6+810 de la Ligne 1 du Metro d'Abidjan (République de Côte d'Ivoire)

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER

SPÉCIALITÉ : Génie Civil - Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le [27/01/2025] par :

Rodrigue MIKOUM NJALEU ESSOM (20220181)

Encadrant 2iE : Dr. Decroly DJOUBISSIÉ, Enseignant-Chercheur, Département Génie Civil,

Maître de stage : Ing. Sylvestre EHOUMAN K. (Ingénieur d'Études chez SETEC Afrique)

Structure d'accueil du stage : SETEC Afrique

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Aly Ngoné NGOM

Membres : Dr. Hassane SEINI MOUSSA

M. Fabrice Velegda Hugues SORE

Promotion 2024-2025

DÉDICACE

À

Ma mère chérie maman Prosper NJALEU

CITATION

*« Exige beaucoup de toi-même et attends peu des autres. Ainsi beaucoup
d'ennuis te seront Épargnés. »*

Confucius

REMERCIEMENTS

L'accomplissement de tout effort n'est jamais le fruit d'une seule personne. Il serait donc ingrat de ma part d'attribuer à ma seule personne le mérite de ce travail ardu, auquel de nombreuses personnes ont contribué.

Ainsi, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à :

- ✓ **Monsieur le Directeur Général de l'Institut 2iE et à l'ensemble de ses collaborateurs**, pour leur engagement dans la préservation de ce prestigieux Label du savoir qu'est l'Institut 2iE et pour la qualité de la formation mise à notre disposition ;
- ✓ **Docteur Decroly DJOUBISSIE DENOUE**, Enseignant-chercheur à l'Institut 2iE, pour l'attention et la rigueur apportées à la relecture et à l'encadrement de ce mémoire ;
- ✓ **Le Directeur Général de SETEC Afrique**, pour m'avoir donné l'opportunité d'effectuer mon stage au sein d'une entreprise d'envergure telle que SETEC Afrique ;
- ✓ **M. Carlos NOUMEDEM Directeur technique de SETEC Afrique**, pour sa rigueur, ses précieux conseils, son savoir qu'il partage avec générosité et pour l'admiration qu'il suscite en moi ;
- ✓ **M. EHOUMAN Kacou Sylvestre**, mon maître de stage, qui a été un guide tout au long de cette expérience et avec qui l'apprentissage a été constant ;
- ✓ **M. Stéphane AKA**, mon second maître de stage, pour sa disponibilité, sa pédagogie et son grand sens du partage ;
- ✓ **Toute la team des ingénieurs de Setec Afrique**, pour leur accueil chaleureux et pour m'avoir transmis les rudiments du travail en entreprise, me considérant comme l'un des leurs ;
- ✓ **Ma mère chérie maman Prosper**, qui, malgré les difficultés, se sacrifie sans relâche jusqu'à abnégation afin que je puisse bénéficier de l'éducation qu'elle-même n'a pas eue la chance de recevoir.

À toutes ces personnes, je témoigne ma profonde reconnaissance.

RÉSUMÉ

La ligne 1 du Métro d'Abidjan est l'un des projets d'infrastructures de transport initiés par l'État de Côte d'Ivoire afin de compléter les services existants, qui ne parviennent pas à satisfaire la demande croissante dans les différentes communes de la ville. Cette ligne comporte, sur son linéaire, quatre ponts-routes (PRO) et vingt ponts-rails (PRA), dont le PRA9, qui fait l'objet de ce mémoire. La particularité de cet ouvrage est qu'il franchit, au PK6+810 de la L1MA, l'avenue Christiani, une route empruntée par les convois exceptionnels en provenance du port autonome d'Abidjan. En raison de cette proximité avec le port, une hauteur libre minimale de 8,00 m sous l'ouvrage est requise, imposant ainsi une augmentation du gabarit routier au-delà du gabarit international de 6,20 m retenu initialement. Le nouvel ouvrage à concevoir à ce point de franchissement doit non seulement satisfaire au critère de gabarit énoncé ci-dessus, mais aussi respecter les exigences formulées par les parties prenantes au projet, notamment le maintien du tracé et des rayons de giration sur les voies franchies (bretelles NO et SO), le respect des conditions de visibilité vis-à-vis de l'ouvrage, ainsi que le maintien inchangé du profil en long de la voie ferroviaire. L'objectif est donc de concevoir un tablier d'épaisseur suffisante (pour une grande portée) qui respecte les contraintes ci-dessus et dont la stabilité et la résistance structurelle sont avérées. Pour ce faire, la méthodologie a consisté tout d'abord à proposer plusieurs variantes de tabliers et à en retenir une par une analyse multicritère ; puis à concevoir et dimensionner cette variante ; et enfin à justifier les éléments structurels de cette variante. Les variantes proposées satisfaisantes sont des ponts à poutres latérales à tablier inférieur, dont le pont de type WARREN, le type Bow-string et le type RAPL à âme pleine. Ce dernier étant celui retenu à l'issue de l'analyse multicritère, dimensionné et justifié structurellement. Le pont de type RAPL retenu présente une hauteur de poutres de 3,20 m, une section en I avec raidisseurs et un hourdis en poutrelles enrobées HEB600 de qualité S355 N.

Mots clés :

- 1- Gabarit
- 2- Pont-rail
- 3- Poutrelles enrobées
- 4- Poutres latérales
- 5- Tablier

ABSTRACT

The Line 1 of the Abidjan Metro is one of the transport infrastructure projects initiated by the State of Côte d'Ivoire to complement the existing services, which are unable to meet the growing demand in the city's various municipalities. This line includes, along its route, four road bridges (PRO) and twenty railway bridges (PRA), among which PRA9 is the subject of this study. The particularity of this structure is that it crosses Avenue Christiani at Km 6+810 of L1MA, a road used by exceptional convoys coming from the Autonomous Port of Abidjan. Due to this proximity to the port, a minimum clearance height of 8,00 meters is required under the structure, thereby necessitating an increase in the road clearance beyond the initially adopted international standard of 6,20 meters. The new structure to be designed at this crossing point must not only comply with the clearance requirement stated above but also meet the requirements set forth by the project stakeholders. These include maintaining the alignment and turning radii of the crossed roads (ramps NO and SO), ensuring adequate visibility conditions in relation to the structure, and keeping the railway track profile unchanged. The objective is therefore to design a deck of sufficient thickness (for a large span) that meets the above constraints while ensuring structural stability and resistance. To achieve this, the methodology first involved proposing several deck variants and selecting one based on a multi-criteria analysis; then, designing and sizing this variant; and finally, justifying its structural elements. The proposed satisfactory variants are lateral beam bridges with a lower deck, including the WARREN-type bridge, the Bow-string type, and the RAPL type with a solid web. The latter was selected following the multi-criteria analysis, then designed and structurally justified. The selected RAPL-type bridge features a beam height of 3,20 meters, an I-section with stiffeners, and a slab made of encased HEB600 beams of S355 N quality.

Keywords :

-
- 1- Clearance
 - 2- Rail bridge
 - 3- Encased beams
 - 4- Lateral beams
 - 5- Deck

SOMMAIRE

DÉDICACE	i
CITATION	ii
REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT	v
SOMMAIRE	vi
LISTE DES ABRÉVIATIONS	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	x
LISTE DES FIGURES	xi
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
CHAPITRE I: Présentation de la structure d'accueil et du projet	2
I.1. Présentation de la structure d'accueil	2
I.1.1. Profil de l'entreprise	2
I.1.2. Prestations	2
I.1.1. Références	3
I.1.2. Organigramme	5
I.2. Présentation du projet	6
I.2.1. Localisation de la zone du projet.....	6
I.2.2. Climat.....	7
I.2.3. Relief et végétation	7
I.2.4. Contexte du projet.....	8
I.2.5. Problématique.....	9
I.2.6. Objectif général	9
I.2.7. Objectifs spécifiques.....	9
CHAPITRE II: Conceptions et choix du type d'ouvrage	10

II.1. Généralités	10
II.1.1. Pont et éléments constitutifs	10
II.1.2. Les principaux types de ponts courants	10
II.2. Propositions de variantes et analyse multicritère	13
II.2.1. Présentation de la brèche et les contraintes associées	15
II.2.2. Proposition de variantes.....	16
II.3. Choix d'une variante	19
II.3.1. Analyse multicritère et choix de la variante.....	19
II.3.2. Section transversale de l'ouvrage retenu	21
Conclusion partielle.....	22
CHAPITRE III: Étude technique du tablier.....	23
III.1. Hypothèses de calcul.....	23
III.1.1. Corpus Normatif et Réglementaire	23
III.1.2. Logiciels utilisés	23
III.1.3. Matériaux.....	23
III.2. Actions.....	25
III.2.1. Retrait du béton.....	25
III.2.2. Fluage	27
III.2.3. Actions permanentes	28
III.2.4. Actions variables	29
III.3. Combinaisons	41
III.4. Calcul des sollicitations internes	41
III.5. Justifications des sections aux ELU.....	46
III.5.1. Dalle mixte sous moment positif	46
III.5.2. Justification de la section des poutres latérales sur appui (P1).....	47
III.5.3. Justification de la section des poutres latérales en travée (x=64m)	50
III.5.4. Justification de la rigidité des montants verticaux des poutres PRS.....	51

III.5.5. Déversement des membrures comprimées	53
III.6. Justifications des sections aux ELS	54
III.6.1. Justification de la dalle mixte	54
III.6.2. Justification des poutres latérales.....	55
III.7. Armatures	56
III.7.1. Armatures minimales.....	56
III.7.2. Calcul des armatures aux États limites.....	57
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	58
BIBLIOGRAPHIE	59
ANNEXES	60

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AGEROUTE : Agence de Gestion des Routes

ANP : Axe Neutre Plastique

CEREMA : Centre d'Études et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement

CHAMOA : CHaîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d'Art

ELS : État Limite de Service ;

ELU : État Limite Ultime ;

L1MA : Ligne 1 du Métro d'Abidjan ;

P.R.S : Profilés Reconstitués Soudés

PK : Point Kilométrique

Pont RA.P.L. : Pont-Rail à Poutres Latérales ;

PRA 9 : Pont-Rail 9 ;

SETRA : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

STAR : Société de Transport Abidjanais sur Rail

TPC : Terre-Plein Central

TPE : Tablier en poutrelles Enrobées

UIC : Union Internationale des Chemins de fer

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1. Domaines d'emploi des ponts courants.....	14
Tableau II-2. Épaisseurs des tabliers courants pour une de portée 40m.....	16
Tableau II-3. Domaine d'emploi des ouvrages non-courants métalliques.....	17
Tableau II-4. Comparaison Variante 1, 2 et 3.....	20
Tableau III-1. Calcul des enrobages des éléments d'ouvrage	24
Tableau III-2. Enrobages des différents éléments de l'ouvrage	25
Tableau III-3. Calcul du retrait à temps infini t^∞	26
Tableau III-4. Déformations de fluage à un temps $t \gg$	27
Tableau III-5. Charges des équipements de voies ferrées.....	28
Tableau III-6. Poids unitaire des éléments du tablier	28
Tableau III-7. Récapitulatif des charges permanentes globales du tablier	29
Tableau III-8. Longueur déterminante L_ϕ [5].....	32
Tableau III-9. Calcul des coefficients dynamiques	32
Tableau III-10. Pression du vent	39
Tableau III-11. Caractéristiques mécaniques de la section mixte résistante.....	43
Tableau III-12. Valeurs des sollicitations.....	45

LISTE DES FIGURES

Figure I-1. Domaines de prestation de SETEC Afrique	2
Figure I-2. Référence projet L1MA	3
Figure I-3. Référence projet du 4ème pont d'Abidjan	4
Figure I-4. Organigramme de la structure interne de SETEC Afrique.....	5
Figure I-5. Plan de géolocalisation du projet.....	6
Figure I-6. Graphique climatique Abidjan (1999 - 2019).....	7
Figure II-1. Composantes d'un pont	10
Figure II-2. Pont PI-PO.....	11
Figure II-3. Coupes types d'un pont dalle.....	11
Figure II-4. Coupe type d'un pont ferroviaire PRAD	12
Figure II-5. Coupe type d'un pont ferroviaire à tablier à poutrelles enrobées.....	12
Figure II-6. Coupe type d'un pont Bipoutres mixtes.....	12
Figure II-7. Coupe type d'un pont ferroviaire à tablier mixte acier-béton	12
Figure II-8. Vue en plan de la brèche	15
Figure II-9. Profil en long draft de la brèche (gabarit et épaisseur max du tablier).....	15
Figure II-10. Pont WARREN sans montants	17
Figure II-11. RAPL.....	18
Figure II-12. Ponts en treillis Bow-string.....	18
Figure II-13. Espacements limites des poutrelles.....	21
Figure II-14. Section transversale du tablier (en m).....	21
Figure II-15. Répartition longitudinale des poutrelles (en cm).....	21
Figure III-1. Qualité des aciers de charpente en fonction des épaisseurs de tôles	23
Figure III-2. Système de chargement LM71 [5]	30
Figure III-3. Convoi train travaux	30
Figure III-4. Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L(m) [5].....	31
Figure III-5. Principe de diffusion des charges des essieux [5]	33
Figure III-6. Bandes de diffusion des charges au plan médian de la dalle mixte.....	34
Figure III-7. Valeurs caractéristiques d'actions q_{1k} sur surfaces verticales parallèles à la voie	35
Figure III-8. Déraillement en situation de projet I [5].....	36
Figure III-9. Lignes d'influences - position critique du véhicule en situation déraillement.....	37

Figure III-10. Cartes des vitesses de vent $V_{b,0}$ [m/s]	38
Figure III-11. Section mixte-Notations.....	42
Figure III-12. Modèle numérique du tablier	44
Figure III-13. Modèle Poutre HEB600 sous poids propres +béton frais.....	45
Figure III-14. Section efface des raidisseurs intermédiaires et d'extrémités.....	51

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le but de faciliter les déplacements des populations dans les différentes communes de la ville d'Abidjan et de venir en appui au transport du réseau routier de plus en plus sollicité et déficitaire, le gouvernement de la république de Côte d'Ivoire a entrepris les démarches afin de se doter d'une ligne Métro capacitaire pour desservir les différentes communes de la ville d'Abidjan dont Anyama, Abobo, Adjamé, Plateau, Treichville, Marcory et Port-Bouët (aéroport). Cette ligne dite L1MA d'un linéaire de 37,4 Km, comporte quatre ponts-routes et vingt ponts-rails parmi lesquels un viaduc et le PRA9 franchissant l'Avenue Christiani située au PK6+810.

Ce point de franchissement du PRA9 est en interface avec les besoins de fonctionnement du port autonome d'Abidjan, de l'AGEROUTE et STAR notamment le respect d'un gabarit de 08,00m sous l'ouvrage, le respect des conditions de visibilité sous l'ouvrage ; impossibilité de modification de la bretelle NO, profil en long voie ferroviaire inchangeable... Dans ce contexte, une question centrale se pose : comment concevoir un ouvrage ferroviaire respectant les contraintes de gabarit tout en prenant en compte celles formulé par les parties prenantes ? L'objectif principal de cette étude est d'apporter une solution technique viable pour le franchissement de l'avenue Christiani par le PRA9.

Pour répondre à cette problématique, une approche méthodologique en plusieurs étapes a été adoptée : analyse des contraintes techniques et réglementaires, proposition de variantes structurelles, dimensionnement de la solution retenue et validation des performances structurelles.

Ce mémoire est structuré en trois parties principales. La première partie présente la structure d'accueil, le projet, son contexte et ses enjeux. La deuxième partie détaille la conception et le principe de choix de l'ouvrage à dimensionner. Enfin, la troisième partie expose la démarche de calcul et la justification des éléments structurels de la solution de tablier retenu.

CHAPITRE I: Présentation de la structure d'accueil et du projet

I.1. Présentation de la structure d'accueil

I.1.1. Profil de l'entreprise

SETEC Afrique est une société de droit Ivoirien, membre du groupe SETEC, créée en 2014 et dont le siège social est basé à Abidjan.

SETEC Afrique dispose d'équipes pluridisciplinaires, composées d'ingénieurs et techniciens supérieurs.

Les équipes de SETEC Afrique comptent plus de 60 employés, dont plus de 30 ingénieurs. Son chiffre d'affaires réalisé en 2023 est de 2,4 milliards de francs CFA.

I.1.2. Prestations

SETEC Afrique met à la disposition de ses clients une ingénierie de pointe pour la conception et la gestion de projets. Avec une expertise particulière dans le domaine des infrastructures, SETEC Afrique réalise des études de planification et d'exploitation des transports, ainsi que du développement de lignes ferroviaires, métros, tramways, bus en site propre, couvrant à la fois les aspects systèmes et génie civil.



Figure I-1. Domaines de prestation de SETEC Afrique

Elle développe également des systèmes de transports intelligents ainsi que des projets routiers pour les zones urbaines et interurbaines. Son expertise s'étend aussi à la gestion de projets fluviaux, portuaires et aéroportuaires.

SETEC Afrique dispose actuellement d'un département technique composé de 20 ingénieurs, capable de mener des études pour les ouvrages d'art, les bâtiments, l'assainissement et les infrastructures routières.

I.1.1. Références

Les projets en cours de réalisation ou réalisés par SETEC Afrique (liste non exhaustive) sont les suivants :

- ❖ **AMO technique de la ligne 1 du métro d'Abidjan (projet en concession) ;
client : État de Côte d'Ivoire, sur un financement français**



Caractéristiques Techniques

- 37,5 km de double voie ferrée ;
- 20 stations assurant la connectivité avec les autres modes de transport pour 7 communes desservies ;
- 1 dépôt et un ouvrage majeur constitué d'un dédoublement du pont routier Félix Houphouët Boigny par un pont ferroviaire dédié au métro 21
- Un ensemble d'ouvrage d'art et de passerelle ;
- 540 000 passager/jour

Montant des travaux

920 Mds de FCFA

Montant Setec

7 Mds de FCFA

Pays

COTE D'IVOIRE

Figure I-2. Référence projet LIMA

- ❖ **Supervision des travaux de construction du 4ème pont sur la lagune entre les communes de Yopougon et du Plateau (financement BAD) ; Client Ageroute, cellule PTUA ;**



Caractéristiques Techniques

- 01 viaduc de 795 m sur la lagune / 03 échangeurs / autoroute urbaine de 2x3 voie de 4,024 km / 2x2 voies de 1 km

Montant des travaux

142 Mds de FCFA

Montant Setec

4 Mds de FCFA

Pays

COTE D'IVOIRE

Figure I-3. Référence projet du 4ème pont d'Abidjan

I.1.2. Organigramme

La structure interne actuelle de SETEC Afrique est organisée de la manière suivante :

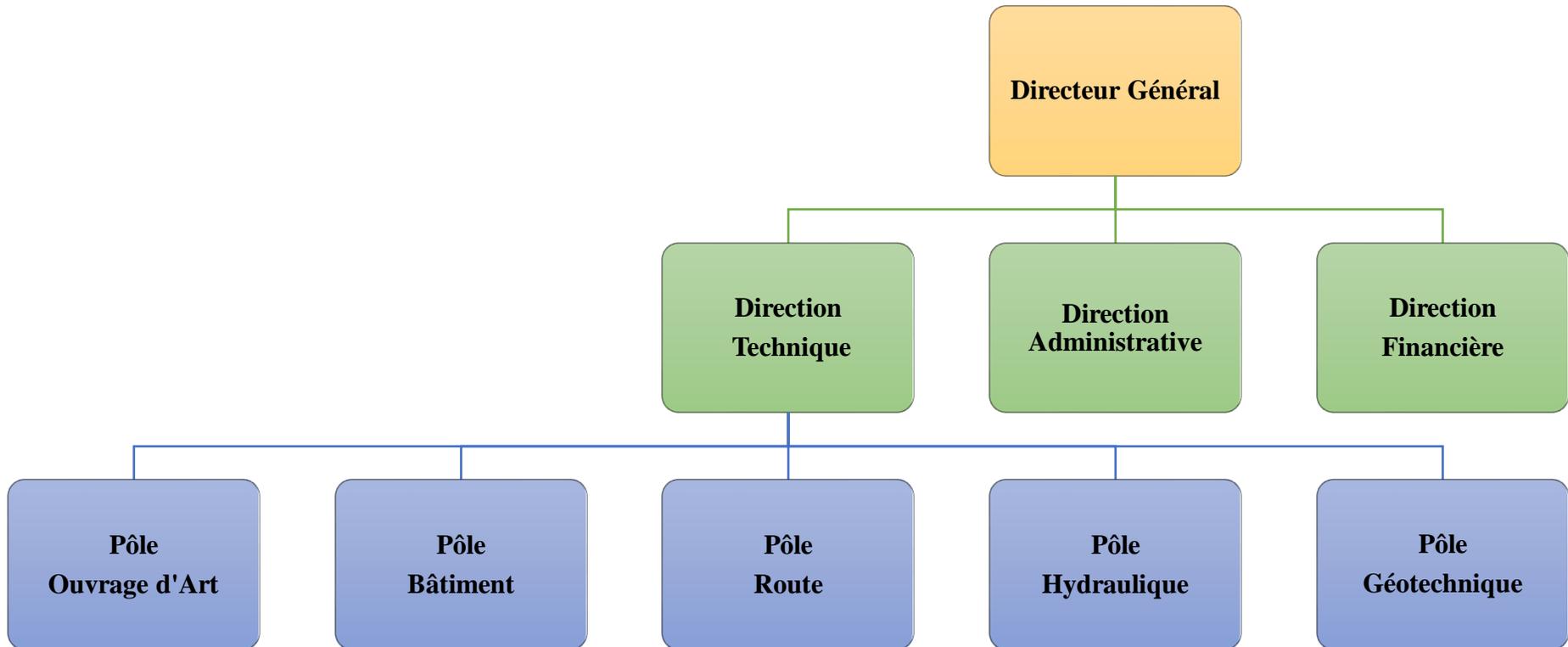


Figure I-4. Organigramme de la structure interne de SETEC Afrique

I.2. Présentation du projet

I.2.1. Localisation de la zone du projet

L'ouvrage ferroviaire objet de notre étude est situé au PK 6+810 de la L1MA, au quartier Marcory de la commune de Treichville entre 5°18'29" latitude N et 4°1'9" longitude O. La Figure I-5 ci-dessous, faite au logiciel Qgis permet de situer l'ouvrage dans son environnement.

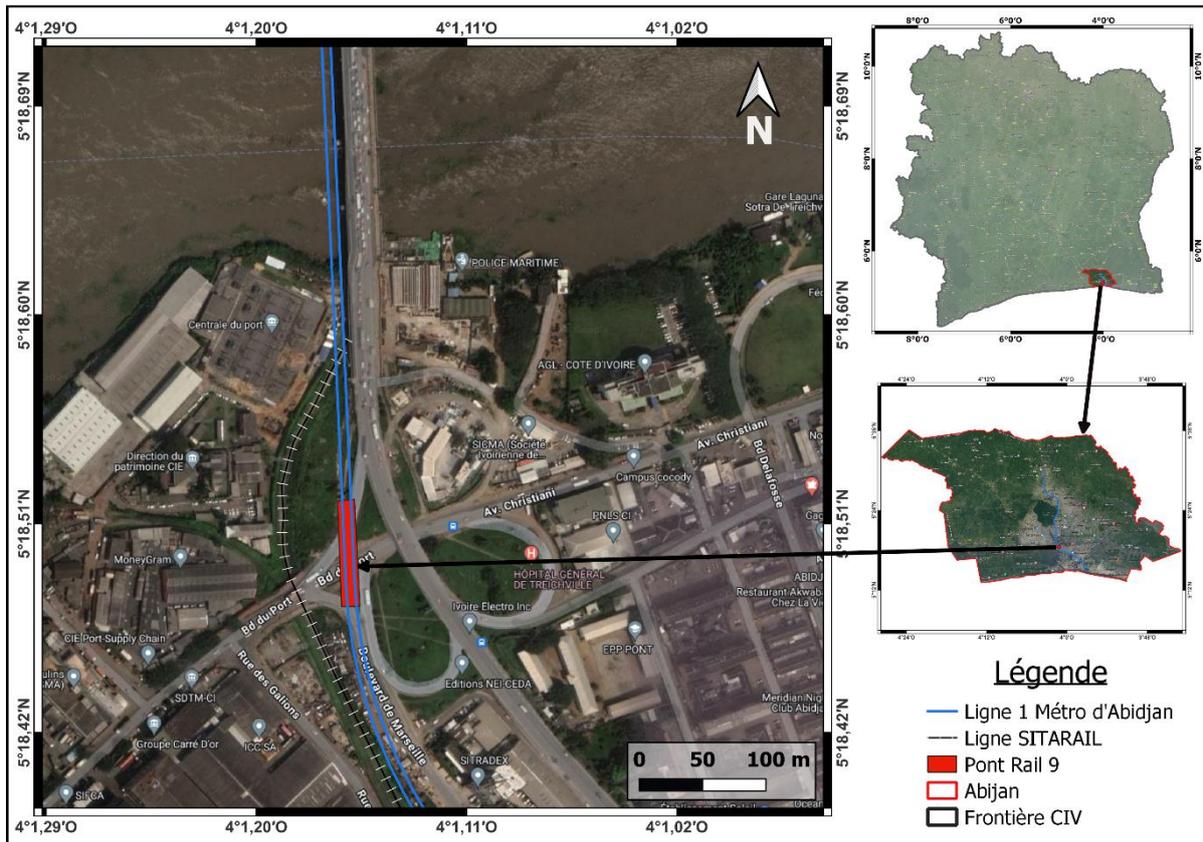


Figure I-5. Plan de géolocalisation du projet

I.2.2. Climat

Le climat d'Abidjan est de type tropical. La majeure partie de l'année, Abidjan connaît des précipitations significatives. Cependant, une courte période se caractérise par des précipitations rares. Selon la classification climatique de Köppen-Geiger, ce climat est classé comme Am. La température moyenne annuelle à Abidjan est de 25,9°C (78,7°F) et les précipitations annuelles sont d'environ 1441mm. Le graphe ci-dessous issu de climate-data.org donne les valeurs moyennes mensuelles des température et précipitations de la ville d'Abidjan de 1999 à 2019.

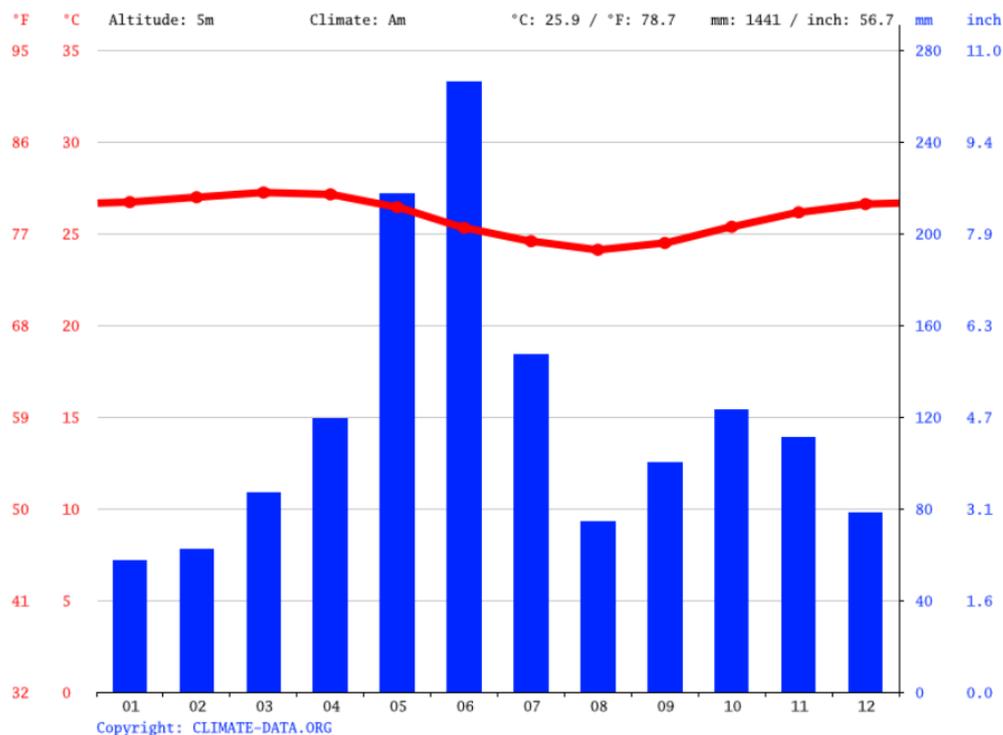


Figure I-6. Graphique climatique Abidjan (1999 - 2019)

I.2.3. Relief et végétation

La ville d'Abidjan est située au Sud de la Côte d'Ivoire. Elle présente un relief varié constitué de plaines côtières modérément ondulées, de lagunes et de collines rencontrées dans quelques quartiers à l'instar de Cocody et Plateau.

La végétation environnante est composée principalement de mangroves qui parsèment les rives lagunaires. On y trouve également des forêts tropicales à couverture végétale réduite contenant une multitude d'espèces végétales.

I.2.4. Contexte du projet

La ligne 1 du métro d'Abidjan (L1MA) est l'un des projets ambitieux initié par l'État de Côte d'Ivoire, visant à améliorer la mobilité urbaine dans sa capital économique, Abidjan. Ce projet vise à relier au Sud, l'aéroport international Félix Houphouët-Boigny à la commune de Anyama au Nord, sur un linéaire de 37,4 km comportant 20 stations, 42 passerelles, 04 ponts-routes et 20 ponts-rails parmi lesquels le pont rail 9 qui requiert une attention particulière.

En effet l'ouvrage PRA9 initialement projeté pour franchissement du PK6+810 disposait d'un gabarit de 6,20m. Toutefois, sa conception n'a pas tenu compte de la circulation potentielle d'engins exceptionnels susceptibles de provenir du port autonome d'Abidjan.

La nouvelle conception de cet ouvrage revêt plusieurs contraintes, formulées par les parties prenantes au projet dont :

- ❖ Contraintes port autonome d'Abidjan :
 - Respect d'un gabarit de 8,00m sous l'ouvrage ;

- ❖ Contraintes AGEROUTE (Agence de Gestion des routes) :
 - Respect des conditions de visibilité sous l'ouvrage ;
 - Impossibilité de modification de la bretelle NO franchie par l'ouvrage.

- ❖ Contraintes UGP (Unité de Gestion de Projet) :
 - Impossibilité de modification de la ligne rouge de la voie ferrée ;
 - Maîtrise du coût ;
 - Maîtrise du délai.

- ❖ Contraintes STAR (Société de Transport Abidjanais sur Rail) :
 - Prévision d'une plateforme de 110m pour le lancement des poutres du viaduc entre la 2^{ème} culée du PRA 9 et la culée C0 du Viaduc (contrainte d'espace).

I.2.5. Problématique

L'augmentation du gabarit à 8,00 m à ce point de franchissement, combinée aux contraintes sur la pente du profil en long de la voie ferrée, réduit considérablement la marge de manœuvre pour l'épaisseur du tablier. Il est donc essentiel de concevoir un ouvrage garantissant une hauteur libre d'au moins 8,00 m, tout en respectant les exigences de toutes les parties prenantes.

I.2.6. Objectif général

L'objectif général à cette étude est de concevoir un ouvrage viable au PK6+810 pour le franchissement de l'Avenue Christiani et le justifier structurellement.

I.2.7. Objectifs spécifiques

L'objectif général ci-dessus se décline en plusieurs objectifs spécifiques, qui visent à préciser les différentes étapes nécessaires à sa réalisation. Il s'agit notamment de :

- Faire des propositions de plusieurs variantes de tablier ;
- Faire une analyse multicritère de ces variantes et en retenir la plus avantageuse ;
- Dimensionner et justifier structurellement la variante retenue ;

CHAPITRE II: Conceptions et choix du type d'ouvrage

II.1. Généralités

Un pont est un ouvrage d'art de grande importance, nécessaire pour établir le contact entre des localités ou pour assurer la continuité d'une voie de communication (route, voie ferreux, canal etc....). Il est destiné à franchir des obstacles naturels (ravin, thalwegs, fleuves, etc.) ou artificiels (voies de circulations, autres ponts, etc.). On distingue en fonction du type de trafic à accueillir les ponts routiers, ferroviaires et passerelles piétonnes. Leur conception est influencée par plusieurs facteurs dont le relief, la nature et la longueur de la brèche à franchir, du climat environnement, de l'aspect architectural, coût, etc.

II.1.1. Pont et éléments constitutifs

Un pont comporte en général les catégories d'éléments suivants :

- Les fondations ;
- Les appuis (culées, piles) ;
- Le tablier ;
- Les équipements ou superstructures ;
- Les appareils d'appuis.

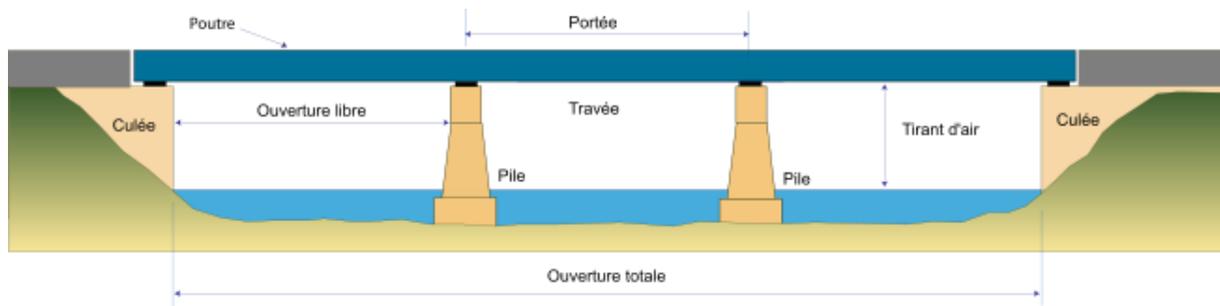


Figure II-1. Composantes d'un pont

Source : [Wikipédia](https://fr.wikipedia.org/wiki/Pont)

II.1.2. Les principaux types de ponts courants

Les ponts courants font références aux ouvrages d'art les plus rencontrés et les plus répandus ; ils représentent environ 75% patrimoine d'ouvrages d'art d'un Etat.

Les ponts courants en béton peuvent être classés en trois principales familles (Les ponts types SETRA) : les ponts cadre et portiques, les ponts dalles et les ponts à poutres.

II.1.2.1. Ponts cadres et portiques

Ce sont des ponts à passage inférieur, ils peuvent être préfabriqués ou coulés en place sur citres ; cette dernière étant la plus répandue. On distingue les PI-PO (Passage Inférieur à Portique Ouvert), PI-CF (Passage Inférieur à Cadre Fermé), POD (Portique Ouvert Double), et éventuellement les voûtes en béton armé ; ils sont adaptés et recommandés pour le franchissement des petites brèches d'ouverture comprise entre 5 à 20 mètres.



Figure II-2. Pont PI-PO

Source : [Matière TP](#)

II.1.2.2. Ponts dalles

Ils sont réalisés en béton armé (nervurés ou non) ou en béton précontraint, préfabriqués ou coulés en place sur cintres ; leur section transversale peut être rectangulaire, trapézoïdale ou en encorbellement avec élégissements ou non.

En fonction de la voie portée ou franchie, ils peuvent être en passage supérieur ou inférieur, sur appuis simples ou continus.

Ils sont couramment rencontrés en zone urbaine en raison de leur caractère esthétique.

On distingue les PSI-DA, PSI-DP, PSI-DN, etc.

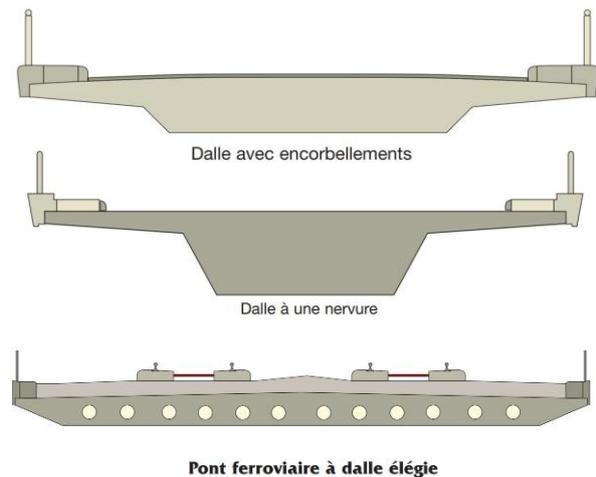


Figure II-3. Coupes types d'un pont dalle

Source : [CIMBÉTON, les ponts courants en béton, Tome 1](#)

❖ **Pont à poutres en béton : PSI-BA, VI-PP, PRAD**

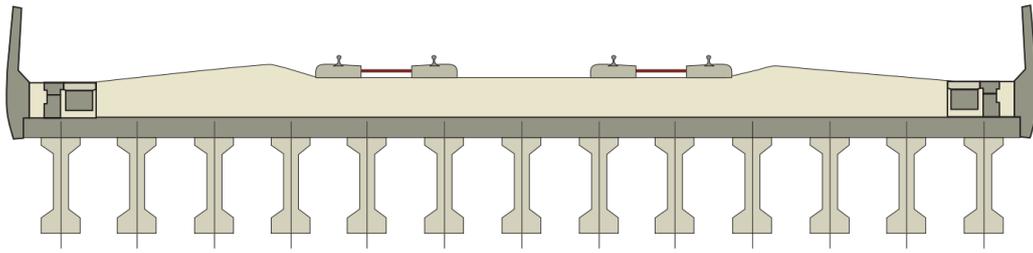


Figure II-4. Coupe type d'un pont ferroviaire PRAD

❖ **Pont à tablier à poutrelles enrobées**

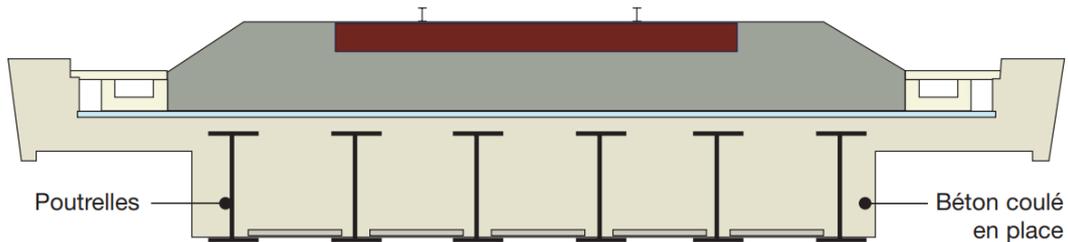


Figure II-5. Coupe type d'un pont ferroviaire à tablier à poutrelles enrobées

❖ **Pont Bipoutres mixtes**

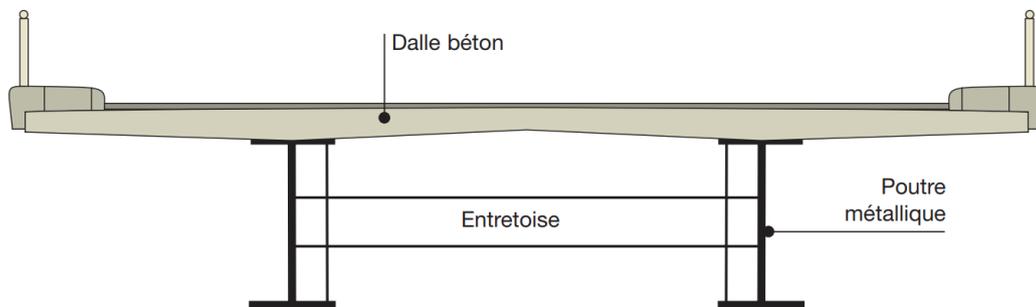


Figure II-6. Coupe type d'un pont Bipoutres mixtes

❖ **Pont à tablier mixte acier-béton**

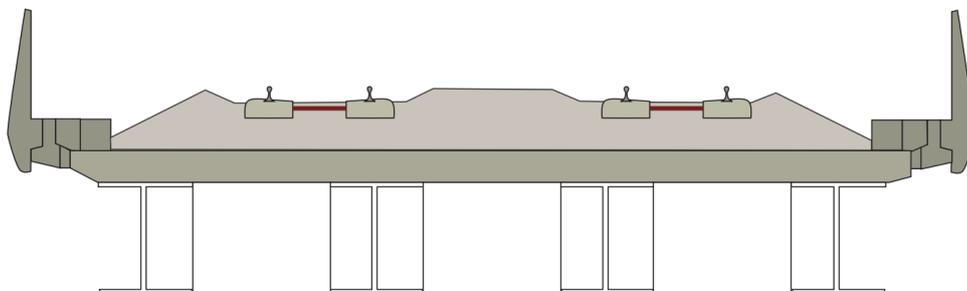


Figure II-7. Coupe type d'un pont ferroviaire à tablier mixte acier-béton

Source : [CIMBÉTON, les ponts courants en béton, Tome 1](#)

II.1.2.3. Ponts à poutres

Ce sont les ponts les plus répandus, le tablier est constitué de poutres disposées longitudinalement (ou transversalement) reliés entre-elles par des entretoises (poutres secondaires) généralement situées aux appuis.

On distingue les ponts à poutres à béton armé, en béton précontraint, à poutrelles enrobées, bipoutres mixtes, les ponts à poutres latérales etc.

En fonction du matériau utilisé, la section de la poutre peut être en I, en T, caissons métalliques, etc.

II.2. Propositions de variantes et analyse multicritère

Il s'agit ici de trouver les dispositions idéales des appuis en fonction du type de tablier afin de concevoir le profil longitudinal de l'ouvrage. Le Tableau II-1 ci-dessous issu du Guide du projecteur Ouvrages d'Art du SETRA [1], donne les gammes de portées économiques des tabliers et permet de pré-dimensionner leurs épaisseurs.

Tableau II-1. Domaines d'emploi des ponts courants

balancement = longueur de la travée de rive / longueur de la travée adjacente
élancement = épaisseur du tablier / longueur de la travée

Type d'ouvrage	gamme de portée	élancement		observations	balancement optimal
		sur pile	à la clé		
ouvrages mixtes courants (acier/béton)					
Poutrelles métal enrobées de BA (élancement métal seul)	10 à 25 m	1/33	Idem	travées indépendantes	1.0
	10 à 30 m	1/38	Idem	travées continues	0.7 à 0.8
P.S.I.P.A.P. Poutrelles ajourées précontraintes transversalement (élancement métal seul)	< 28 m	1/38	Idem	travées indépendantes	1.0
	< 36 m	1/38	Idem	travées continues	0.7 à 0.8
ouvrages types en béton construits sur cintres au sol					
P.I.C.F. - P.I.P.O. P.O.D. (Ponts cadres et portiques en BA)	< 10-12 m	1/25	Idem		/
	8-10 à 20-22 m	1/25	Idem		/
P.S.I.B.A. (Poutres en BA)	< 25-30 m	1/15	Idem	travée isostatique	1.0
	< 20-25 m	1/20	Idem	travées continues	0.8
P.S.I.D.A. (Dalles en BA)	6-8 à 18-20 m	1/20	Idem	travée isostatique	1.0
		1/26	Idem	deux travées	1.0
		1/28	Idem	trois travées ou plus	0.8
P.S.I.D.P. (dalle pleine en BP)	18 à 25-30 m	1/25	Idem	travée isostatique	1.0
		1/28	Idem	deux travées	1.0
		1/33	Idem	trois travées ou plus	0.65 à 0.7
P.S.I.D.P. (Dalles en BP à larges encorbellements)	20 à 30-35 m	1/22	Idem	travée isostatique	1.0
		1/25	Idem	deux travées	1.0
		1/28	Idem	trois travées ou plus	0.65 à 0.7
P.S.I.D.E. (Dalles élégies en BP)	25 à 35-40 m	1/22	Idem	travée isostatique	1.0
		1/25	Idem	deux travées	1.0
		1/30	Idem	trois travées ou plus	0.65 à 0.7
P.S.B.Q. (Ponts à béquilles en BP)	20 à 40 m	1/25	1/35	trois travées portée en tête de béquilles	0.6
ouvrages types à poutres préfabriquées					
P.R.A.D. Poutres préfabriquées à fils ou torons adhérents	10-15 à 25-30 m	1/20	Idem	travée isostatique - pré tension	portées égales
V.I.P.P. Poutres préfabriquées à câbles de précontrainte	30 à 50 m	1/17	Idem	travée isostatique - post tension	portées égales
ponts courants en béton construits sur cintres					
Dalles BP nervurées Nervures larges	25 à 30 m	1/30	Idem	épaisseur constante	0.65 à 0.7
	30 à 45 m	1/24	1/42	épaisseur variable	0.65 à 0.7
Dalles BP nervurées Nervures étroites	25 à 30 m	1/20	Idem	épaisseur constante	0.65 à 0.7
	30 à 45 m	1/18	1/35	épaisseur variable	0.65 à 0.7

II.2.1. Présentation de la brèche et les contraintes associées

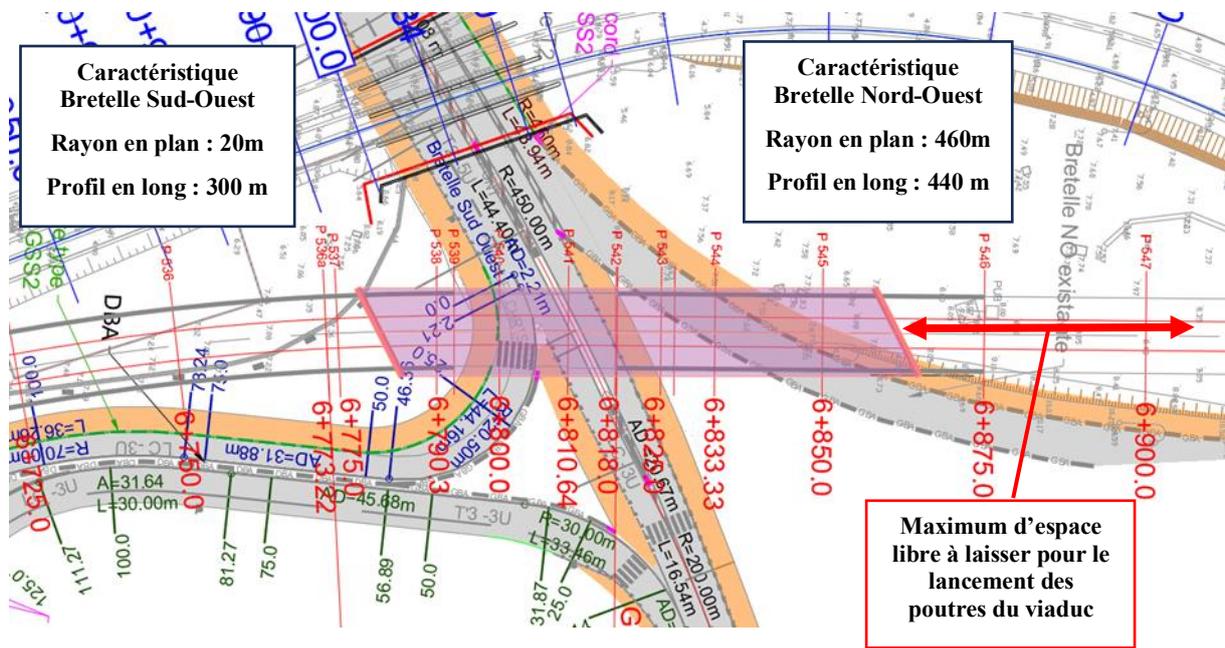


Figure II-8. Vue en plan de la brèche

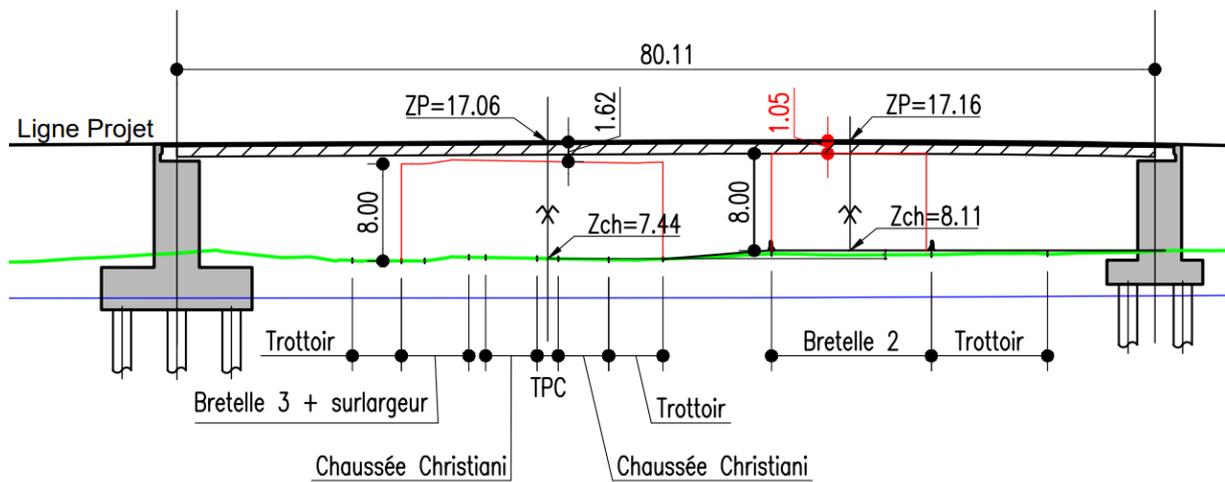


Figure II-9. Profil en long draft de la brèche (gabarit et épaisseur max du tablier)

Les Figure II-8 et Figure II-9 ci-dessus illustre l'état des lieux du site avec l'emplacement possible de l'ouvrage au regard des contraintes liées aux exigences des parties prenantes.

En faisant une différence entre les cotes projet, le TN du profil en long de la voie ferroviaire, et en soustrayant le gabarit de 8,00 m à la verticale sur la bretelle Nord-Ouest, nous obtenons une épaisseur maximale à allouer au tablier de 1,05 m. Le respect de cette épaisseur dépend de plusieurs facteurs, notamment la portée, le type de tablier retenu et le type de liaison d'appui.

II.2.2. Proposition de variantes

II.2.2.1. Analyse globale des tabliers possibles

La vue en plan de la brèche ci-dessus d'ouverture maximale 100m révèle que la longueur moyenne de l'ouvrage se situe entre 80 et 100 m. Sous cette configuration, seule la zone libre entre la voie principale et la bretelle NO offre une possibilité d'implantation d'un appui intermédiaire (TPC trop étroit), qui se situerait à une distance de 40 m environ de l'appui de rive droite (appui dont la position est limitée par l'espace à prévoir pour le lancement des poutres du viaduc).

Nous positionnons l'appui de rive gauche C0 à une distance de 40 m de l'appui intermédiaire, garantissant ainsi des portées identiques. Cette approche permet de concevoir un tablier composé de deux travées de 40 m chacune, offrant une distribution équilibrée des charges.

Tableau II-2. Épaisseurs des tabliers courants pour une de portée 40m

Type d'ouvrage	Gamme de portée	élanement à la clé	Observations	Epaisseur tablier	Conclusion
P.S.I.D.E	25 à 35-40 m	1/25	2 travées	1,60	Pas OK
P.R.A.D	0-15 à 25-30 m	1/20	iso pré-tent°	2,00	Pas OK
V.I.P.P	30 à 50 m	1/17	iso post-Tens°	2,35	Pas OK
Dalles BP nervurées Nervure larges	30 à 45 m	1/30	ép constante	1,33	Pas OK
Dalles BP nervurées Nervure étroites	30 à 45 m	1/35	ép variable	1,14	Pas OK
<i>La portée de référence est de 40m et l'épaisseur maximale du tablier de 1m</i>					

Après calcul des épaisseurs de tablier des types d'ouvrage courants ci-dessus, continu sur appui et de portée admissible de 40m, les valeurs des épaisseurs obtenues sont supérieures à 1m, ne satisfaisant pas aux exigences de gabarit de 8m.

Nous proposons de nous pencher vers les ponts à tablier inférieur à poutres latérales (à âme pleine ou treillis), qui s'avèrent une solution pour des problèmes liés au gabarit et nous proposons d'en étudier quelques variantes.

II.2.2.2. Variante 1 : une travée de 80m en poutre treillis type WARREN

Pour une portée de 80m, on entre dans la gamme de pont non courants dont faire partir le pont WARREN. L'image de la Figure II-10 ci-dessous présente un Pont WARREN conçu sans montants.



Figure II-10. Pont WARREN sans montants

Source: [Bridges With rolled sections, ArcelorMitta](#)

Le Tableau II-3 ci-dessous, complémentaire au Tableau II-1, donne le domaine d'emploi des ouvrages non-courants (métalliques).

Tableau II-3. Domaine d'emploi des ouvrages non-courants métalliques

Dalles orthotropes	80 à 160 m	1/25 à 1/45	Idem	travées indépendantes	1.0
	110 à 200 m	1/25 à 1/45	Idem	travées continues épaisseur constante	0.7 à 0.8
Pont WARREN	30 à 90 (120) m	1/25 à 1/30	1/35 à 1/60	travées continues épaisseur variable	0.7 à 0.8
		1/11 1/15	Idem Idem	avec montants sans montant	1.0

Pour cette portée, la hauteur de poutre est de 7,30m avec montant et 5,35m sans montants.

Le corps du tablier sera fait en poutrelles enrobées s'appuyant sur les ailes inférieures des poutres latérales (distances de 12 m). La portée étant comprise entre 10 et 25m (voir Tableau II-1), obtient une hauteur minimale de métal de $12/33 = 0,37$ m dont on extrapole à 60cm en considération du trafic ferroviaire. L'épaisseur minimale du béton d'enrobement des semelles supérieures aux abouts des poutrelles est prise égale à 12cm suivant les recommandations de UIC773 §1.3.2 [2] et du guide SETRA [1]; elle est limitée à 15cm à l'axe des poutrelles, à laquelle on rajoute 10cm de béton supplémentaire pour le maintien du profil en toit de 2,5%. Soit une épaisseur maximale de tablier (hors poutres principales) de 85 cm < 1,00m, garantissant ainsi une hauteur libre finale de **8,20m**.

II.2.2.3. Variante 2 : Deux travées continues de 40m type RA.P.L.

Pour des travées isostatiques, l'élanement d'une poutre de RA.P.L. est compris entre 1/11 et 1/15. Pour le passage en travées continues, ces valeurs sont ajustées de l'ordre de 1/14 et 1/17, et on obtient pour 40m de portée une hauteur de poutre comprise entre 2,35m et 2,7m dont on retient par extrapolation **3,20 m**.

Le corps du tablier sera fait en poutrelles enrobées tel que la variante 1 en garantissant une hauteur libre de 8,20m.

L'appui intermédiaire sera réalisé sur colonnes type P.P. 73 afin de satisfaire aux conditions de visibilité sur la voie franchie.



Figure II-11. RAPL

II.2.2.1. Variante 3 : une travée de 80m en poutre treillis type Bow-string

Pour une portée de 80m, la hauteur de l'arc à la clé est d'environ 13,50m. Le corps du tablier est constitué de pièces de pont régulièrement espacées, fixées sur les poutres latérales et enrobées par du béton (semblable à la dalle en poutrelles enrobées) et de hauteur identique à celle de la variante 1.



Figure II-12. Ponts en treillis Bow-string

Source : [Pont Faidherbe de Saint-Louis, Eiffage](#)

II.3. Choix d'une variante

II.3.1. Analyse multicritère et choix de la variante

Le Tableau II-4 ci-dessous compare les trois variantes précédentes sous la base de certains jugés les plus importants et auxquels sont affectés des coefficients ou poids.

L'issue de cette comparaison au regard du score total de chacune des variantes conduit à retenir la variante 2 (Deux travées continues de 40m en RA.P.L.), comme solution définitive pour le franchissement de l'Avenue Christiani.

Tableau II-4. Comparaison Variante 1, 2 et 3

Critères	Variante 1 : Pont WARREN sans montants		Variante 2 : RAPL		Variante 3 : Ponts en treillis Bow-string	
	Commentaires	Score : 5	Commentaires	Score : 5	Commentaires	Score : 5
Coût	1 800 à 2 200 €/m² - Sans appui intermédiaire - Nécessite de garde-corps	2	1 500 à 2 000 €/m² - Avec appui intermédiaire; - Poutres faisant office de garde-corps.	3	2 500 à 3 000 €/m² - Sans appui intermédiaire; - Nécessite de garde-corps.	1
Transport	Difficulté de transport moindre : - Dimensions des éléments moins importants.	3,5	Difficulté de transport des poutres principales à âmes pleines : - Dimensions des éléments importantes.	2	Grande difficulté de transport et manutention : - Dimensions des éléments très importantes ;	1
Délai des études	Moyen 4 mois	3	Elevé 6 mois	2	Court 3 mois	4
Délai d'exécution	Elevé	1,5	Moyen	3,5	Court	5
Esthétique	Passable Pas esthétique et non recommandé en zone urbaine	1	Bonne Esthétisme acceptable en zone urbaine	2,5	Excellente Recommandé en zone urbaine	4,5
Entretien	Moyen	3	Facile	4,5	Difficile	1
Mise en œuvre	Mise en œuvre difficile - Plusieurs barres à assembler; - Nombres assemblages importants, - Possibilité de confusion des éléments.	1,5	Difficulté de mise en œuvre Moyenne - Poutre PRS en I posées sur appuis; - Pose des poutrelles, assemblage, ferrailage et boulonnage.	2,5	Mise en œuvre difficile facile - Assemblage principalement par soudure	4
Score total	2,25		2,95		2,55	

Conclusion partielle

Les ponts à tablier courant ne répondant pas aux exigences du projet, notamment en termes de portée de 40 m et de gabarit de 8 m, il a été nécessaire d'explorer des solutions alternatives avec des ouvrages non courants, tels que les ponts à tablier inférieur, en particulier les types RA.P.L. et les poutres treillis. Le choix du tablier à poutres latérales de type RA.P.L., à l'issue de la comparaison des variantes, s'avère être une solution pertinente tant du point de vue de la conception que du prédimensionnement. Toutefois, il demeure primordial de garantir la résistance structurelle de l'ouvrage.

CHAPITRE III: Étude technique du tablier

III.1. Hypothèses de calcul

III.1.1. Corpus Normatif et Réglementaire

Le corpus normatif employé est celui des Eurocodes (EC 0, 1, 2, 3, 4) [3] associé aux guides du SETRA, aux référentiels ferroviaires UIC et autres.

III.1.2. Logiciels utilisés

Les logiciels phares employés pour la modélisation et les calculs sont :

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS : logiciels de calcul de structures planes ou Spatiales aux éléments finis ;
- Excel : tableur dédié à élaboration de feuilles d'automatisation de calculs.

III.1.3. Matériaux

III.1.3.1. Acier de charpente

Les éléments structuraux de l'ossature de la charpente métallique seront réalisés en acier laminé de nuance S355, dont la qualité est choisie selon la norme NF EN10025.

Le module d'élasticité $E_s = 210000$ MPa et coefficient de poisson $\nu = 0,3$.

Epaisseur	Qualité	f_y [MPa]	f_u [MPa]
$\leq 16\text{mm}$	S355 K2 + N	355	470
$16\text{mm} < t \leq 30\text{mm}$	S355 K2 + N	345	470
$30\text{mm} < t \leq 40\text{mm}$	S355 N	345	470
$40\text{mm} < t \leq 63\text{mm}$	S355 N	335	470
$63\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	S355 N	325	470
$80\text{mm} < t \leq 100\text{mm}$	S355 NL	315	470
$100\text{mm} < t \leq 150\text{mm}$	S355 NL	295	450

Figure III-1. Qualité des aciers de charpente en fonction des épaisseurs de tôles

Le coefficient de dilatation thermique de l'acier est égal à $10 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

III.1.3.2. Béton

❖ Classes d'exposition et enrobage

En raison de la proximité immédiate de la lagune, et afin garantir à notre ouvrage une durée de vie de 100ans, nous retenons les classes d'exposition ci-dessous (conformement au tableau 4.1 de la norme EN 206-1 [4] en Annexe 1) et avec les enrobages des éléments d'ouvrage calculés via programme Excel suivant :

Tableau III-1. Calcul des enrobages des éléments d'ouvrage

Calcul enrobage des aciers EN 1992-1-1 Eurocodde 2 & AN		Calcul enrobage des aciers EN 1992-1-1 Eurocodde 2 & AN	
Type de barre	Armatures BA	Type de barre	Armatures BA
Classe d'exposition des aciers la plus défavorables	XC2/XC3	Classe d'exposition des aciers la plus défavorables	XD1/XS1/XA1
Durée de vie de l'ouvrage (en années)	100	Durée de vie de l'ouvrage (en années)	100
Classe de résistance du béton	C35/45	Classe de résistance du béton	C35/45
Résistance caractéristique du béton f_{ck}	35	Résistance caractéristique du béton f_{ck}	35
Béton à base de CEM I sans cendre volentes pour les classes XC (par défaut: NON)	Non	Béton à base de CEM I sans cendre volentes pour les classes XC (par défaut: NON)	Non
Enrobage compacte (par défaut: NON)	Oui	Enrobage compacte (par défaut: NON)	Non
Classe de structure	S4	Classe de structure	S6
$C_{min,r}$ dur si armatures BA	25	$C_{min,r}$ dur si armatures BA	45
$C_{min,r}$ dur si armatures BP	Sans Objet	$C_{min,r}$ dur si armatures BP	Sans Objet
Disposition des armatures	Armature individuelle	Disposition des armatures	Armature individuelle
Diamètre des barres ou des gaines post-tendues (en mm) : à SAISIR	20	Diamètre des barres ou des gaines post-tendues (en mm) : à SAISIR	32
Dimension nominale du plus gros granulat (par défaut 25mm) : à SAISIR	25	Dimension nominale du plus gros granulat (par défaut 25mm) : à SAISIR	25
Enrobage min vis-à-vis de l'adhérence $C_{min,b}$ calculé	20	Enrobage min vis-à-vis de l'adhérence $C_{min,b}$ calculé	32
Enrobage min C_{min}	25	Enrobage min C_{min}	45
Marge de calcul pour tolérances d'exécution $\Delta_{cd,dev}$	5	Marge de calcul pour tolérances d'exécution $\Delta_{cd,dev}$	5
Enrobage C_{nom}	30	Enrobage C_{nom}	50

Calcul enrobage des aciers EN 1992-1-1 Eurocodde 2 & AN		Calcul enrobage des aciers EN 1992-1-1 Eurocodde 2 & AN	
Type de barre	Armatures BA	Type de barre	Armatures BA
Classe d'exposition des aciers la plus défavorables	XC4	Classe d'exposition des aciers la plus défavorables	XD3/XS3/XA3
Durée de vie de l'ouvrage (en années)	100	Durée de vie de l'ouvrage (en années)	100
Classe de résistance du béton	C35/45	Classe de résistance du béton	C35/45
Résistance caractéristique du béton f_{ck}	35	Résistance caractéristique du béton f_{ck}	35
Béton à base de CEM I sans cendre volentes pour les classes XC (par défaut: NON)	Non	Béton à base de CEM I sans cendre volentes pour les classes XC (par défaut: NON)	Non
Enrobage compacte (par défaut: NON)	Oui	Enrobage compacte (par défaut: NON)	Oui
Classe de structure	S4	Classe de structure	S5
$C_{min,r}$ dur si armatures BA	30	$C_{min,r}$ dur si armatures BA	50
$C_{min,r}$ dur si armatures BP	Sans Objet	$C_{min,r}$ dur si armatures BP	Sans Objet
Disposition des armatures	Armature individuelle	Disposition des armatures	Armature individuelle
Diamètre des barres ou des gaines post-tendues (en mm) : à SAISIR	32	Diamètre des barres ou des gaines post-tendues (en mm) : à SAISIR	32
Dimension nominale du plus gros granulat (par défaut 25mm) : à SAISIR	25	Dimension nominale du plus gros granulat (par défaut 25mm) : à SAISIR	25
Enrobage min vis-à-vis de l'adhérence $C_{min,b}$ calculé	32	Enrobage min vis-à-vis de l'adhérence $C_{min,b}$ calculé	32
Enrobage min C_{min}	32	Enrobage min C_{min}	50
Marge de calcul pour tolérances d'exécution $\Delta_{cd,dev}$	5	Marge de calcul pour tolérances d'exécution $\Delta_{cd,dev}$	5
Enrobage C_{nom}	37	Enrobage C_{nom}	55

Tableau III-2. Enrobages des différents éléments de l'ouvrage

Éléments	Classe d'exposition	Enrobage
Tablier/traverse nappe sup. et inf.	XC3	30mm
Piles/murs de soutènement faces vues/ semelles faces supérieure	XS1	50mm
Murs de soutènement faces coté terre	XC4	40mm
Semelles faces inférieure	XS3	55mm

Note: Nous rappelons que les enrobages ci-dessus ont été calculés pour l'ensemble des éléments de l'ouvrage mais seul le tablier fait l'objet de notre étude.

Le coefficient de poisson du béton est pris $\nu = 0,2$ pour le béton non fissuré (déformation élastique) et $\nu = 0$ pour le béton fissuré.

Classe de résistance du béton C35/45.

III.1.3.3. Armatures de béton armé

Armatures haute adhérence B500B – Acier FE HA 500,

III.2. Actions

III.2.1. Retrait du béton

Il est calculé conformément au §3.1.4 de la norme NF EN 1992-1-1. Le Tableau III-3 ci-dessous détaille le calcul pour la détermination de la déformation relative de retrait, pour une humidité relative moyenne de 85%.

La déformation de retrait ϵ_{cs} obtenue (voir Tableau III-3), est corrigé pour tenir compte de la présence des poutrelles métalliques telle que :

$$\epsilon_{corr} = \frac{\epsilon_{cs}}{1 + n_v \frac{A}{B}} = \frac{2,027 \times 10^{-4}}{1 + 16,11 \cdot \frac{107 \times 270}{62,5 \times 8063}} \approx 1,05 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{avec } \begin{cases} A: \text{section des poutres métalliques} = 107 \times 270 \text{ cm}^2 \\ B: \text{section du hourdis} = 62,5 \times 8063 \text{ cm}^2 \\ n_v: \text{coefficient d'équivalence long terme} = 16,11 \end{cases}$$

Soit une variation uniforme de température (négative) de :

$$\Delta T = \frac{\epsilon_{\text{corr}}}{\alpha} = \frac{1,05 \cdot 10^{-4}}{10 \cdot 10^{-6}} = -10,5^{\circ}\text{C}$$

Où α est le coefficient de dilatation thermique égale à $10 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Tableau III-3. Calcul du retrait à temps infini t^{∞}

Calcul du Retrait EN 1992-1-1 Eurocode 2			
Déformation due au retrait		à temps t^{∞}	$\epsilon_{cs} = 2,027\text{E-}04$
dont: Déformation due au retrait de dessiccation:			$\epsilon_{cd} = 1,402\text{E-}04$
Déformation due au retrait endogène:			$\epsilon_{ca} = 6,250\text{E-}05$
Classe de résistance			C35/45
Classe de ciment			N
Humidité relative du milieu ambiant	RH =		85 %
Aire de la section	$A_c =$		7,5328 m ²
Périmètre de la (section A_c) partie exposée à la dessiccation	$u =$		11,77 m
Rayon moyen de la section transversale	$h_0 =$	$2 \cdot A_c / u =$	1280 mm
Résistance caractéristique en compression du béton à 28jrs	$f_{ck} =$		35 MPa
Résistance moyenne en compression à 28jrs	$f_{cm} =$	$f_{ck} + 8\text{MPa} =$	43 MPa
Résistance moyenne de référence	$f_{cm0} =$		10 MPa
Déformation due au retrait de dessiccation à temps t	$\epsilon_{cd}(t) =$	$\beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} =$	7,120E-06
Déformation due au retrait de dessiccation à temps t^{∞}	$\epsilon_{cd,\infty} =$	$k_h \cdot \epsilon_{cd,0} =$	1,402E-04
Déformation relative de retrait de dessiccation de référence	$\epsilon_{cd,0} = 85[(220+110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} =$		2,003E-04
	$k_h =$		0,700
	$\beta_{ds}(t, t_s) =$	$(t-t_s)/[(t-t_s)+0,04(h_0^3)^{0,5}] =$	5,078E-02
Âge du béton au début du retrait dessiccation	$t_s =$		2 jour(s)
Âge du béton à l'instant considéré	$t =$		100 jour(s)
Coef dépendant du type de ciment (R, N, S)	$\alpha_{ds1} =$		4
	$\alpha_{ds2} =$		0,12
	$\beta_{RH} =$	$1,55 [1 - (RH/RH_0)]^3 =$	0,598
Humidité relative de référence	$RH_0 =$		100 %
Déformation due au retrait endogène à temps t	$\epsilon_{ca}(t) =$	$\beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) =$	5,404E-05
Déformation due au retrait endogène à temps t^{∞}	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	$2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} =$	6,250E-05
	$\beta_{as}(t) =$	$1 - \exp(-0,2t^{0,5}) =$	0,865
Note:			
- La déformation due au retrait calculée ici correspond uniquement au cas $\alpha_c \leq 0,45f_{ck}(t_0)$;			
- Pour une contrainte appliquée $\alpha_c > 0,45f_{ck}(t_0)$, se référer à l'annexe B de NF EN 1992-2			

Note : La valeur de l'humidité relative de 85% a été fournie par la station d'Abobo (source Weatherbase.com).

III.2.2. Fluage

Il est calculé conformément au §3.1.4 de la norme NF EN 1992-1-1 [4], comme illustré dans le Tableau III-4 ci-dessous, pour une humidité relative moyenne de 85 % et à un temps t très grand de l'ordre de 100 ans.

Tableau III-4. Déformations de fluage à un temps t >>

Calcul du fluage			
EN 1992-1-1 EC 2 Annexe B			
Déformation due au fluage		à temps t quelconque	
Coef de fluage	$\varphi(\infty, t_0) = 2$	$\varphi_0(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1.5(\sigma_c/f_{cm} - 0.45)) = 1.6$	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 + \beta_c(t, t_0) = 1,468$
Classe de résistance			C35/45
Classe de ciment			N
Humidité relative du milieu ambiant	RH =		85 %
Aire de la section	A _c =		30 m ²
Périmètre de la (section A _c) partie exposée à la dessiccation	u =		25,3 m
Rayon moyen de la section transversale	h ₀ =	2*A _c /u =	2372 mm
Âge du béton au moment du chargement	t ₀ =		15 jour(s)
Contrainte de compression appliquée à l'âge du béton t ₀	σ _c =		12 MPa
Résistance caractéristique en compression du béton	f _{ck} =		35 MPa
Résistance moyenne en compression à 28jrs	f _{cm} =	f _{ck} + 8MPa =	43 MPa
Module tangent	E _c =	1,05 * E _{cm} =	35781 MPa
Coef de fluage conventionnel	φ ₀ =	φ _{RH} * β(f _{cm}) * β(t ₀) =	1,484
Facteur tenant compte de l'influence de HR sur φ ₀	$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt{h_0}} & \text{pour } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 & \text{pour } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases}$		1,053
Facteur tenant compte de l'influence de f _{cm} sur φ ₀	β(f _{cm}) =	16,8/f _{cm} ^{0.5} =	2,56
Facteur tenant compte de l'influence de t ₀ sur φ ₀	β(t ₀) =	1/(0,1 + t ₀ ^{0.2}) =	0,550
Coef qui rend compte du développement du de fluage avec le temps après chargement	β _c (t, t ₀) =	[(t-t ₀)/(β _H + t - t ₀)] ^{0.3} =	0,989
Âge du béton à l'instant considéré	t =		36500 jr(s)
Coef dépendant de HR et de h ₀	$\beta_H = \begin{cases} 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 & \text{pour } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 \alpha_2 \leq 1500 \alpha_2 & \text{pour } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases}$		1353,29
Coef tenant compte de l'influence de f _{cm}	α ₁ =	(35/f _{cm}) ^{0.7} =	0,866
	α ₂ =	(35/f _{cm}) ^{0.2} =	0,960
	α ₃ =	(35/f _{cm}) ^{0.5} =	0,902

III.2.3. Actions permanentes

On distingue dans les charges permanentes le poids propre de charpente métallique, de la dalle mixte acier-béton, des superstructures, du ballaste et des voies ferrées.

Le Tableau III-5 ci-dessous extrait du tableau A.6 de l'EN-1991-1-1, donne les charges au ml des équipements rails et des traverses des voies ferrées :

Tableau III-5. Charges des équipements de voies ferrées

Structures à pose de voie ballastée	
2 rails UIC 60	1,2
traverses en béton précontraint avec attaches	4,8
traverses constituées de deux blochets en béton reliés par une entretoise métallique avec attaches	4,2
traverses en bois avec attaches	1,9

Le poids linéique par voie vaut $1,2 + 4,8 = 6\text{kN/ml}$ (rail + longrine + attache + traverse).

Le Tableau III-6 ci-dessous donne les valeurs unitaires des charges des éléments constituant le tablier pour l'élévation des charges permanentes globales (voir Tableau III-7).

Tableau III-6. Poids unitaire des éléments du tablier

Superstructure		
LRS, longrines et attaches (armement)	6	kN/m/voie
Ballast $e_p \text{ mini} = 30\text{cm}$	20	kN/m ³
Étanchéité $e_p = 3\text{cm}$: poids volumique et surfacique	24	kN/m ³
	0,72	kN/m ²
Caniveaux à câbles	0,5	kN/ml
Dalle en Béton armé		
Poids volumique g	25	kN/m ³
Acier de charpente métallique		
Poids volumique g	78,5	kN/m ³

Tableau III-7. Récapitulatif des charges permanentes globales du tablier

Élément	L (m)	l (m)	e (m)	S (m ²)	g _i (KN/m ³)	g _i (KN/ml)	Nbre	K _{max}	K _{min}	g (KN/m ²)	g _{max} (KN/m ²)	g _{min} (KN/m ²)	G (KN)	G _{max} (KN)	G _{min} (KN)
Armement	80	-	-	-	-	6,0	2	1,05	0,95	12,00	12,60	12,60	960,00	1008,00	912,00
Ballast	80	9,2	0,5	4,6	20	-	1	1,3	0,7	10,00	13,00	13,00	9568,00	12438,40	6697,60
Etanchéité	80	10,6	0,03	0,3	24	-	1	1,4	0,8	0,72	1,01	1,01	854,78	1196,70	683,83
Prédalles	11,77	0,53	0,08	0,0	25	-	106	1	1	1,40	1,40	1,40	1322,48	1322,48	1322,48
Dalle hors prédalles	80	11,77	0,67	7,9	25	-	1	1	1	16,75	16,75	16,75	15771,80	15771,80	15771,80
Caniveaux à câbles	80	-	-	-	-	0,5	2	1	1	1,00	1,00	1,00	80,00	80,00	80,00
Longrine	80	0,6	0,412	0,2	25	-	2	1	1	20,60	20,60	20,60	988,80	988,80	988,80
Poutrelle HEB600	11,77	-	-	0,027	78,5	-	107	1	1	-	-	-	2669,28	2669,28	2669,28
Contreventements / Aniti-déversement	80	-	-	-	78,5	0,40	-	-	-	-	-	-	32,03	64,06	64,06
Poutre PRS	80	-	-	0,171	78,5	-	2	1	1	-	-	-	2147,76	2147,76	2147,76
Total hors PRS													32247	35540	29190
Total y/c PRS													34395	37687	31338

Note :

- *Le poids propre de chaque armement, sera diffusé de façon identique à celle des convois ferroviaires au feuillet moyen de la dalle de la largeur a₂ ;*
- *Pour faciliter l'application des charges de prédalles dans le modèle Robot, les charges de prédalles seront appliquées sur toute l'étendue de la dalle à 70% de leur valeur réelle du tableau (car prédalle sur 70% de la surface totale du tablier) ;*
- *Le poids des éléments transversaux aux poutrelles (contreventements, dispositifs anti-déversement), est représenté par une charge verticale uniformément répartie de 0,4kN/ml (environ 1,2% du poids total des poutrelles ramené au ml de tablier).*

III.2.4. Actions variables

III.2.4.1. Modèle LM71

Le modèle de charge LM71 défini par NF EN 1991-2, EC1, représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic standard décrit par la Figure III-2 ci-dessous. Les valeurs caractéristiques de ces charges doivent être multipliées par un coefficient α (choisi dans la plage 0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46) sur les lignes où circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal.

Afin de faire correspondre ce chargement avec les charges réelles plus légères apportées par le métro, nous retenons un coefficient alpha égal à 0,50 hors plage recommandée par la norme.

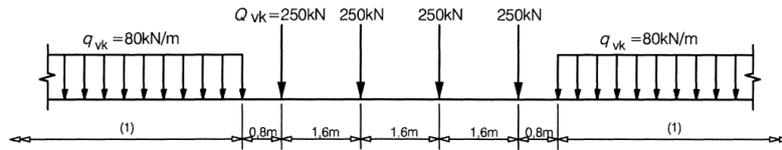


Figure III-2. Système de chargement LM71 [5]

Source : NF EN 1991-2, Eurocode 1 partie 2

Ce modèle est constitué de 4 essieux ponctuels de 250kN, distant de 1,60m et une charge linéique de longueur infinie de 40kN/ml comme présenté ci-dessus. Il est frappé d'un coefficient de majoration dynamique.

III.2.4.2. Train travaux

Il est considéré un train travaux (ballastière et bourreuse), pour les travaux et la maintenance d'exploitation. Ce train comporte des essieux de 225kN, à disposer dans position générant l'effet le plus défavorable dans l'élément structurel considéré. Ce convoi est également frappé d'un coefficient de majoration dynamique.

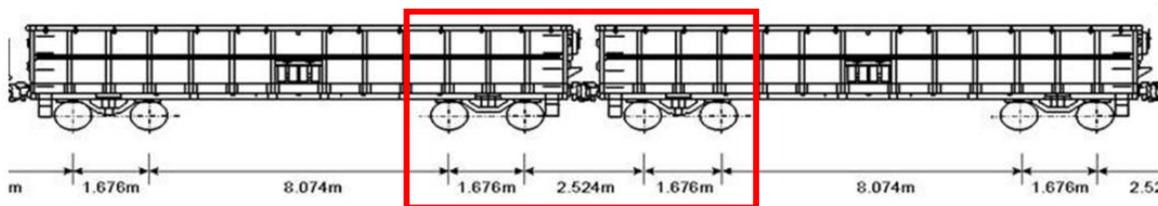


Figure III-3. Convoi train travaux

a) Nécessité d'une analyse statique ou d'une analyse dynamique

Pour une vitesse d'exploitation du métro de 80km/h < 200km/h et un pont à travées continues, l'analyse dynamique est non requise. Il y a donc lieu de faire une analyse statique en appliquant aux charges variables un coefficient Φ pour tenir compte des effets dynamiques, comme présenté à l'organigramme de l'Annexe 2, extrait du §6.4.4, NF EN 1991-2.

b) On applique le coefficient dynamique conformément au §6.4 de NF EN 1991-2 :

- Pour le convoi métro (vitesse d'exploitation 80km/h), suivant §6.4.5 de la NF EN 1991-2 pour une voie normalement entretenue :

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{avec} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2$$

- Pour le convoi ballastière (vitesse d'exploitation limitée à 30km/h), suivant l'annexe C de la NF EN 1991-2 pour une voie normalement entretenue :

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi''$$

$$\text{avec} \quad \varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad \text{où} \quad K = \frac{V}{2L_\Phi \times n_0}$$

$$\text{et} \quad \varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_\Phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2} \right] \quad \text{où} \quad \alpha = \frac{V}{22}$$

Où $\left\{ \begin{array}{l} V : \text{vitesse max autorisée du véhicule [m/s];} \\ n_0 : 1^{\text{ère}} \text{ fréquence propre de flexion sous charge permanente [Hz];} \\ L_\Phi : \text{longueur déterminante [m].} \end{array} \right.$

Les valeurs de n_0 et L_Φ sont respectivement données dans les tableaux suivants :

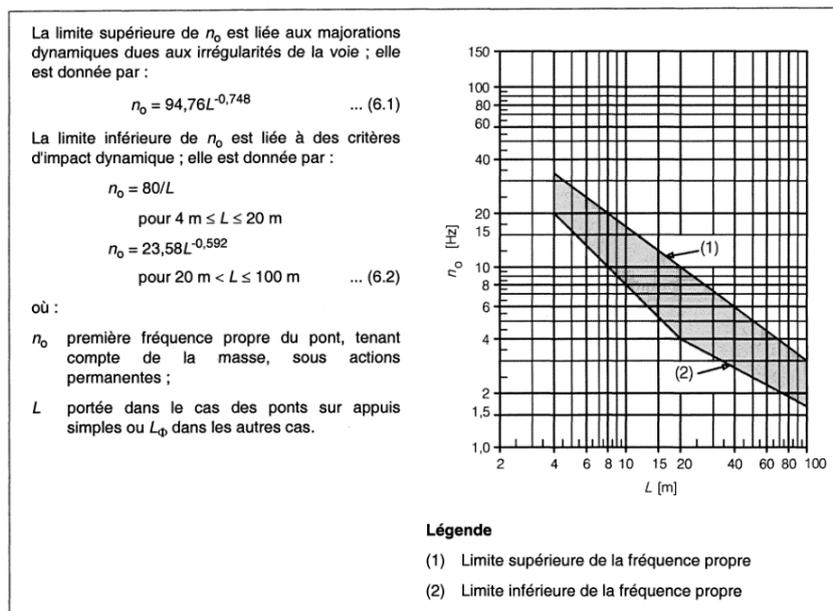


Figure III-4. Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L (m) [5]

Source : NF EN 1991-2, Eurocode 1 partie 2

La longueur déterminante L_ϕ est donnée par le tableau suivant :

Tableau III-8. Longueur déterminante L_ϕ [5]

4.2	Hourdis continu sur entretoises (dans le sens des poutres principales)	2 fois l'espacement des entretoises
4.3	Dalle pour ponts à poutres latérales et ponts à augets : — portée perpendiculaire aux poutres principales ; — portée dans le sens longitudinal.	2 fois la portée de la dalle + 3 m 2 fois la portée de la dalle
4.4	Tablier à poutrelles métalliques enrobées, reposant sur les ailes des poutres latérales	2 fois la longueur déterminante dans le sens longitudinal
4.5	Encorbellements longitudinaux de la dalle	— $e \leq 0,5$ m : 3,6m ^{b)} — $e > 0,5$ m : a)
4.6	Pièces de pont d'extrémité	3,6 m ^{b)}

Le Tableau III-9 ci-dessous issu d'un programme de calcul Excel permet de calculer les valeurs du coefficient dynamique de chacun des convois ferroviaires LM71 et Ballastière.

Tableau III-9. Calcul des coefficients dynamiques

Coefficient dynamique	
Coef dynamique Métro	$\Phi_3 = 1,00$
Coef dynamique Ballastière	$1+\varphi = 1,12$
	$1 \leq \Phi_2 \leq 1,67$
	$1 \leq \Phi_3 \leq 2$
Type d'entretien	Voie normalement entretenue
Travées sur appuis ?	Continues
L_ϕ (m) = Saisir la longueur déterminante	80
$1+\varphi =$	1,12
$\varphi' =$	0,12
$\varphi'' =$	0,00
$k =$	0,11
v (km/h) =	30
v (m/s) =	8,33
n_0 sup =	3,57
n_0 inf =	1,76
$\alpha =$	0,38

Remarque : φ' est calculé avec la limite inférieure de n_0 et φ'' avec la limite supérieure de n_0

c) Diffusion des charges

Il permet de trouver la proportion de la charge ponctuelle d'essieu qui arrive à la surface de la dalle mixte. Le principe de diffusion décrit par la Figure III-5 ci-dessous :

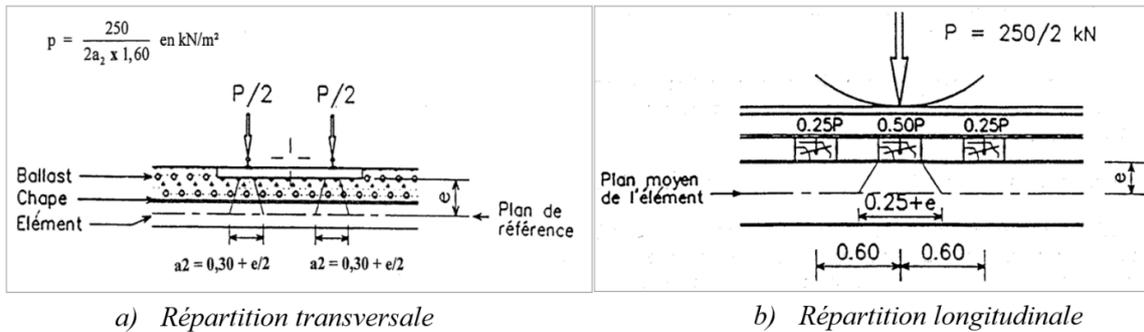


Figure III-5. Principe de diffusion des charges des essieux [5]

Source : NF EN 1991-2, Eurocode 1 partie 2

Sur ce principe, la largeur de diffusion transversale par rail est déterminée comme suit et illustrée sur la Figure III-6 :

$$a_2 = 0,3 + 2 \times e_{Ball} \times \tan(\varphi_{Ball}) + 2 \times \left(e_{étanch} + \frac{e_{dalle}}{2} \right) \times \tan(\varphi_{dalle})$$

Soit la valeur moyenne de $a_2=1,2$ m suivant le calcul détaillé en l'Annexe 3.

Pour des traverses d'épaisseur de 25cm, espacées de 60cm comme le montre la Figure III-5.b), la largeur de diffusion au plan médian de la dalle dans le sens longitudinal vaut :

$$(2 \times 0,6 + 2 \times 0,125) + 2 \times 0,25 \times 0,32 + 2 \times 1 \times \frac{0,735}{2} = \mathbf{2,345 \text{ m}}$$

Cette valeur remplace le « 1,60 » au dénominateur des formules de la Figure III-5.a)Figure III-6

On obtient dans ce cas et comme détaillé à l'Annexe 3, les valeurs des charges d'essieux au feuillet moyen de la dalle de :

$$\begin{cases} LM71: Q_V = 22\text{kN/m}^2 \text{ et } q_V = 16\text{kN/m}^2 \\ \text{Ballastière: } Q_V = 39\text{kN/m}^2 \\ \text{Armement: } q_V = 2,5\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

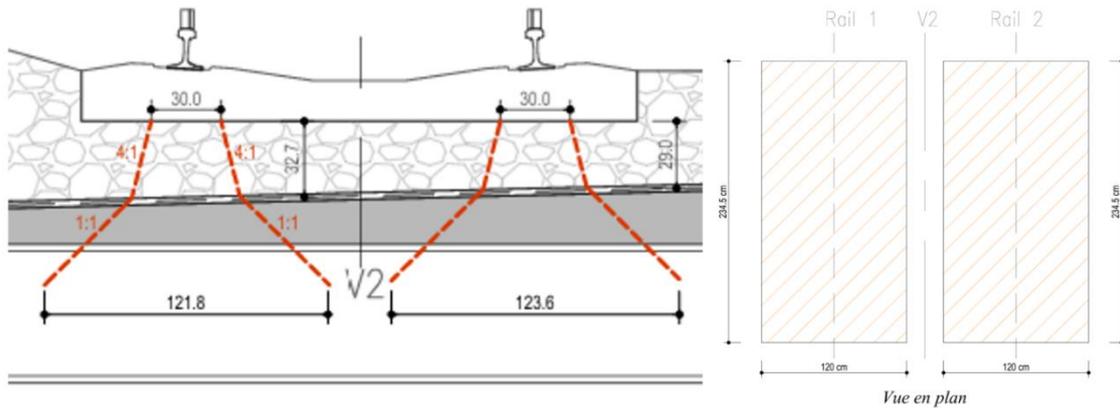


Figure III-6. Bandes de diffusion des charges au plan médian de la dalle mixte

III.2.4.3. Freinage - démarrage

Ils agissent au niveau supérieur du rail, ce sont des charges linéiques uniformes sur la longueur $L_{a,b}$ de la partie l'ouvrage chargée. Ces actions ne sont pas à pondérer par le coefficient dynamique Φ en revanche le coefficient α s'applique.

- Pour le modèle de charge 71 affecté du coefficient $\alpha=0,5$, on a :

$$\begin{cases} \text{Accélération :} & Q_{lak} = 0,5 \times 33 \text{ kN/m} \times L \leq 1000 \text{ kN} \\ \text{Freinage:} & Q_{lb} = 0,5 \times 20 \text{ kN/m} \times L \leq 6000 \text{ kN} \end{cases}$$

- Pour la Ballastière affecté du coefficient $\alpha=1$, on a :

$$\begin{cases} \text{Accélération :} & Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \times L \leq 1000 \text{ kN} \\ \text{Freinage:} & Q_{lb} = 20 \text{ kN/m} \times L \leq 6000 \text{ kN} \end{cases}$$

On vérifie que les efforts de freinage et d'accélération satisfont les conditions ci-dessus :

$$\text{Métro} \begin{cases} \text{acc :} & Q_{lak} = 0,5 \times 33 \times 80 = 1320 \text{ kN} > 1000 \text{ kN} & \text{NON} \\ \text{frei:} & Q_{lb} = 0,5 \times 20 \times 80 = 800 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN} & \text{OK} \end{cases}$$

$$\text{Ballastière} \begin{cases} \text{acc :} & Q_{lak} = 33 \times 7,5 = 247,5 \text{ kN} \leq 1000 \text{ kN} & \text{OK} \\ \text{frei:} & Q_{lb} = 20 \times 7,5 = 150 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN} & \text{OK} \end{cases}$$

$Q_{lak} = 1320 \text{ kN} > 1000 \text{ kN}$, on minore l'action due à l'accélération de la du métro à **24 kN/ml** en raison de sa faible vitesse.

Pour notre ouvrage, nous n'admettons que les situations de freinage du métro et d'accélération de la ballastière, de valeurs respectives de 20 et 33 kN/ml, appliquées sur la longueur de leur effet.

Note : les forces de freinage et démarrage agissant au-dessus des rails, à environ 1m du plan médian de la dalle (dalle homogénéisée) sont reportées sur ce dernier, accompagnées du moment additionnel correspondant.

III.2.4.4. Actions aérodynamiques

Les effets de souffle du train sur les âmes des poutres latérales sont définis en considérant une vitesse maximale de circulation des métros de 80 km/h.

Note : les valeurs caractéristiques de l'actions q_{1k} sont définis pour des vitesses allant de 120 km/h à 300 km/h. Les valeurs caractéristiques pour une vitesse 80 km/h sont définies en multipliant les valeurs caractéristique q_{1k} (V_{ref}) par un coefficient le minoration $(80/V_{ref})^2$.

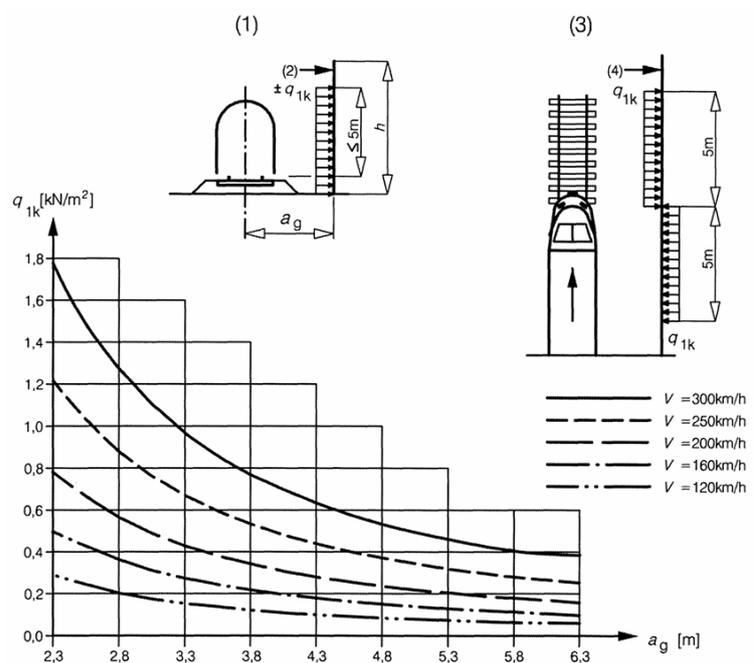


Figure III-7. Valeurs caractéristiques d'actions q_{1k} sur surfaces verticales parallèles à la voie

Source : NF EN 1991-2, Eurocode 1partie 2

$$q_{k,st} = coef_{dyn} \cdot k_1 \cdot q_{1k} \cdot \frac{80^2}{V_{ref}^2} \text{ avec } \begin{cases} coef_{dyn} = 2 \\ k_1 = 0,6 \\ q_{1k}(a_g = 3,6m; V_{ref} = 300 \text{ km/h}) = 0,82 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_{k,st} = 2 \times 0,6 \times 0,82 \times \frac{80^2}{300^2} = 0,07 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{7 \text{ kg/m}^2}$$

Valeur négligeable non prise en compte dans la modélisation.

III.2.4.5. Actions accidentelles

Les situations accidentelles les plus susceptibles d'apparition sur l'ouvrage sont les actions dues au déraillement d'un train, ainsi que les chocs des véhicules sur le tablier et les appuis du pont. Ces deux dernières ne seront pas abordées dans cette étude, conformément à la norme NF EN 1991-1-7 §4.3.2, qui permet de se dispenser de l'étude des chocs de véhicules sur les superstructures pour des gabarits supérieurs à 6 mètres ; pour ce qui est des appuis, ils n'entrent pas dans le cadre de cette étude.

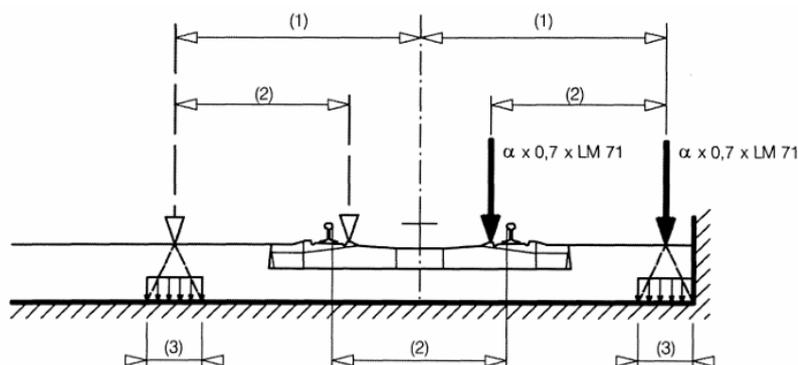
a) Action due au déraillement d'un train

Des deux situations de projet définies dans NF EN 1991-2 §6.7.1, nous retenons pour les vérifications structurelles la situation dans laquelle le véhicule déraillé, reste dans l'emprise des voies et est retenu par le rail contigu.

Le tablier en poutrelles enrobées doit être dimensionné pour la charge de calcul suivante :

$$\alpha \times 1,4 \times LM71 \text{ avec } \alpha = 0,5 \text{ (à diviser par 2 pour une roue)}$$

Elle est à la fois charge ponctuelle Q_{A1d} et charge répartie q_{A1d} , parallèle à la voie, dans la position la plus défavorable dans la largeur de déraillement (1) :



Légende

- (1) max. 1,5s ou moins si au contact du bord relevé de la dalle
- (2) Écartement des rails s
- (3) Dans le cas des tabliers ballastés, on peut admettre que les forces ponctuelles sont réparties sur un carré de 450 mm de côté à la surface du tablier.

Figure III-8. Déraillement en situation de projet I [5]

En situation de déraillement et pour une voie ballastée, l'EC1 suppose efforts ponctuels des roues réparties sur un carré de 45cm de côté à la surface du tablier, que nous ramenons au feuillet moyen de la dalle (ép. =70cm) par diffusion à 45°.

On obtient dans ce cas à la surface de la dalle pour une roue LM71 les charges suivantes :

$$\begin{cases} Q_{A1d} = 0,5 \times 0,7 \times 250 / (0,45 + 0,7)^2 = \mathbf{66.16 \text{ kN/m}^2} \\ q_{A1d} = 0,5 \times 0,7 \times 80 / (0,45 + 0,7) = \mathbf{24.35 \text{ kN/m}^2} \end{cases}$$

Note : On admet qu'un et seul véhicule LM71 est susceptible de dérailler.

On détermine par le tracé des lignes d'influence du moment et l'effort tranchant (sous charge unitaire), la position des roues (dans la zone de déraillement) qui produit l'effet le plus défavorable dans la dalle. La position la plus défavorable est celle pour laquelle les roues gauches des véhicules empiètent la limite intérieure de la zone de déraillement comme présenté sur le Figure III-9 ci-dessous :

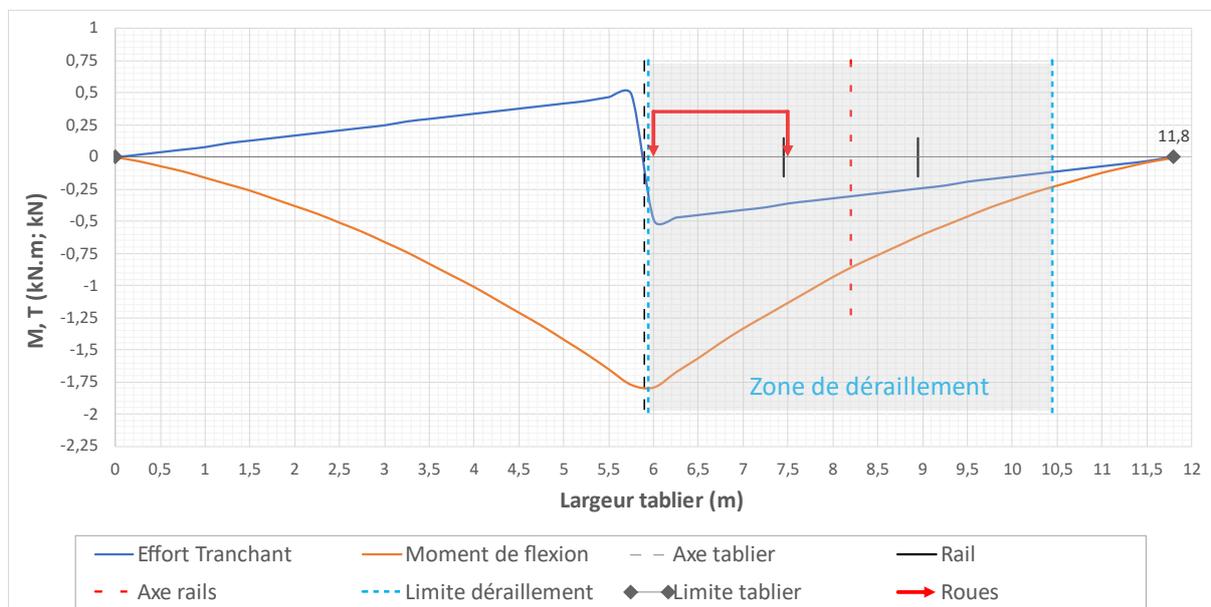


Figure III-9. Lignes d'influences - position critique du véhicule en situation déraillement

III.2.4.6. Actions du vent

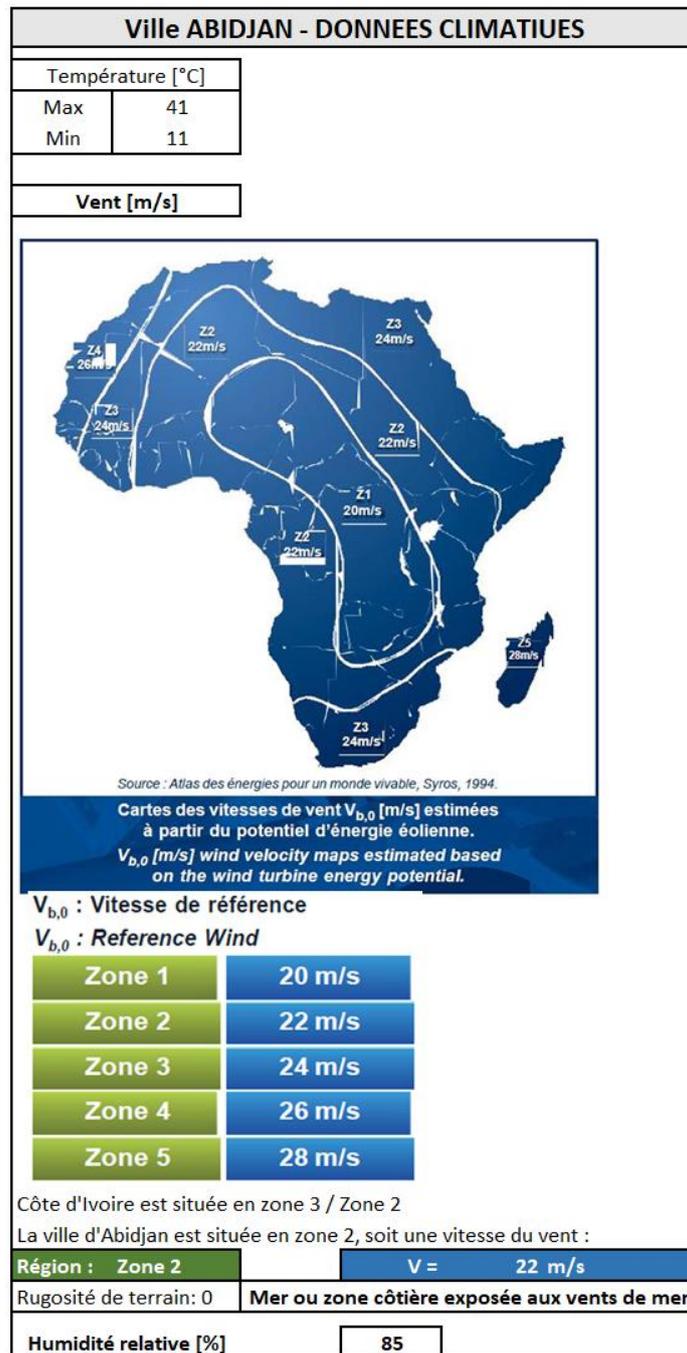


Figure III-10. Cartes des vitesses de vent $V_{b,0}$ [m/s]

Note : La vitesse de vent retenue est issue de données de projet déjà réalisé en côte d'Ivoire. Cette valeur a pour source : [Atlas des énergies pour un monde viable - Syros 1994](#).

Tableau III-10. Pression du vent

PRESSION DU VENT			
NE EN 1991-4 Eurocode 1			
Région			Zone 2
Catégorie de terrain			0
Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km			
Hauteur au dessus du sol	$z =$		10 m
Type d'orographie	Orographie constituée d'obstacles bien individualisés		
Cas de figure au sens Eurocode:			Cas 2
Masse volumique de l'air	$\rho =$		1,225 kg/m ³
Vitesse moyenne	$V_m(z) =$	$C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b =$	27,042 m/s
Vitesse de référence	$V_b =$	$C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} =$	22 m/s
	$C_{dir} =$		1
	$C_{season} =$		1
	$V_{b,0} =$		22 m/s
Coefficient de rugosité	$C_r(z) =$		1,229
	▶ si $z_{min} \leq z \leq z_{max}$	$k_r \cdot \ln(z/z_0) =$	1,229
	si $z \leq z_{min}$	$k_r \cdot \ln(z_{min}/z_0) =$	0,857
	$z_0 =$		0,005 m
	$z_{0,II} =$		0,05 m
	$z_{max} =$		200 m
	$z_{min} =$		1 m
	$k_r =$	$0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} =$	0,162
Coefficient d'orographie	$C_0(z) =$		1
Pression dynamique de pointe caractéristique	$q_p(z) =$	$[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) =$	860,3965 N/m ²
Pression dynamique de référence	$q_b =$	$0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 =$	296,45 N/m ²
Coefficient d'exposition	$C_e(z) =$	$q_p(z)/q_b =$	2,902
Intensité de turbulence	$I_v =$		0,132
	▶ si $z_{min} \leq z \leq z_{max}$	$k_l/[C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)] =$	0,132
	si $z \leq z_{min}$	$k_l/[C_0(z_{min}) \cdot \ln(z_{min}/z_0)] =$	0,189
	$k_l =$		1,000
	si Cas 1	$1 - 2 \cdot 10^{-4} \cdot (\log_{10}(z_0) + 3)^6 =$	1,000
	▶ si Cas 2	$C_0(z) \cdot [1 - 2 \cdot 10^{-4} \cdot (\log_{10}(z_0) + 3)^6] =$	1,000
Effet du vent sur la structure	$F_w/A_{ref} =$	$C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) =$	1,2 kN/m ²
Coefficient structural	$C_s \cdot C_d =$		1
Coefficient de force	$C_f =$		1,375

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de l'ouvrage et exerce sur toute sa longueur. Il s'applique sur toute la hauteur de poutres latérales comme défini au art. 8.3.1 de NF EN 1991-1-4.

La pression du vent sur les parois, obtenue par calcul via la feuille Excel du Tableau III-10 ci-dessus est de $F_w/A_{ref} = 1,2 \text{ kN/m}^2$ pour une vitesse de référence $V_{b,0} = 22 \text{ m/s}$.

Cette pression s'applique sur toute la hauteur de la poutre latérale, elle est modélisée sous forme charge uniformément répartie appliquée au centre de gravité de la poutre (élément filaire) :

$$F_{wk} = 1,2 \times 3,2 = \mathbf{3.84 \text{ kN/m}}$$

III.2.4.7. Actions thermiques

Elles sont déterminées conformément à la norme NF EN 1991-1-5 et son Annexe nationale.

a) Variation uniforme de température

La température maximale de l'air sous abri de la côte d'Ivoire est 41°C et la minimale est de 11°C ; soit une température de référence est prise égale à $T_0 = (41 + 11) / 2 = 26^\circ\text{C}$.

La valeur caractéristique de l'étendue des variations positives de la composante uniforme de température (ponts mixtes) est :

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = (41+4) - 26^\circ\text{C} = \mathbf{19^\circ\text{C}} \quad \text{et} \quad \Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 26 - (11+0) = \mathbf{15^\circ\text{C}}$$

b) Gradient thermique

Pour une traverse de type 2 (ponts mixtes), le tableau 6.1, NF EN 1991-1-5 donne les valeurs de gradients $\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C}$ et $\Delta T_{M,cool} = 18^\circ\text{C}$.

Ces valeurs doivent être affecté des facteurs correctifs k_{sur} du tableau 6.2 de NF EN 1991-1-5, pour une épaisseur de ballast de 410mm (interpolation linéaire sur la 1^{ère} et dernière ligne du tableau) :

$$k_{sur}(\Delta T_{M,heat}) = (0,8 - 0,9)/750 \times 410 + 0,9 = 0,845$$

$$k_{sur}(\Delta T_{M,cool}) = (1,2 - 1)/750 \times 410 + 1 = 1,109$$

Les valeurs définitives de gradient à appliquer à la traverse sont :

$$\Delta T_{M,heat} = \mathbf{12,67^\circ\text{C}} \quad \text{et} \quad \Delta T_{M,cool} = \mathbf{19,96^\circ\text{C}}.$$

c) Combinaison des actions thermiques

L'ensemble des actions de température est regroupé dans une action enveloppe T, dont la valeur à retenir est effet le plus défavorables des combinaisons ci-dessous, tirées de l'EC1 §6.1.5 :

$$\text{Max} \begin{cases} \Delta T_{M,heat}(\text{ou } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N T_{N,exp}(\text{ou } \Delta T_{N,con}) \\ \omega_M \Delta T_{M,heat}(\text{ou } \Delta T_{M,cool}) + T_{N,exp}(\text{ou } \Delta T_{N,con}) \end{cases} \text{ avec } \omega_N = 0,35 \text{ et } \omega_M = 0,75$$
$$\text{Max} \begin{cases} 19,96 + 0,35 \times 19 = 26,61^\circ\text{C} \\ 0,75 \times 19,96 + 19 = 33,97^\circ\text{C} \end{cases} \rightarrow \mathbf{33,97^\circ\text{C}}$$

Soit à retenir la combinaison $\omega_M \Delta T_{M,cool} + T_{N,exp}$.

Note : La vitesse de vent retenue est issue de données de projet déjà réalisé en côte d'Ivoire.

III.3. Combinaisons

Le principe de combinaison des actions est celui recommandé dans le cas général par l'EC 0 : NF EN 1990 et son annexe national A1 de Déc/2007 dont l'Annexe 4 présente les valeurs de combinaison ψ à considérer pour les ponts ferroviaires ; le §6.8.2 de NF EN 1991-2 dont l'extrait en Annexe 4 donne les coefficients appliquer aux valeurs caractéristiques des groupes de charges de trafic ferroviaire à composantes multiples ou individuels.

III.4. Calcul des sollicitations internes

III.4.1.1. Caractéristiques mécaniques de la section mixte

Elles consistent à définir la géométrie de la traverse et à déterminer par la suite les caractéristiques mécaniques de la section mixte. L'Annexe 5 présente le chronogramme de calcul, partant de l'énoncé des hypothèses Eurocode sur les matériaux, au calcul des coefficients d'équivalence et à la détermination des inerties équivalentes nécessaires à la modélisation.

Les paramètres de la section mixte sont déterminés par les formules issues du guide SETRA de calcul des TPE dont les notations sont repérées sur la Figure III-11 ci-dessous. Les armatures en section constituent le ferrailage minimum calculé au § III.7.1.

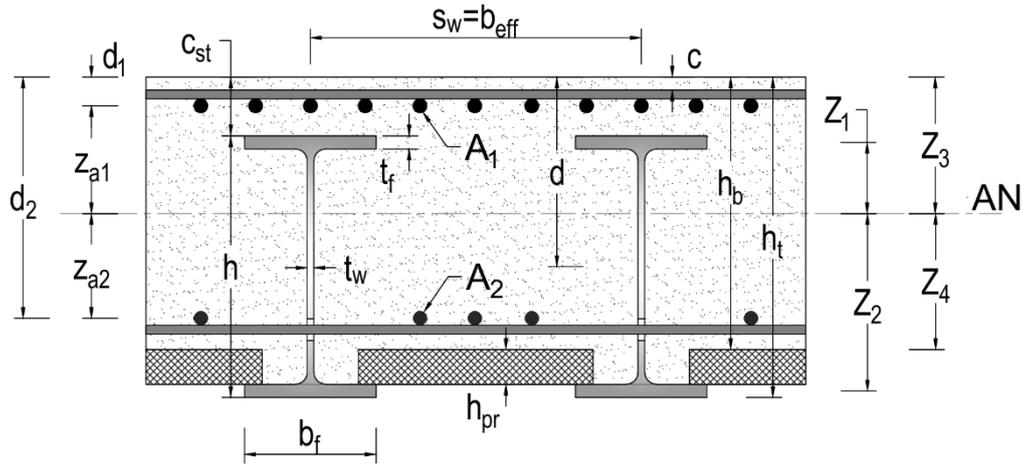


Figure III-11. Section mixte-Notations

On désigne par A_a , S_{ao} et I_{ao} , respectivement la section, le moment statique et le moment quadratique des aciers par rapport à la fibre supérieure, on a :

$$\begin{cases} A_a = A_1 + A_2 + NA \\ S_{ao} = A_1 d_1 + A_2 d_2 + NA \cdot d, \text{ avec } d = c + \frac{h}{2} \\ I_{ao} = A_1 d_1^2 + A_2 d_2^2 + N(Ad^2 + I) \end{cases}$$

Où N désigne le nombre de poutrelles et I l'inertie par rapport à leur centre de gravité.

L'ordonnée de l'axe neutre Z_3 , par rapport à la fibre supérieur est définie selon les cas par les expressions suivantes tirées du guide SETRA de calcul des TPE :

- Section entière homogénéisée avec prise en compte du béton tendu :

$$\begin{cases} Z_{3h} = \frac{0,5Bh_b^2 + nS_{ao}}{Bh_b + nA_a} \\ I_h = \frac{BZ_{3h}^3}{3} + \frac{B(h_b - Z_{3h})^3}{3} + n(I_{ao} - 2Z_{3h}S_{ao} + A_a Z_{3h}^2) \end{cases}$$

- Section réduite homogénéisée sous moments positifs :

$$\begin{cases} Z_{3h+} = \frac{-nA_a + \sqrt{(nA_a)^2 + 2nBS_{ao}}}{B} \\ I_{h+} = \frac{Bh_{3h+}^3}{3} + n(I_{ao} - 2Z_{3h+}S_{ao} + A_a Z_{3h+}^2) \end{cases}$$

- Section réduite homogénéisée sous moments négatifs :

$$\begin{cases} Z_{3h-} = h_b - \frac{-nA_a + \sqrt{(nA_a)^2 + 2nB(A_a h_b - S_{ao})}}{B} \\ I_{h-} = \frac{B(h_b - Z_{3h-})^3}{3} + n(I_{ao} - 2 Z_{3h-} S_{ao} + A_a Z_{3h-}^2) \end{cases}$$

$B=b_{\text{eff}}$: largeur participante de la dalle ;

$n (n_i ; n_v)$: coefficient d'équivalence court/ long terme de la section mixte

$$\begin{cases} n_i = \frac{E_s}{E_{cm}} \\ n_v = n_i \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)) \end{cases}$$

(avec $\varphi(t, t_0)$: coefficient de fluage du Tableau III-4)

L' Annexe 5 présente les résultats de ces calculs, le récapitulatif est consigné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-11. Caractéristiques mécaniques de la section mixte résistante

	Ordonnée axe neutre			Inertie		
		Instantané	Différé		Instantané	Différé
Section entière homogène	Z_{3h} (cm)	34	37	I_h (cm ⁴)	2833820	4808626
Section réduite homogène sous $M>0$	Z_{3h+} (cm)	27	33	I_{h+} (cm ⁴)	2042683	4284312
Section réduite homogène sous $M<0$	Z_{3h-} (cm)	47	45	I_{h-} (cm ⁴)	1279459	1297185
Inertie moyenne $I_{eq}=(I_h+I_{h+})/2$					2438251	4546469
Inertie sous $M<0$					1279459	1297185
H_{eq} équivalente de la dalle en béton $H_{d+}=(12 \cdot I_{eq}/b_{eff})^{1/3}$ sous $M>0$					73 cm	90 cm
H_{eq} équivalente de la dalle en béton $H_{d-}=(12 \cdot I_{eq}/b_{eff})^{1/3}$ sous $M<0$					59 cm	59 cm

La dalle mixte doit être modélisée selon le cas en utilisant l'épaisseur et l'inertie correspondant à la phase d'étude et à la zone étudiée (travée et appui).

Pour l'analyse, le calcul se fait en trois phases décrites comme suit :

- **Phase 1** : Poutrelles seules et béton non résistant

Les poutrelles sont posées, supportent leur poids propre, celui des prédalles et du béton frais ;

- **Phase 2** : poutres mixtes avec caractéristiques long terme

Il s'agit de la phase de durcissement du béton et de l'effectivité du fonctionnement mixte de la structure supportant les charges permanentes (calcul long terme $n_v=16,11$) ;

- **Phase 3** : poutres mixtes avec caractéristiques court terme

Ici, la dalle fonctionne comme une structure mixte supportant les charges d'exploitation (calcul court terme $n_i=6,16$).

III.4.1.2. Modèle de calcul numérique

Le tablier est modélisé comme un panneau élément fini de type coque, linéairement appuyé sur les ailes inférieures des poutres P.R.S, de surface 80,63x11,80 m et d'épaisseur calculée à partir des inerties équivalentes béton.

En phase 1, la poutre HEB600 est modélisée comme en élément barre rotulé aux extrémités et soumis au poids des prédalles, béton frais et des dispositifs anti-déversement comme présenté ci-dessous.

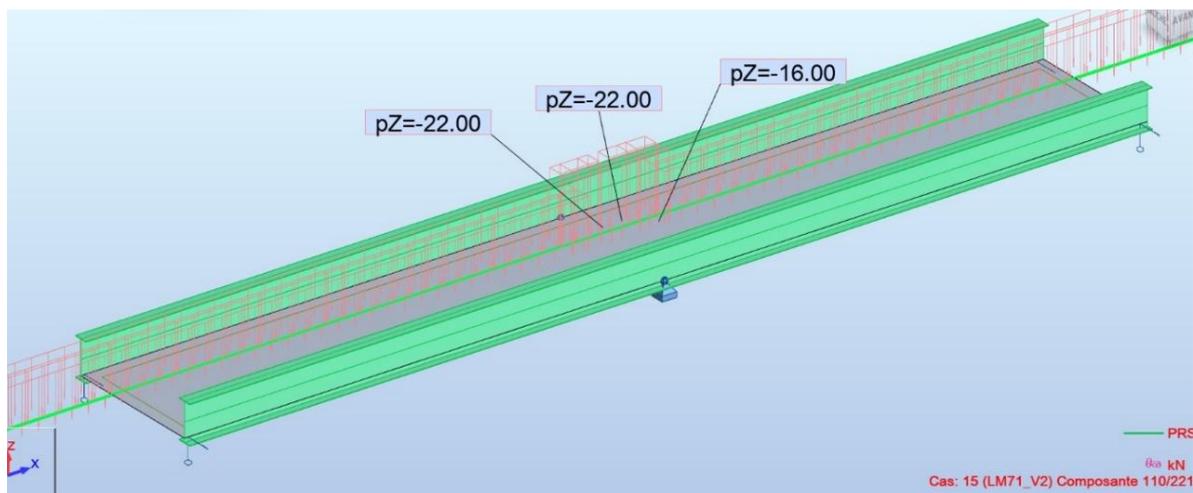


Figure III-12. Modèle numérique du tablier

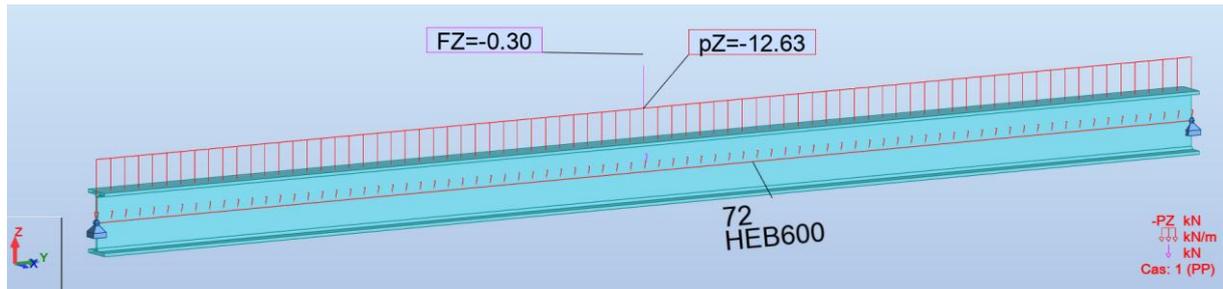


Figure III-13. Modèle Poutre HEB600 sous poids propres + béton frais

La figure au §AN.6.1 de l'Annexe 6, présente, dans la section transversale du tablier, l'ensemble des charges élémentaires non structurales à entrer dans le modèle Robot ainsi que leur mode d'application sur éléments de structure.

Nous faisons appel aux lignes d'influence du moment et de l'effort tranchant de la poutre P.R.S (voir Annexe 6), afin de déterminer les positions des convois qui produisent les effets les plus défavorables dans les éléments de structure. Ces positions sont définies au § AN.6.3.

III.4.1.3. Résultats

L'Annexe 7 présente l'ensemble des résultats graphiques (M, T) de l'analyse du modèle numérique du tablier. Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des sollicitations (M, T) :

Tableau III-12. Valeurs des sollicitations

		Dalle mixte			Poutre PRS			
		Moment		Tranchant	Travée		Appui	
		Mxx	Myy		Myy	Tz	My	Tz
		[kNm/m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
ELS	ELS Quasi-Permanent	363,92	509,35	206,80	15377,56		26552,92	5002,03
	ELS Fréquent	424,29	664,94	239,75	17880,60		30811,00	5790,01
	ELS Caractéristique	474,04	719,61	255,98	19212,67		32429,64	6115,65
ELU	ELU Fondamental	665,93	985,02	498,97	26366,50		45631,43	8359,65
	ELU Accidentel	498,14	782,60	268,51	20067,47		34548,56	6491,43

Les valeurs des sollicitations issues des résultats d'analyse pour EF coque (dalle) sont multiplier par la largeur efficace $b_{eff}=75,5\text{cm}$ pour la direction yy

III.5. Justifications des sections aux ELU

III.5.1. Dalle mixte sous moment positif

III.5.1.1. Classification de la section

La section mixte étudiée est de classe 1. Elle est classée conformément aux prescriptions de l'EC3 et de l'EC4, comme détaillé à l'Annexe 8 §AN.8.1.1.

Les éléments structurels de la section mixte seront ainsi justifiés par une analyse plastique.

III.5.1.2. Justification en flexion

On vérifie que la valeur de calcul M_{Ed} du moment fléchissant sollicitant dans chaque section ne dépasse pas celle du moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Ed} = 0,985 \text{ MN.m}$$

On détermine la position de l'ANP (voir Annexe 8), on calcule le moment résistant plastique conformément à EN1994-2 § 6.2.1.2(1).

$$M_{pl,Rd} = \sum d_i F_i$$

$$F_{c1} \cdot d_{c1} = F_{c1} \left(\frac{c}{2} + t_f + x \right) = 2,02 \left(\frac{0,135}{2} + 0,03 + 0,3 \right) = 0,803 \text{ MN.m}$$

$$F_{c2} \cdot d_{c2} = F_{c2} \left(\frac{t_f}{2} + x \right) = 0,14(0,015 + 0,3) = 0,044 \text{ MN.m}$$

$$F_{c3} \cdot d_{c3} = F_{c3} \cdot \frac{x}{2} = 2,706 \times 0,15 = 0,406 \text{ MN.m}$$

$$2F_{a1} \cdot d_{a1} = 2F_{a1} \left(\frac{t_f}{2} + x \right) = 2 \times 3,11(0,015 + 0,3) = 1,96 \text{ MN.m}$$

$$2F_{a2} \cdot d_{a2} = 2F_{a2} \cdot \frac{x}{2} = 2 \times 1,605 \times 0,15 = 0,482 \text{ MN.m}$$

$$F_a \cdot d_a = F_a \left(\frac{h}{2} - x - t_f \right) = 9,315 \left(\frac{0,6}{2} - 0,3 - 0,03 \right) = -0,275 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 3,42 \text{ MN.m}$$

$$M_{Ed} = 0,985 \text{ m} \leq M_{pl,Rd} = 3,42 \text{ MN.m} \quad \text{OK}$$

III.5.1.3. Justification sous effort tranchant

Comme pour le moment de flexion, la justification de la section à l'effort tranchant doit satisfaire au critère ci-dessous :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_a - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} f_y$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,027 - 2 \times 0,3 \times 0,0155 + (0,0155 + 2 \times 0,027) \times 0,0155}{\sqrt{3} \times 1} \times 345 = \mathbf{3,74 MN}$$

$$V_{Ed} = 0,498 MN \leq V_{pl,Rd} = 3,74 MN \quad \mathbf{OK}$$

III.5.1.4. Justification sous interaction Flexion-tranchant

$$V_{Ed} = 0,498 MN \ll 0,5 V_{pl,Rd} = 1,87 MN$$

La vérification sous interaction moment- effort tranchant n'est pas nécessaire.

III.5.2. Justification de la section des poutres latérales sur appui (P1)

III.5.2.1. Classification de la section (PRS)

La semelle de classe 4 (voir Annexe 8 §AN.8.1.2), donc justification de la section P.R.S sur appui P1 par une analyse élastique.

III.5.2.1. Justification en flexion

En analyse élastique, on vérifie successivement que les contraintes sur les fibres extrêmes des semelles restent inférieures à la valeur de calcul de la limite élastique de l'acier de charpente :

$$\text{Max}\{|\sigma_{sup}| ; |\sigma_{inf}|\} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\begin{cases} \text{"Sup" pour semelle supérieure: } |\sigma_{sup}| = 312,85 \text{ MPa} \\ \text{"inf" pour semelle inférieure: } |\sigma_{inf}| = 178,75 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contraintes maximales dans les fibres des semelles voir Annexe 7 § AN.7.2.1 :

$$\text{On a : } \text{Max}\{|\sigma_{sup}| ; |\sigma_{inf}|\} = 312,85 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

La section du P.R.S. sur appui P1 est donc justifiée en flexion.

III.5.2.2. Justification sous effort tranchant

Il s'agit de vérifier que, en raison de son élancement, la plaque constituant l'âme ne se voile pas sous l'effet du cisaillement.

On vérifie on vérifie conformément §5.1(2) de EN1993-1-5 le critère d'élancement pour une âme raidie :

$$\begin{cases} \frac{h_w}{t_w} = 130 \\ \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 80,60 \end{cases} \Rightarrow \frac{h_w}{t_w} \gg \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau}$$

Pour $\frac{a}{h_w} = 0,726 < 1$, $k_\tau = 4 + 5,34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} = 14,132$

a est la distance entre raiisseurs verticaux, $a = 3b_{eff} = 2,265m$

$k_{\tau sl} = 0$ si pas de raidisseurs longitudinal

$\eta = 1,2$

On conclut que l'âme doit être vérifié vis-à-vis du voilement par cisaillement.

La résistance de calcul est donner :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

$$\frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 16,27 \text{ MN}$$

Contribution de l'âme :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} h_w t_w$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^3}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{0,024}{3,12}\right)^2 = 11,23 \text{ MPa}$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,753 \quad \text{avec} \quad \bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{k_\tau \sigma_E}} = 1,12 > 1,08$$

On déduit la contribution de l'âme : $V_{bw,Rd} = \frac{0,753 \times 345 \times 3,12 \times 0,024}{\sqrt{3} \times 1,1} = 10,21 \text{ MN}$

Contribution des semelles :

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

$$c = \alpha \left(0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right) = 2,265 \left(0,25 + \frac{1,6 \times 1,2 \times 0,04^2 \times 345}{0,024 \times 3,12^2 \times 345} \right) = 0,596$$

$M_{f,Rd}$ est le moment résistant en flexion de la section sans âme, calculé comme le moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$.

$$M_{f,Rd} = \frac{2 b_f t_f f_{yf}}{\gamma_{M0}} \times \frac{h_w + t_f}{2} = 52,33 \text{ MN.m}$$

$M_{Ed} = 45,63 \text{ MN.m}$ dans les semelles

$$V_{bf,Rd} = \frac{1,2 \times 0,04^2 \times 345}{0,596 \times 1,1} \left(1 - \left(\frac{45,63}{52,33} \right)^2 \right) = 0,27 \text{ MN}$$

La contribution des semelles à la reprise de l'effort tranchant est 2,55% de la résistance totale, donc négligeable. Par souci de sécurité, on considérera donc que seul l'âme assure la reprise de ces efforts de cisaillement.

Alors $V_{b,Rd} = 10,21 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 16,27 \text{ MPa}$

On vérifie ainsi que :

$$V_{Ed} = 8.36 \text{ MN} \leq V_{b,Rd} = 10.21 \text{ MPa}$$

Donc la section sur appui P1 est vérifiée à l'effort tranchant OK

Justification sous interaction Flexion-tranchant

Cette vérification à lieu d'être si : $V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$

On a $V_{Ed} = 8,36 \text{ MN} > 0,5 V_{pl,Rd} = 5,105 \text{ MN}$

Donc il y a lieu de vérifier la section interaction M-T.

Critère de vérification du §7.1 de NF EN 1993-1-5 :

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1, \quad \text{si } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}; \text{ sinon } \bar{\eta}_1 = \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \quad \text{et} \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

L'utilisation de ce critère demande de se situer dans la section la plus défavorable à la distance $h_w/2$ de l'appui P1, pourvu de montants verticaux. On obtient au-delà de cette distance :

$$M_{Ed}(\text{à } h/2) = 36,19 \text{ MNm et } M_{Ed}(\text{à } h/2) = 7,36 \text{ MN}$$

$M_{f,Rd} = 52,33 \text{ MN.m}$ et $V_{bw,Rd} = 10,21 \text{ MN}$ sont les valeurs calculées en § III.5.2.2. Le moment résistant plastique en P1, se calcule en plasticité sans tenir de sa classe de la section (ANP à la distance $h/2$) comme stipulé §7.1 EN 1993-1-5. On a :

$$M_{pl,Rd} = \frac{2 f_y}{\gamma_{M0}} \left(b_f t_f \frac{h_w + t_f}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} \right) = 72,48 \text{ MN.m.}$$

$$\bar{\eta}_1 = 0,5 \quad \text{et} \quad \bar{\eta}_3 = 0,721$$

$$\bar{\eta}_1 = 0,5 < \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 0,722, \text{ alors on retient } \bar{\eta}_1 = 0,722$$

On vérifie alors le critère d'interaction pour $\bar{\eta}_1 = 0,722$:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0,776 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Donc la section sur appui P1 est vérifiée sous interaction Flexion-tranchant (M ; V).

III.5.3. Justification de la section des poutres latérales en travée (x=64m)

III.5.3.1. Classification de la section (P.R.S)

La semelle de classe 4 (voir Annexe 8 §AN.8.1.2), donc justification de la section P.R.S en travée par une analyse élastique.

III.5.3.2. Justification en flexion

En analyse élastique, on vérifie successivement que les contraintes sur les fibres extrêmes des semelles restent inférieures à la valeur de calcul de la limite élastique de l'acier de charpente :

$$\text{Max}\{|\sigma_{sup}| ; |\sigma_{inf}|\} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Contraintes dans les semelles} \quad |\sigma_{sup}| = 212,66 \text{ MPa et } |\sigma_{inf}| = 67,45 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \text{Max}\{|\sigma_{sup}| ; |\sigma_{inf}|\} = 212,66 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La section du P.R.S sur en travée est donc justifiée en flexion.

III.5.4. Justification de la rigidité des montants verticaux des poutres PRS

Les justifications de la section sous effort tranchant, traitées aux § III.5.2 et § III.5.3, exigent de s'assurer que les montants verticaux disposent d'une rigidité suffisante pour garantir une reprise parfaite des efforts de cisaillement dans l'âme.

III.5.4.1. Inertie minimale pour résistance à l'effort tranchant

a) Montants verticaux intermédiaires

L'inertie minimale des montants verticaux intermédiaires (en zone courante) est donnée par :

$$\begin{cases} I_{st} \geq 1,5 \frac{h_w^3 t_w^3}{a^2} & \text{si } \frac{a}{h_w} < \sqrt{2} \\ I_{st} \geq 0,75 h_w t_w^3 & \text{si } \frac{a}{h_w} \geq \sqrt{2} \end{cases}$$

$$\frac{a}{h_w} = \frac{2,265}{3,12} = 0,726 < \sqrt{2} \text{ donc } I_{st} \geq 1,5 \frac{h_w^3 t_w^3}{a^2}$$

Le raidisseur double est disposé de manière à assure la rigidité de l'âme sur toute sa hauteur et en largeur à la limite de la semelle. La figure ci-dessous présente l'aire de la section efficace (zone pochée) du raidisseur résultant d'une coupe horizontale perpendiculaire à l'âme du P.R.S.

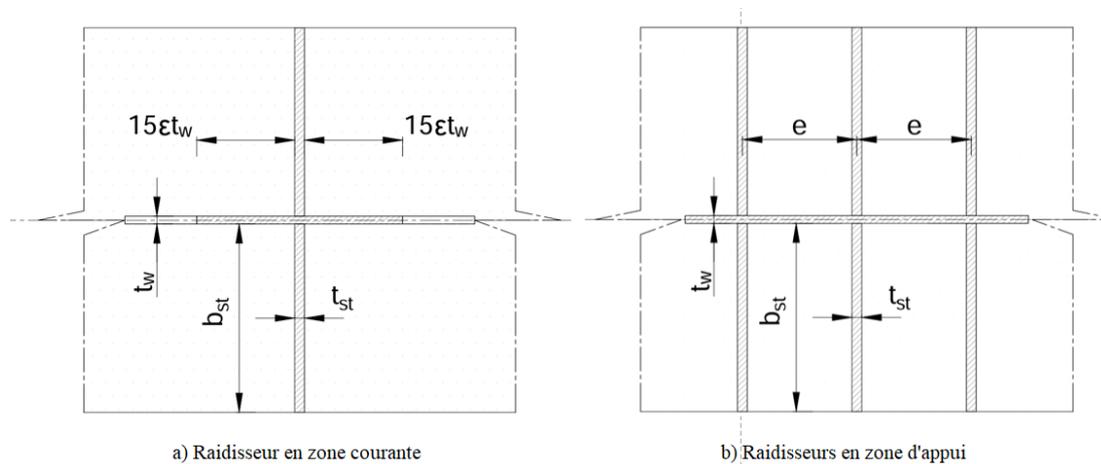


Figure III-14. Section efficace des raidisseurs intermédiaires et d'extrémités

Connaissant l'épaisseur de l'âme raidi et la largeur b_{st} du raidisseur, on détermine l'épaisseur minimale du raidisseur, nécessaire pour obtenir l'inertie minimal requise I_{st} . Cette épaisseur t_{st} est calculée à partir de l'expression du moment d'inertie I_{st} de la section efficace dont une expression simplifiée en fonction de t_{st} (en mm) est donnée ci-dessous :

$$I_{st} = 313414560t_{st} + 688435,2 \geq 1,5 \frac{h_w^3 t_w^3}{a^2} = 122758720,6 \text{ mm}^4$$

On déduit $t_{st} \geq \mathbf{0.34 \text{ mm}}$

Une épaisseur de tôle de 10 mm serait un choix optimal, mais par souci de commodité, nous retenons une épaisseur de tôle de **15,5 mm** identique à celle des HEB600 qui permettra, de simplifier et de faciliter la liaison/assemblage Raidisseur-Poutrelle HEB600 à chaque point de chevauchement des deux éléments.

b) Montants verticaux d'extrémité

Comme illustré à la Figure III-14. Section efface des raidisseurs intermédiaires et d'extrémités, l'aire efficace de chaque raidisseur double doit au-moins égale $\frac{4h_w t_w^2}{e}$, ou e est l'entre axes des raidisseurs et $e > 0,1h_w$.

$$e > 0,1h_w = 0,312m \text{ soit } e = \mathbf{38 \text{ cm}}$$

Nous retenons $e = 38 \text{ cm}$ pour permette une meilleure disposition des raidisseurs et éviter les claches avec la pose des poutrelles HEB600.

$$A_e \geq \frac{4h_w t_w^2}{e} = 189,17 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 91,2 + 117,6t_{st} \text{ (en cm}^2\text{)}$$

$$91,2 + 117,6t_{st} \geq 189,17 \Rightarrow t_{st} \geq \mathbf{0.83 \text{ cm}}$$

Comme en zone courante, nous retenons une épaisseur de de tôle de 15,5mm.

III.5.5. Déversement des membrures comprimées

Le critère de vérification au déversement des membrures comprimées est défini par l'expression suivante :

$$\frac{\chi_{LT} w_y f_y}{\gamma_{M1} M_{y,Ed}} \geq 1$$

- W_y : module de résistance approprié, égale à $W_{eff,y}$ pour une section de classe 4 ;
- Courbe de déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

Où :

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} : \text{facteur d'imperfection et } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Le moment critique de déversement élastique calculé au § AN.8.2.3, Annexe 8 ;

$$M_{cr} = 403.45 \text{ MN.m}$$

On, calcule le rapport $h_w/b_f=2,6 > 2$ pour une section en I soudée et on détermine la courbe de déversement d, permettant de déduire le facteur d'imperfection $\alpha_{LT}=0,76$ (voir Annexe 8 § AN.8.2.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appui P1: } w_{eff,y} = \frac{I_{eff}}{z_{ANE}} = \frac{0,282}{(312-201,4+4) \cdot 10^{-2}} = 0,246m^3 \\ \text{Travée: } w_{eff,y} = \frac{I_{eff}}{z_{ANE}} = \frac{0,275}{(239,5+4) \cdot 10^{-2}} = 0,113m^3 \end{array} \right.$$

$$\text{Appui P1 : } \bar{\lambda}_{LT} = 0,46 \quad \text{et Travée : } \bar{\lambda}_{LT} = 0,31$$

$$\text{Appui P1 : } \Phi_{LT} = 0,7 \quad \text{et Travée : } \Phi_{LT} = 0,59$$

$$\text{Appui P1 : } \chi_{LT} = 0,808 \quad \text{et Travée : } \chi_{LT} = 0,915$$

$$\text{Appui P1 : } \frac{\chi_{LT} w_y f_y}{\gamma_{M1} M_{y,Ed}} = \frac{0,808 \times 0,246 \times 345}{1,1 \times 45,63} = 1,37 > 1 \quad \text{OK}$$

$$\text{Travée : } \frac{\chi_{LT} w_y f_y}{\gamma_{M1} M_{y,Ed}} = \frac{0,91 \times 0,246 \times 345}{1,1 \times 26,37} = 1,23 > 1 \quad \text{OK}$$

On en conclut que les membrures comprimées, inférieure sur appui et supérieure en travée, sont stables vis-à-vis du déversement.

Note : La connexion des poutrelles HEB600 aux raidisseurs d'âme (montants verticaux) des poutres latérales P.R.S. assure une stabilité suffisante des membrures inférieures des poutres P.R.S. vis-à-vis du déversement. Par conséquent, une vérification du déversement de la section au niveau de l'appui P1 n'est pas nécessaire.

III.6. Justifications des sections aux ELS

III.6.1. Justification de la dalle mixte

III.6.1.1. Limitation des contraintes dans les poutrelles

Elle se fait à l'ELS caractéristique, EC3 & 4 [6] recommandent de vérifier les contraintes dans les poutrelles comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \\ \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \\ \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \end{array} \right. \quad \text{avec } \gamma_{M,ser} = 1,25$$

Les valeurs de calcul des contraintes sont celle des fibres externes des semelles.

Les valeurs de calcul des contraintes tirées de l'analyse numérique du modèle de la dalle (voir Annexe 7 §AN.7.1.9, valeurs en MPa/m à multiplier par b_{eff}) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Ed,ser}^{sup} = 8,11 \text{ MPa} \\ \sigma_{Ed,ser}^{inf} = 4,23 \text{ MPa} \end{array} \right. \ll \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 276 \quad \text{OK}$$

$$\tau_{Ed,ser} = 0,57 \text{ MPa} \ll \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} = 159,35 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} = 8,17 \text{ MPa} \ll \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 276 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La limitation des contraintes dans les poutres est donc vérifiée

III.6.1.2. Limitation des contraintes le dans le béton

- ELS caractéristique

$$\sigma_c = 8,11 \leq 0,6f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

- ELS quasi permanent

$$\sigma_c = 5,90 \leq 0,45f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

III.6.2. Justification des poutres latérales

III.6.2.1. Limitation des contraintes sur appui P1

Les vérifications se font à l'ELS caractéristique et de la manière analogie aux poutrelles HEB600.

$$\begin{cases} \sigma_{Ed,ser}^{sup} = 219 \text{ MPa} \\ \sigma_{Ed,ser}^{inf} = 130,60 \text{ MPa} \end{cases} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 276 \quad \mathbf{OK}$$

$$\tau_{Ed,ser} = 90 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} = 159,35 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} = 268,81 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 276 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

III.6.2.2. Limitation des contraintes en travée à x=64 m

$$\begin{cases} \sigma_{Ed,ser}^{sup} = 159,06 \text{ MPa} \\ \sigma_{Ed,ser}^{inf} = 46,81 \text{ MPa} \end{cases} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 276 \quad \mathbf{OK}$$

$$\tau_{Ed,ser} = 0,61 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} = 159,35 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} = 159 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 276 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

Les poutre latérale P.R.S est ainsi justifiée à l'ELS caractéristique

III.7. Armatures

III.7.1. Armatures minimales

III.7.1.1. Armatures longitudinales minimales (sens de portée de la dalle)

Les armatures longitudinales supérieures minimales $A_{s, \min}$ sont évaluées conformément aux règles de EN 1994-2 selon les conditions du § 7.5.3, par poutre enrobée. On ne considère que le béton coulé en place, en faisant abstraction du coffrage perdu et des poutrelles :

$$A_{s, \min} \geq 0,01A_{c, \text{eff}}$$

Où :

- $A_{c, \text{eff}}$: aire efficace de béton, $A_{c, \text{eff}} = s_w c_{st} \leq s_w d_{\text{eff}}$;
- d_{eff} : épaisseur efficace de béton, $d_{\text{eff}} = c + 7,5\phi_s$;
- ϕ_s : diamètre de l'armature longitudinale tel que $10\text{mm} \leq \phi_s \leq 16\text{mm}$;
- c, c_{st} : enrobage des armatures longitudinales et de la section en acier de construction ;
- s_w : entraxe des poutres.

L'espacement s des barres de l'armature longitudinale vérifie $100\text{mm} \leq s \leq 150\text{mm}$

On a: $c = 3\text{cm}$; $c_{st} = 13,5\text{cm}$; $\phi_s = 16\text{mm}$; $s_w = 75,5\text{cm}$

$A_{c, \text{eff}} = 75,5 \times 13,5 = 1019,25\text{cm}^2$ et $s_w d_{\text{eff}} = 75,5 \times (3 + 7,5 \times 1,6) = 1132,5\text{cm}^2$

$$\begin{cases} A_{s, \min} \geq 10,2\text{ cm}^2 \text{ par poutre} \rightarrow \mathbf{6HA16, s = 12,5cm} \\ A_{s, \min} \geq 13,5\text{cm/ml (ramené au ml de dalle)} \rightarrow \mathbf{7HA16, s = 12,5cm} \end{cases}$$

Nous disposons la moitié de ces armatures en nappe inférieure, soit **3HA16**.

III.7.1.2. Armatures transversales minimales (sens du trafic)

Les armatures transversales supérieures minimales sont déterminées par la même formule que précédemment, en considérant une largeur de poutre d'un mètre.

Soit $A_{s, \min} \geq 13,5\text{cm/ml} \rightarrow \mathbf{7HA16, s = 12,5cm}$.

Armatures transversales minimales en nappe inférieure qui traversent les âmes des poutrelles sont déterminées par l'expression suivantes tirées de l'EN 1992-1-1 § 9.2.1.1 (1) :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \geq 0,0013bd$$

Où :

- b : largeur moyenne de la zone tendue $b = 1,00ml$;
- f_{ctm} : résistance moyenne du béton à la traction $f_{ctm} = 3MPa$;
- f_{yk} : Limite caractéristique d'élasticité des armatures $f_{yk} = 500MPa$;
- d : distance entre la fibre supérieure de la dalle et le centre de gravité des armatures tendues $d = 0,9 \times 62,5 = 56,25 cm$.

$$Max \left(\begin{array}{l} A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 100 \times 66,25 = 8,78 cm^2/ml \\ 0,0013bd = 0,0013 \times 100 \times 56,25 = 7,31cm^2/ml \end{array} \right) = 9,36 cm^2/ml$$

$$A_{s,min} = 9,36 cm^2/ml \rightarrow 2HA25 \text{ par ml}$$

Note : Pour les barres d'armature transversales inférieures doivent satisfaire à $\emptyset \geq 16mm$ et $s=30 cm$ (voir § 6.3.1 (4), EN 1994-2).

III.7.2. Calcul des armatures aux États limites

Les armatures supérieures sont dimensionnées selon la condition du pourcentage minimum mentionnée ci-dessus, soit 7 HA16 espacées de 12,5 cm pour les deux lits en nappe supérieure, et 3 HA16 pour la nappe inférieure longitudinale.

Les armatures transversales inférieures sont déterminées à partir du moment $M_{xx}=665,95$ kNm/ml (études ELU, voir Tableau III-12). Leur section est calculée conformément à l'EC2 (détaillée à l'Annexe 8 § AN.8.3.1) et vaut $A_{st} = 27,84 cm^2/ml$ soit supérieure à la section minimale requise $A_{s,min} = 9,05 cm^2/ml$. Ainsi 4 HA32 espacées de 25cm sont adoptées.

Les âmes des poutrelles seront perforées pour permettre l'enfilage des armatures, par des trous de diamètre $\emptyset 70$ ($\approx 1,2 \times \emptyset 32 + 15mm$ de jeu), espacés de 25cm et situés à 10cm au-dessus de la semelle inférieure.

Plutôt qu'un recouvrement des barres, la continuité des HA32 sera assurée par des manchons alternés entre barres successives.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans un contexte marqué par la phase finale des études et le lancement imminent des travaux de la ligne 1 du Métro d'Abidjan, cette étude de conception a été menée dans le but de proposer une solution viable, adaptée pour répondre au problème d'insuffisance de gabarit identifiée au PK6+810 de l'Avenue Christiani qui dessert le port autonome Abidjan. La solution de tablier de type RA.P.L. retenu à l'issue de la comparaison des variantes est un ouvrage imposant qui entre dans la gamme des ponts non courants.

La démarche effectuée pour la justification des éléments de structure et le dimensionnement est celle des Eurocodes et du CHAMOA ; qui a consisté après prédimensionnement de la structure, à homogénéiser la dalle mixte afin d'obtenir les caractéristiques mécaniques de la dalle homogène prenant en compte les effets engendrés par les différentes charges appliquées en cours de construction et à la mise en service de l'ouvrage. Le logiciel Robot Structural Analysis est intervenu pour l'analyse et la détermination des sollicitations internes nécessaires pour les justifications des éléments structurels.

Même si le dimensionnement structurel confirme la robustesse de l'ouvrage conçu, il est nécessaire, voire impératif de définir des mesures de protection de l'ouvrage vis-à-vis de l'agressivité du milieu environnant ; et de dresser un programme d'entretien périodique afin de garantir sa pérennité.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] SETRA, Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées, Mai 1995.
- [2] UIC, UIC 773, Recommendations for the design of joist-concrete railway bridges, January 1997.
- [3] Eurocodes, EC0, NF EN 1990_Bases de calcul des structures, Mars 2003.
- [4] Eurocodes, EC2, NF EN 1992-1-1_Calcul des structures en béton ; Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Octobre 2005.
- [5] Eurocodes, EC1, NF EN 1991-2_Actions sur les structures ; partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic, Mars 2004.
- [6] Eurocodes, EC3, NF EN 1993-1-1_Calcul des structures en acier ; partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic, Octobre 2005.
- [7] SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, juillet 2007.
- [8] CIMBETON, Les ponts courants en béton, vol. Tome 1, DBG Studios - S2974, Septembre 2005.
- [9] SETRA, Guide du Projeteur Ouvrage d'art, Ponts Courants, Janvier 1999.
- [10] Cerema, CHAMOA - PPE, Programme de calcul des ouvrages de type Pont à Poutrelles Enrobées, Juin 2024.

ANNEXES

Annexe 1 : Classes d'exposition des bétons	61
Annexe 2 : Organigramme de décision si recours à une analyse dynamique ou non	62
Annexe 3 : Valeurs charges essieux LM71 et Ballastière sur la dalle mixte	63
Annexe 4 : Coefficients de combinaison et groupes de charges de trafic ferroviaire	64
Annexe 5 : Caractéristiques mécaniques de la section mixte efficace	69
Annexe 6 : Cas de charges de modélisation.....	74
Annexe 7 : Résultats	80
Annexe 8 : Vérifications structurelles	94
Annexe 9 : Plans de coffrage	111
Annexe 10 : Plans de ferrailage	114

Annexe 1 : Classes d'exposition des bétons

**Tableau 4.1: Classe d'exposition en fonction des conditions d'environnement,
conformément à l'EN 206-1**

Désignation de classe	description de l'environnement:	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées: toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées: très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 Corrosion induite par carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humidité, rarement sec	Surface de béton soumise au contact à long terme de l'eau un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surface de béton soumise au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
3 Corrosion induite par les chlorures		
XD1	Humidité modérée	Surface de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humidité, rarement sec	Piscines éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement des véhicules
4 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposition à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments des structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments des structures marines
5 Attaque gel/dégel		
XF1	Saturation en modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surface verticale de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation en modérée en eau, avec agent de déverglaçage	Surface verticale de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surface horizontale de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de ponts exposés aux agents de déverglaçage, Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel, Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
6 Attaques chimiques		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol

Annexe 2 : Organigramme de décision si recours à une analyse dynamique ou non

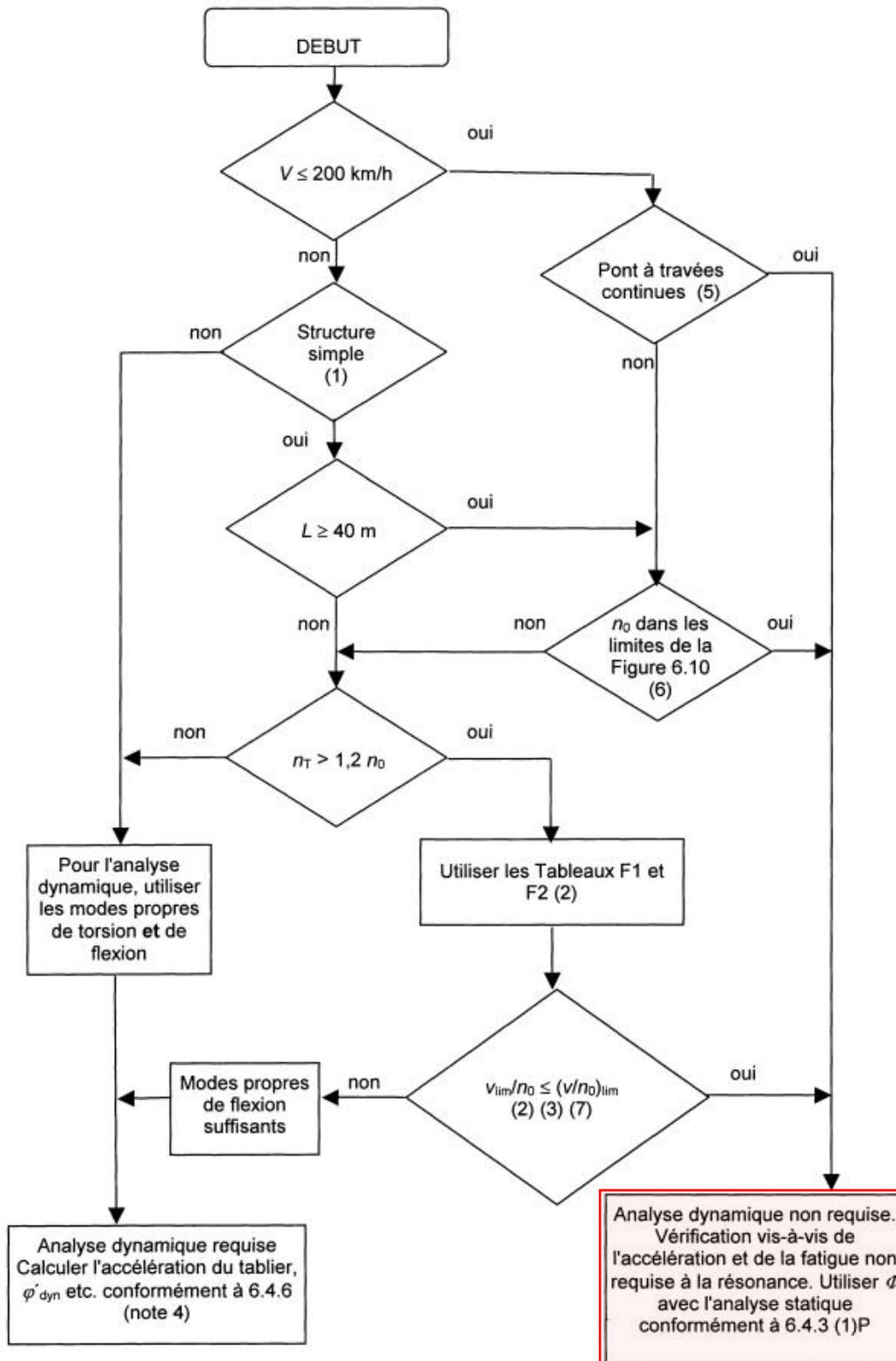


Figure 6.9 — Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non

Annexe 3 : Valeurs charges essieux LM71 et Ballastière sur la dalle mixte

Modèle de charge 71

La valeur de ces charges sera multipliée par le coef $\alpha=0,5$

essieu (kN)	250
essieu (kN/m)	80
α	0,5

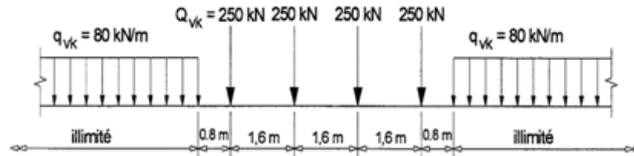


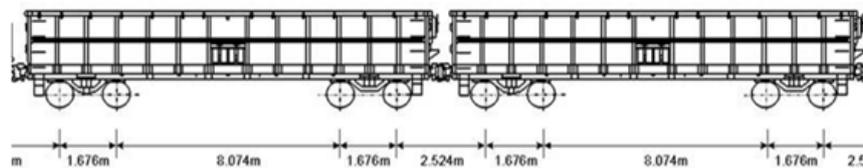
Figure 6.2 : Modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales

V 2	Rail 1			Rail 2			Moyenne
Couches	Ep (m)	tan(φ)	a ₂ (m)	Ep (m)	tan(φ)	a ₂ (m)	(a _{1,2} +a _{2,2})/2
			0,3			0,3	
Ballast	0,327	0,25	0,464	0,29	0,25	0,445	
étanch	0,03	1	0,524	0,03	1	0,505	
Dalle*	0,694	1	1,218	0,732	1	1,237	1,23
Q_v(kN/m²)	21,89			21,55			22
q_v(kN/m²)	16,43			16,17			16

Charge Ballastière

Ce convoi est constitué de plusieurs essieux de 22,5T

P _{essieu} (kN)	225
α	1



V 2	Rail 1			Rail 2			Moyenne
Couches	Ep (m)	tan(φ)	a ₂ (m)	Ep (m)	tan(φ)	a ₂ (m)	(a _{1,2} +a _{2,2})/2
			0,3			0,3	
Ballast	0,327	0,25	0,464	0,29	0,25	0,445	
étanch	0,03	1	0,524	0,03	1	0,505	
Dalle*	0,694	1	1,218	0,732	1	1,237	1,23
Q_v(kN/m²)	39,40			38,78			39

Poids propre de l'armement

Poids propre de l'armement 0,6T/m/voie

P _{arm} (kN)	6
-----------------------	---

V 2	Rail 1			Rail 2			Moyenne
Couches	Ep (m)	tan(φ)	a ₂ (m)	Ep (m)	tan(φ)	a ₂ (m)	(a _{1,2} +a _{2,2})/2
			0,3			0,3	
Ballast	0,327	0,25	0,464	0,29	0,25	0,445	
étanch	0,03	1	0,524	0,03	1	0,505	
Dalle*	0,694	1	1,218	0,732	1	1,237	1,23
q_v(kN/m²)	2,46			2,43			2,44

Annexe 4 : Coefficients de combinaison et groupes de charges de trafic ferroviaire

Tableau 6.11 — Détermination des groupes de charges de trafic ferroviaire
(valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples)

Nombre de voies sur l'ouvrage			Groupes de charges			Forces verticales			Forces horizontales			Remarques			
			Référence EN 1991-2			6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2				
1	2	≥ 3	Nombre de voies chargées	Groupe de charge (8)	Voie chargée	LM 71 (1) SW/0 (1), (2) HSLM (6), (7)	SW/2 (1), (3)	Train à vide	Accélération, freinage (1)	Force centrifuge (1)	Effort de lacet (1)				
1	2	≥ 3	1	gr 11	T ₁	1			1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. vertical 1 et max. longitudinal			
			1	gr 12	T ₁	1			0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	Max. vertical 2 et max. transversal			
			1	gr 13	T ₁	1 (4)				1	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. longitudinal		
			1	gr 14	T ₁	1 (4)				0,5 (5)	1	1	Max. latéral		
			1	gr 15	T ₁				1		1 (5)	1 (5)	Stabilité latérale avec train à vide		
			1	gr 16	T ₁				1		1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	SW/2 et max. longitudinal	
			1	gr 17	T ₁				1		0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	SW/2 et max. transversal	
			2	gr 21	T ₁	1					1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. vertical 1 et max. longitudinal	
			2	gr 21	T ₂	1					1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. vertical 1 et max. longitudinal	
			2	gr 22	T ₁	1					0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	Max. vertical 2 et max. transversal	
			2	gr 22	T ₂	1					0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	Max. vertical 2 et max. transversal	
			2	gr 23	T ₁	1 (4)					1	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. longitudinal	
			2	gr 23	T ₂	1 (4)					1	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. longitudinal	
			2	gr 24	T ₁	1 (4)					0,5 (5)	1	1	Max. latéral	
			2	gr 24	T ₂	1 (4)					0,5 (5)	1	1	Max. latéral	
			2	gr 26	T ₁					1		1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	SW/2 et max. longitudinal
			2	gr 26	T ₂					1		1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	SW/2 et max. longitudinal
2	gr 27	T ₁					1		0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	SW/2 et max. transversal			
2	gr 27	T ₂					1		0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	SW/2 et max. transversal			
≥ 3	gr 31	T ₁				0.75			0.75 (5)	0.75 (5)	0.75 (5)	Cas de charge supplémentaire			

- (1) Tous les coefficients appropriés (α , Φ , f , ...) doivent être pris en compte.
- (2) SW/0 ne doit être pris en compte que pour les ponts à travées continues.
- (3) SW/2 ne doit être pris en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.
- (4) Le coefficient peut être réduit à 0,5 si l'effet est favorable ; il ne peut être égal à zéro.
- (5) Dans les cas favorables, ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.
- (6) HSLM et trains réels lorsque les paragraphes 6.4.4 et 6.4.6.1.1 l'imposent.
- (7) Si le paragraphe 6.4.4 impose une analyse dynamique ; voir également 6.4.6.5(3) et 6.4.6.1.2.
- (8) Voir également Tableau A2.3 de l'EN 1990.

	Action composante dominante selon le cas
	À considérer lors du calcul d'une structure supportant une voie (groupes de charges 11-17)
	À considérer lors du calcul d'une structure supportant deux voies (groupes de charges 11-27, sauf 15). Chacune des deux voies doit être considérée comme T ₁ (voie 1) ou T ₂ (voie 2)
	À considérer lors du calcul d'une structure supportant trois voies ou plus ; (Groupes de charge 11 à 31, sauf 15). Chaque voie doit être considérée tour à tour comme T ₁ , n'importe quelle autre tour à tour comme T ₂ , toutes les autres étant considérées comme non chargées. En outre, le groupe de charges 31 doit être considéré comme un cas de charge supplémentaire dans lequel toutes les longueurs défavorables de la voie T ₁ sont chargées.

Source : NF EN 1991-2

Tableau A2.3 (NA) — Valeurs des coefficients ψ pour les ponts ferroviaires

Actions		ψ_0	ψ_1	ψ_2 ⁴⁾		
Composantes individuelles des actions du trafic ⁵⁾	LM 71	0,80	¹⁾	0		
	SW/0	0,80	¹⁾	0		
	SW/2	0	1,00	0		
	Train non chargé	1,00	—	—		
	HSLM	1,00	1,00	0		
	Traction et freinage Forces centrifuges Forces d'interaction dues aux déformations sous les charges verticales de trafic	Les composantes individuelles des actions dues au trafic pour les situations de projet où les charges de trafic sont considérées comme une action unique (multidirectionnelle) dominante, et non pas comme des groupes de charges, doivent utiliser les mêmes valeurs des coefficients ψ que ceux adoptés pour les charges verticales associées.				
	Forces de lacet	1,00	0,80	0		
	Charges des passages piétons non publics	0,80	0,50	0		
	Train Réel	1,00	1,00	0		
	Poussée des terres horizontale due aux charges de trafic	0,80	¹⁾	0		
	Effets aérodynamiques	0,80	0,50	0		
	Principales actions de trafic (groupes de charges)	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 1 avec max. longitudinal	0,80	0,80	0
		gr12 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 2 avec max. transversal			
gr13 (freinage/traction)		Max. Longitudinal				
gr14 (centrifuge/lacet)		Max. Latéral				
gr15 (train non chargé)		Stabilité Latérale avec train non chargé				
gr16 (SW/2)		SW/2 avec max. longitudinal				
gr17 (SW/2)		SW/2 avec max. transversal	0,80	0,70	0	
gr21 (LM71 + SW/0)		Max. vertical 1 avec max. longitudinal				
gr22 (LM71 + SW/0)		Max. vertical 2 avec max. longitudinal				
gr23 (freinage/traction)		Max. Longitudinal				
gr24 (centrifuge/lacet)		Max. Latéral				
gr26 (SW/2)		SW/2 avec max. longitudinal				
gr27 (SW2)		SW/2 avec max. transversal				
gr31 (LM71 + SW/0)		Cas de charge additionnels	0,80	0,60	0	
Autres actions opérationnelles	Effets aérodynamiques	0,80	0,50	0		
	Charge générale d'entretien pour la maintenance sur les passages piétons non publics	0,80	0,50	0		
Forces dues au vent ²⁾	F_{wk}	1,00	0,50	0		
Actions dues à la température ³⁾	T_k	0,60	0,60	0,50		
Charges de neige	$Q_{Sn,k}$ (pendant la construction)	0,8	—	0		
Charges de construction	Q_c	1,0	—	1,0		
<p>1) 0,8 si une voie seulement est chargée.  0,7 si 2 voies sont simultanément chargées.  0,6 si 3 voies ou plus sont simultanément chargées.</p> <p>2) Lorsque le vent agit simultanément avec le trafic, il y a lieu de prendre en compte uniquement la force due au vent $\psi_0 F_{Wk}$.</p> <p>3) Voir l'EN 1991-1-5.</p> <p>4) Si c'est la déformation qui est examinée pour les situations de projet durables et transitoires, il y a lieu de prendre ψ_2 égal à 1,00 pour l'action du trafic ferroviaire. Pour les situations de projet sismiques, voir le tableau A2.5.</p> <p>5) La force verticale minimale favorable à faire coexister avec des composantes individuelles d'actions du trafic ferroviaire (par exemple centrifuges, d'accélération ou de freinage) est 0,5 LM71 etc.</p>						

Source : NF EN 1990/A1

Tableaux de combinaisons

ELS quasi-permanente		
$G_{kj,sup} + \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$		
$G_{kj,inf} + \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$		
	ψ_2	
Actions dues à la température	0,5	
ELS fréquente		
$G_{kj,sup} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$		
$G_{kj,inf} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$		
	ψ_1	ψ_2
Actions dues à la température	0,6	0,5
Actions dues au trafic ferroviaire (1 voie)	0,8	0
Actions dues au trafic ferroviaire (2 voie)	0,7	0
Actions aérodynamiques	0,5	0
Actions dues au vent	0,5	0
ELS caractéristique		
$G_{kj,sup} + Q_{k,1} + \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$		
$G_{kj,inf} + Q_{k,1} + \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$		
	ψ_0	
Actions dues à la température	0,6	
Actions dues au trafic ferroviaire	0,8	
Actions aérodynamiques	0,8	
Actions dues au vent	0,75	
ELU fondamentale		
$\gamma_{Gj,sup} \times G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$		
$\gamma_{Gj,inf} \times G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$		
Actions permanentes	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$
Poids propre	1,35	1
superstructures	1,35	1
Retrait	1	1
Actions variables	γ_Q	
Trafic ferroviaire	1,45	
Actions aérodynamiques	1,5	
Action thermiques	1,5	
Vent	1,5	
ELU accidentel (Déraillement)		
$G_{kj,sup} + A_d + \psi_{2,i} \times T_k$		
$G_{kj,inf} + A_d + \psi_{2,i} \times T_k$		
<i>Les effets des retraits pondérés par 1, sont à prendre en compte dans chacune de ces combinaisons</i>		

T_k : Valeur caractéristique de sollicitation due aux actions thermiques

Valeurs des sollicitations

		Dalle mixte			Poutre PRS				
		Moment		Tranchant	Travée		Appui		
		Mxx	Myy		My	Tz	My	Tz	
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
COMB 2	ELS QP	$G_{max} + \text{Retrait} + 0,5T_k$		363,92	674,64	273,91	15377,56	26552,92	5002,03
		$G_{max} + \text{Retrait} + 0,7*(LM71 + LM71) + 0,5T_k$							
COMB 3		LM71 sur 2voies en position x=48m			779,51	317,55			5790,01
COMB 4		LM71 sur 2voies en position x=58m		415,09	788,49		17880,6	30811	
COMB 5		LM71 sur 2voies en position x=78m			844,9				
COMB 6	ELS FR	$G_{max} + \text{Retrait} + 0,7*(LM71 + Ball) + 0,5T_k$							
		LM71 en position x=48m et Ball en position x=49m			755,82	311,27			5686,85
COMB 7		LM71 en position x=58m et Ball en position x=58m		424,29	733,79		17774,95	30046,77	
COMB 8		LM71 en position x=78m et Ball en position x=77m			880,71				
COMB 9		$G_{max} + \text{Retrait} + (LM71+LM71) + [0,6T_k + 0,75*F_{wk}]$							
		LM71 sur 2voies en position x=48m			831,21	339,04			6115,65
COMB 10		LM71 sur 2voies en position x=58m		457,3	829,36		19212,67	32429,64	
COMB 11		LM71 sur 2voies en position x=78m			921,1				
COMB 12	ELS CARA	$G_{max} + \text{Retrait} + (LM71+Ball) + [0,6T_k + 0,75*F_{wk}]$							
		LM71 en position x=48m et Ball en position x=49m			809,15	327,69			5946,9
COMB 13		LM71 en position x=58m et Ball en position x=58m		474,04	778,59		18963,83	31097,39	
COMB 14		LM71 en position x=78m et Ball en position x=77m			953,13				
COMB 15		$1,35G_{max} + \text{Retrait} + 1,45*(LM71 + LM71) + 1,5*[0,6T_k + 0,75*F_{wk}]$							
		LM71 sur 2voies en position x=48m			1141	640,02			8359,65
COMB 16		LM71 sur 2voies en position x=58m		594,71	1130,38		26145,01	45631,43	
COMB 17		LM71 sur 2voies en position x=78m			1284,62				
COMB 18	ELU	$1,35G_{max} + \text{Retrait} + 1,45*(LM71 + Ball) + 1,5*[0,6T_k + 0,75*F_{wk}]$							
		LM71 en position x=48m et Ball en position x=49m			1122,07	660,89			8114
COMB 19		LM71 en position x=58m et Ball en position x=58m		665,93	1069,92		26366,5	42708,22	
COMB 20		LM71 en position x=78m et Ball en position x=77m			1304,66				
COMB 21	ELU	$G_{max} + \text{Retrait} + Ad_{LM71} + 0,5T_k$							
		LM71 -Acc sur 1Voies en position x=46m			825,03	324,08			5922,35
COMB 22		LM71 -Acc sur 1Voies en position x=55m		431,42	826,45		18272,57	31516,52	
COMB 23		LM71 -Acc sur 1Voies en position x=75m			917,41				
COMB 24	ELU Acci	$G_{max} + \text{Retrait} + (Ad_{LM71} + LM71) + 0,5T_k$							
		LM71 -Acc en position x=46m et LM71 en position x=48m			926,62	355,64			6491,43
COMB 25		LM71 -Acc en position x=55m et LM71 en position x=58m		481,78	901,43		20067,47	34548,56	
COMB 26		LM71 -Acc en position x=75m et LM71 en position x=78m			1036,55				
COMB 27		$G_{max} + \text{Retrait} + (Ad_{LM71} + Ball) + 0,5T_k$							
		LM71 -Acc en position x=46m et Ball en position x=49m			910,39	334,72			6184,7
COMB 28		LM71 -Acc en position x=55mm et Ball en position x=58m		498,14	881,58		19614,7	32352,36	
COMB 29		LM71 -Acc en position x=75m et Ball en position x=77m			1059,14				

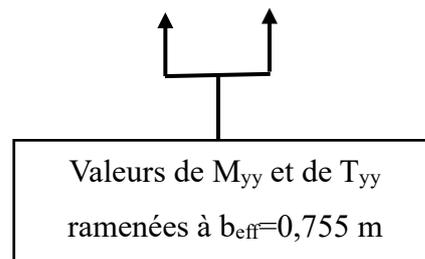
Sollicitations avec valeurs au ml pour la dalle [kNm/m], [kN/m]

Valeurs de M_{yy} et de T_{yy} à multiplier par $b_{eff}=0,755$ m (voir tableau ci-dessous)

*Analyse multicritère de conception pour le choix d'un pont ferroviaire : cas du Pont-Rail 9
situé au PK6+810 de la Ligne 1 du Metro d'Abidjan (République de Côte d'Ivoire)*

		Dalle mixte			Poutre PRS						
		Moment		Tranchant	Travée		Appui				
		Mxx [kNm/m]	Myy [kNm]		Moment	Tranchant	Moment	Tranchant			
				Tyy [kN]	My [kNm]	Tz [kN]	My [kNm]	Tz [kN]			
ELS	ELS OP	COMB 2	$G_{max} + \text{Retrait} + 0,5T_k$		274,76	509,35	206,80	15377,56	26552,92	5002,03	
		COMB 3	$G_{max} + \text{Retrait} + 0,7*(LM71 + LM71) + 0,5T_k$								
	ELS FR	COMB 4	LM71 sur 2voies en position x=48m			588,53	239,75	-		5790,01	
		COMB 5	LM71 sur 2voies en position x=58m		415,09	595,31		17880,60	-	30811,00	
		COMB 6	LM71 sur 2voies en position x=78m			637,90		-			
		ELS CARA	COMB 7	$G_{max} + \text{Retrait} + 0,7*(LM71 + Ball) + 0,5T_k$							
			COMB 8	LM71 en position x=48m et Ball en position x=49m			570,64	235,01	-		5686,85
			COMB 9	LM71 en position x=58m et Ball en position x=58m		424,29	554,01		17774,95	-	30046,77
			COMB 10	LM71 en position x=78m et Ball en position x=77m			664,94		-		
		ELU	ELS CARA	COMB 11	$G_{max} + \text{Retrait} + (LM71+LM71) + [0,6T_k + 0,75*F_{wk}]$						
	COMB 12			LM71 sur 2voies en position x=48m			627,56	255,98	-		6115,65
	ELU Accé		COMB 13	LM71 sur 2voies en position x=58m		457,30	626,17		19212,67	-	32429,64
			COMB 14	LM71 sur 2voies en position x=78m			695,43		-		
			ELU	COMB 15	$1,35G_{max} + \text{Retrait} + (LM71+Ball) + [0,6T_k + 0,75*F_{wk}]$						
COMB 16				LM71 sur 2voies en position x=48m			861,46	483,22	-		8359,65
ELU Accé			COMB 17	LM71 sur 2voies en position x=58m		594,71	853,44		26145,01	-	45631,43
			COMB 18	LM71 sur 2voies en position x=78m			969,89		-		
			COMB 19	LM71 en position x=48m et Ball en position x=49m			847,16	498,97	-		8114,00
			COMB 20	LM71 en position x=58m et Ball en position x=58m		665,93	807,79		26366,50	-	42708,22
ELU	ELU Accé	COMB 21	$G_{max} + \text{Retrait} + Ad_{LM71} + 0,5T_k$								
		COMB 22	LM71 -Acc sur 1Voies en position x=46m			622,90	244,68	-		5922,35	
		COMB 23	LM71 -Acc sur 1Voies en position x=55m		431,42	623,97		18272,57	-	31516,52	
	ELU	COMB 24	LM71 -Acc sur 1Voies en position x=75m			692,64		-			
		ELU Accé	COMB 25	$G_{max} + \text{Retrait} + (Ad_{LM71} + LM71) + 0,5T_k$							
			COMB 26	LM71 -Acc en position x=46m et LM71 en position x=48m			699,60	268,51	-		6491,43
		ELU	COMB 27	LM71 -Acc en position x=55m et LM71 en position x=58m		481,78	680,58		20067,47	-	34548,56
			COMB 28	LM71 -Acc en position x=75m et LM71 en position x=78m			782,60		-		
			COMB 29	$G_{max} + \text{Retrait} + (Ad_{LM71} + Ball) + 0,5T_k$							
COMB 29	LM71 -Acc en position x=46m et Ball en position x=49m			687,34	252,71	-		6184,70			
COMB 29	LM71 -Acc en position x=55mm et Ball en position x=58m		498,14	665,59		19614,70	-	32352,36			
COMB 29	LM71 -Acc en position x=75m et Ball en position x=77m			799,65		-					

Les valeurs des sollicitations issues des résultats d'analyse pour EF coque (dalle) sont multiplier par la largeur efficace $b_{eff}=75,5\text{cm}$ pour la direction yy



Annexe 5 : Caractéristiques mécaniques de la section mixte efficace

Hypothèses sur les matériaux

Bétons

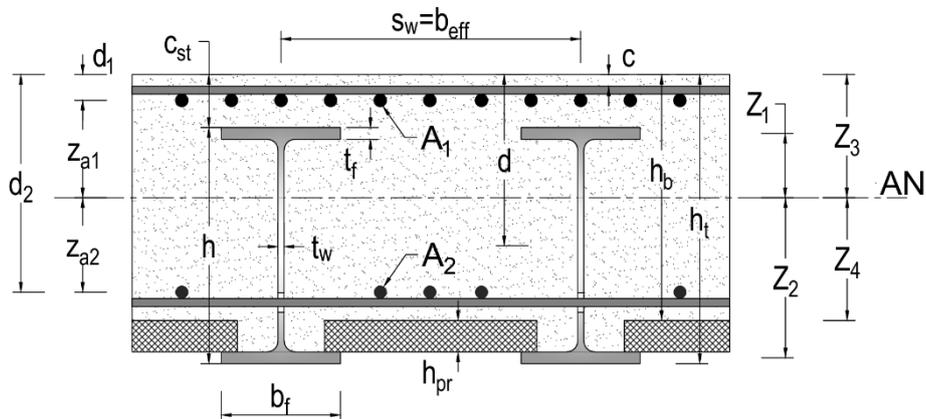
Classe de résistance		C35/45
Résistance caractéristique en compression	f_{ck}	35 MPa
Résistance moyenne en compression	f_{cm}	43 MPa
Résistance moyenne en traction	f_{ctm}	3,2 MPa
Résistance caractéristique en traction	$f_{ctk, 0.05}$	2,25 MPa
Module d'élasticité sécan	E_{cm}	34077 MPa
Contrainte de compression maximale ELS QP	$0.45 f_{ck}$	16 MPa
Contrainte de compression maximale ELS CARA	$0.6 f_{ck}$	21 MPa
Résistance de calcul en compression f_{cd} ELU STR	$f_{ck} / 1.5$	23 MPa

Armature Haute adhérence

Limite élastique	f_{yk}	500 MPa
Limite élastique à ELU fondamental	f_{sd}	435 MPa
Contrainte armature ELS caractéristique σ_s	σ_s	300 MPa
Enrobage armatures tablier, napp sup/inf	e	3 cm
Longueur d'ancrage droit	$33\emptyset$	
Longueur de recouvrement droit	$48\emptyset$	

Poutrelles

Profilé		HEB600
Nuance		S355
Limite élastique	f_y	345 MPa
Module élastique	E_s	210000 MPa



Définition de la géométrie de la traverse

		Dénominations	Notations
Profils métalliques (Poutrelle)	Diposition des poutrelles		Perpendiculaire au trafic
	Nombre de poutrelles		N 107
	Type de poutrelles		HEB600
	Classe de la section des poutrelles du commerce		
	Nuance de l'acier des poutrelles		S355
	Hauteur totale des profilés métalliques	h (cm)	60
	Largeur des semelles des profilés métalliques	b (cm)	30
	Epaisseur de l'âme des profilés métalliques	t _w (cm)	1,55
	Epaisseur des semelles des profilés métalliques	t _f (cm)	3
	Inertie poutrelle	I (cm ⁴)	171000
	Section poutrelle	A (cm ²)	270
	Distance du cdg de la poutrelle à la fibre supérieure	d (cm)	43,5
	Espacement Max entre 2 poutrelles	s _{w, max} (cm)	75,5
	Espacement Min entre 2 poutrelles	s _{w, min} (cm)	75,5
	Espacement courant entre 2 poutrelles	s _w (cm)	75,5
Béton	Classe du béton		C35/45
	Débord au-delà des semelles des poutrelles d'extrémités - gauche	debg (cm)	15
	Débord au-delà des semelles des poutrelles d'extrémités - droite	debd (cm)	15
	Longueur totale du tablier	B _c (cm)	8063
	Espacement RAPL	l (m)	11,77
	Enrobage supérieur minimal au-dessus des poutrelles métalliques	C _{min} (cm)	12
	Enrobage supérieure maximal au-dessus des poutrelles métalliques	C _{max} (cm)	15
	Epaisseur de béton au-dessus des poutrelles métalliques	C ₀ (cm)	13,5
	Epaisseur totale du tablier	h _t (cm)	73,5
	Epaisseur des prédalles	h _{pr} (cm)	8
	Epaisseur totale de béton coulé	h _b (cm)	62,5
	Aire de béton	A _c (m ²)	7,36
	Périmètre exposé à la dessiccation	u (m)	11,77
	Rayon moyen de la structure	h ₀ (mm)	1250
Armatures BA	Enrobage sup des armatures	C ₁ (cm)	3
	Enrobage inf des armatures inf (au-dessus des prédalles)	C ₂ (cm)	3
	Armatures longitudinales // aux poutrelles (2e lit)		
	Diamètre des armatures passives longitudinales supérieures	∅ ₁ (cm)	1,6
	Section d'armatures passives longitudinales sup minimale par ml	A _{1, min} (cm ² /ml)	13,50
	Section d'armatures passives longitudinales sup par ml retenue	A ₁ (cm ² /ml)	14,07
	Section d'armatures passives longitudinales inf par ml retenue	A ₂ (cm ²)	5,10
	Diamètre des armatures passives longitudinales inférieures	∅ ₂ (cm)	1,6
	Distance à la fibre supérieure du centre de gravité des armatures A1	d ₁ (cm)	5,88
	Distance à la fibre supérieure du centre de gravité des armatures A2	d ₂ (cm)	55,54
	Armatures transversales aux poutrelles (1er lit)		
	Section d'armatures passives transversales sup par ml retenue	A _{1t} (cm ² /ml)	14,07
	Section d'armatures passives transversales inf par ml retenue	A _{2t} (cm ² /ml)	9,39
	Diamètre des armatures passives transversales supérieures	∅ _{1t} (cm)	1,6
	Diamètre des armatures passives transversales inférieures	∅ _{2t} (cm)	2,5
	Distance à la fibre supérieure du centre de gravité des armatures A1t	d _{1t} (cm)	3,96
	Distance à la fibre supérieure du centre de gravité des armatures A2t	d _{2t} (cm)	58

Note : Le sens longitudinal pour la dalle correspond au sens de portée des poutrelles

Calcul des coefficients d'équivalence

	Dénominations	Notations	
Profils métalliques (Poutrelle)	Limite élastique garantie de l'acier des poutrelles	f_y (Mpa)	345
	Limite élastique aux ELU fondamentaux : ($\gamma_{MO} = 1.00$)	σ_{eu} (Mpa)	345
	Limite élastique aux ELU accidentels : ($\gamma_{MO} = 1.00$)	σ_{ev} (Mpa)	345
	Contrainte admissible aux ELS ($\gamma_{M, ser} = 1.25$)	σ_a (Mpa)	276
	Poids volumique de l'acier des poutrelles	ρ_p (kN/m ³)	78,5
	Module de déformation longitudinale de l'acier des poutrelles	E (Mpa)	210000
	Module de cisaillement de l'acier des poutrelles	G (Mpa)	80769

Béton	Résistance caractéristique du béton à la compression	f_{ck} (Mpa)	35
	Valeur moyenne de la résistance à la compression du béton	f_{cm} (Mpa)	43
	Module d'élasticité à court terme	E_{cm} (Mpa)	34077
	Résistance aux ELU fondamentaux	f_{cd} (Mpa)	23,33
	Résistance aux ELU accidentels	f_{cdv} (Mpa)	29,17
	Contrainte admissible aux ELS Caractéristiques	σ_c (Mpa)	21
	Masse volumique du béton armé	ρ_b (kN/m ³)	25

Coefficient d'équivalence	Coefficient d'équivalence Acier / Béton à court terme	n_i	6,16
	Taux d'humidité relative	RH/100	85%
	Âge du béton lorsque la charge est appliquée	t_0 (jours)	15
	coefficient de fluage conventionnel superstructures	φ_0	1,47
	Ψ_L pour charges de superstructures	Ψ_L	1,1
	Module d'élasticité à long terme	E_v (Mpa)	13808
	Coefficient d'équivalence Acier / Béton à long terme	n_v	16,11

Retrait	Retrait endogène total	ϵ_{ca}	6,25E-05
	Coefficient k_h	k_h	0,7
	Classe de ciment		N
	Retrait de dessiccation de référence	$\epsilon_{cd,0}$	2,00E-04
	Retrait de dessiccation total	ϵ_{cd}	1,40E-04
	Retrait total	ϵ_{cs}	2,03E-04
	Retrait corrigé en tenant compte de la présence des poutrelles	ϵ_{corr}	1,05E-04

Armatures BA	Limite élastique garantie des armatures passives	f_{yk} (Mpa)	500
	Limite élastique aux ELU fondamentaux	f_{sd} (Mpa)	435
	Limite élastique aux ELU accidentels	f_{sd} (Mpa)	500
	Contrainte admissible aux ELS caractéristiques	$f_{sdr, serv}$ (Mpa)	300

Caractéristiques mécaniques de la section mixte efficace

CARACTERISTIQUES DES ACIERS PAR RAPPORT A LA FIBRE SUPERIEUR		
Dénomination	Notations	Poutres
Largeur de tablier participant	b_{eff} (cm)	75,5
Section totale d'acier	A_a (cm ²)	282,94
Moment statique des aciers	S_{a0} (cm ²)	11936,2
Inerties des aciers	I_{a0} (cm ⁴)	689428

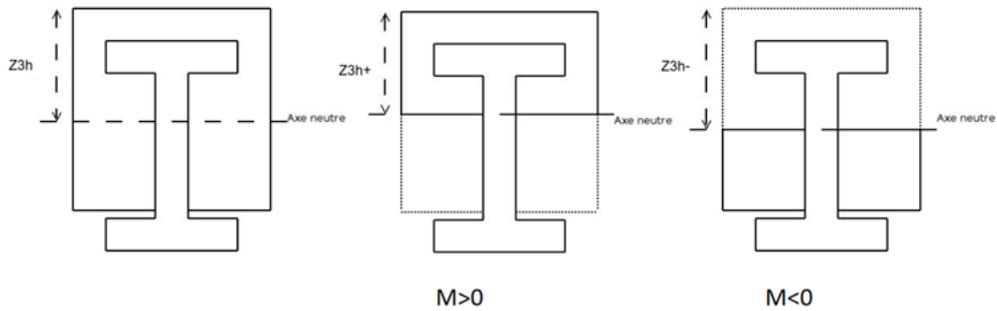
CALCUL EN TRAVEE			
Section entièrement homogénéisée avec prise en compte du béton tendu			
Dénominations	Notations	Poutres	
		Instantané	Différé
Ordonnée axe neutre	Z_{3h} (cm)	34,20	36,62
Ordonnée semelle sup	Z_1 (cm)	19,20	21,62
Ordonnée semelle inf	Z_2 (cm)	-37,80	-35,38
Ordonnée fibre inf béton	Z_4 (cm)	-28,30	-25,88
Ordonnée armatures sup	Z_{a1} (cm)	28,32	30,74
Ordonnée armatures inf	Z_{a2} (cm)	-21,34	-18,92
Inertie équivalent béton	I_{eq1} (cm ⁴)	2833820	4808626
	W_{el} (cm ³)		
Inertie équivalent acier	I_h (cm ⁴)	459850	298419
	W_{el} (cm ³)		

CALCUL EN TRAVEE			
Section réduite homogénéisée sous moment "+"			
Dénominations	Notations	Poutres	
		Instantané	Différé
Ordonnée axe neutre	Z_{3h+} (cm)	26,72	33,11
Ordonnée semelle sup	Z_1 (cm)	11,72	18,11
Ordonnée semelle inf	Z_2 (cm)	-45,28	-38,89
Ordonnée fibre inf béton	Z_4 (cm)	-35,78	-29,39
Ordonnée armatures sup	Z_{a1} (cm)	20,84	27,23
Ordonnée armatures inf	Z_{a2} (cm)	-28,82	-22,43
Inertie équivalent béton	I_{h+} (cm ⁴)	2042683	4284312
	W_{el} (cm ³)		
Inertie équivalent acier	I_{h+} (cm ⁴)	331470	265881
	W_{el} (cm ³)		

CALCUL EN TRAVEE			
Section réduite homogénéisée sous moment "-"			
Dénominations	Notations	Poutres	
		Instantané	Différé
Ordonnée axe neutre	Z_{3h-} (cm)	47,23	44,78
Ordonnée semelle sup	Z_1 (cm)	32,23	29,78
Ordonnée semelle inf	Z_2 (cm)	-23,33	-25,78
Ordonnée fibre inf béton	Z_4 (cm)	-15,27	-17,72
Ordonnée armatures sup	Z_{a1} (cm)	41,35	38,90
Ordonnée armatures inf	Z_{a2} (cm)	-8,31	-10,76
Inertie équivalent béton	I_{h-} (cm ⁴)	1279459	1297185
	W_{el} (cm ³)		
Inertie équivalent acier	I_{h-} (cm ⁴)	207621	80502
	W_{el} (cm ³)		

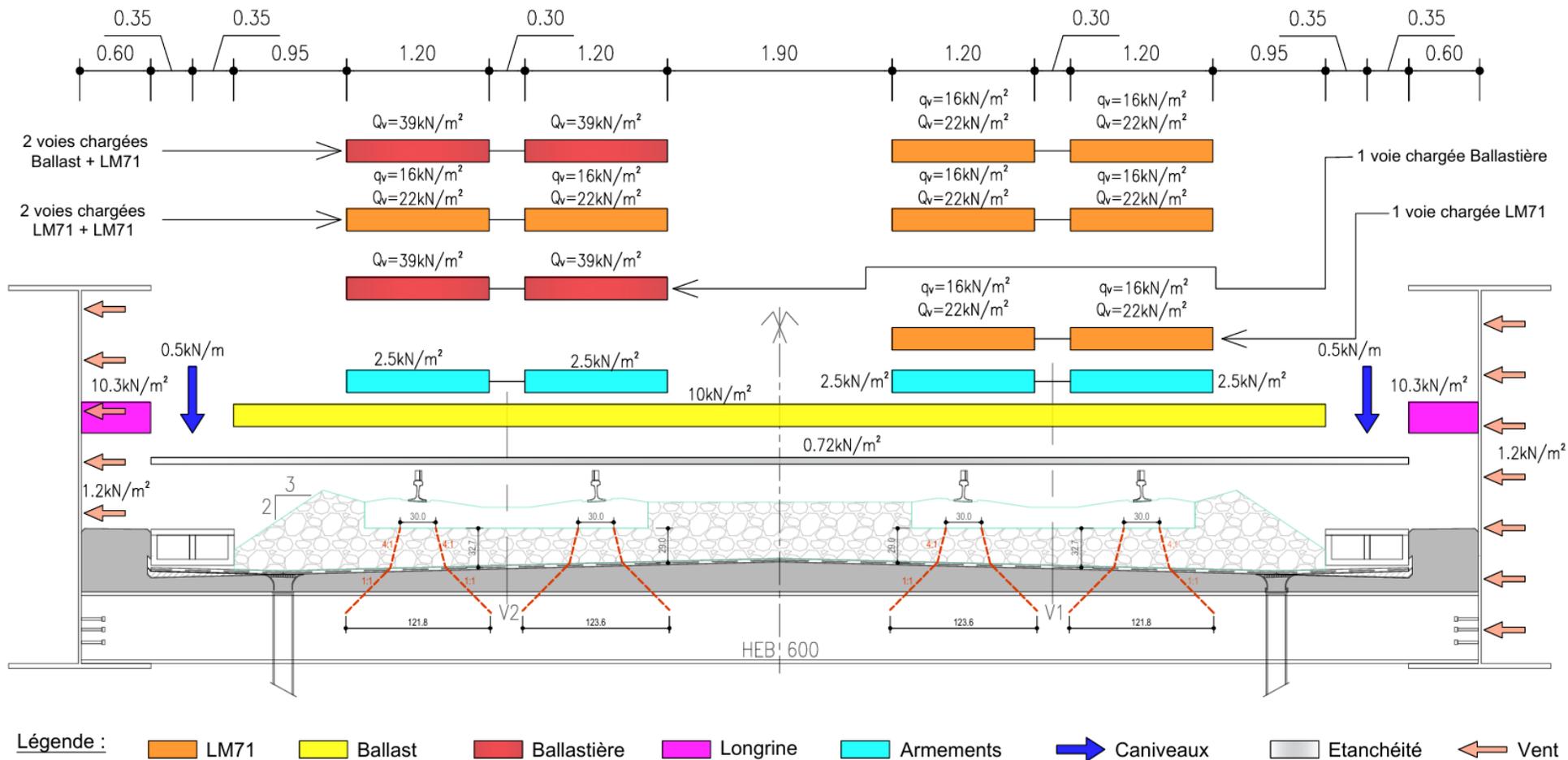
Caractéristiques mécaniques de la section mixte efficace

	Ordonnée axe neutre		Inertie			
		Instantané	Différé	Instantané	Différé	
Section entière homogène	Z_{3h} (cm)	34	37	I_h (cm ⁴)	2833820	4808626
Section réduite homogène sous $M>0$	Z_{3h+} (cm)	27	33	I_{h+} (cm ⁴)	2042683	4284312
Section réduite homogène sous $M<0$	Z_{3h-} (cm)	47	45	I_{h-} (cm ⁴)	1279459	1297185
Inertie moyenne $I_{eq} = (I_h + I_{h+})/2$				2438251	4546469	
Inertie sous $M<0$				1279459	1297185	
H_{eq} équivalente de la dalle en béton $H_{d+} = (12 * I_{eq} / b_{eff})^{1/3}$ sous $M>0$				73 cm	90 cm	
H_{eq} équivalente de la dalle en béton $H_{d-} = (12 * I_{eq} / b_{eff})^{1/3}$ sous $M<0$				59 cm	59 cm	

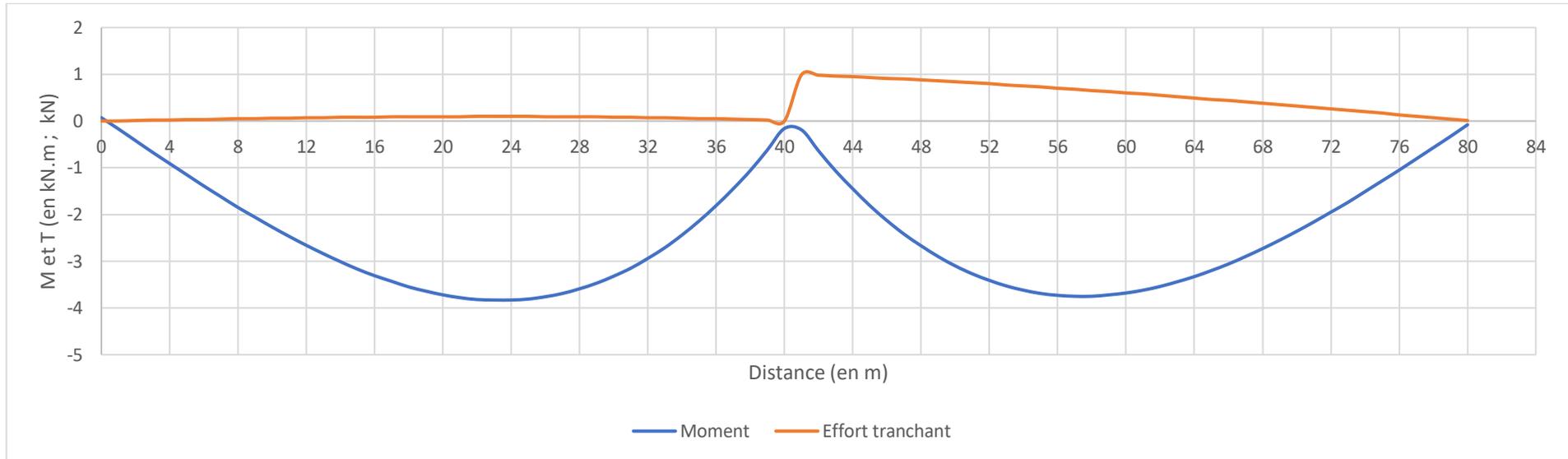


Annexe 6 : Cas de charges de modélisation

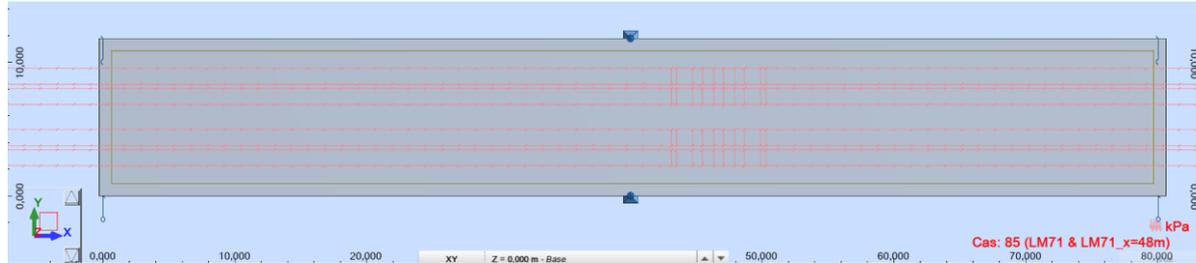
AN.6.1. Cas de charges élémentaires non structurales



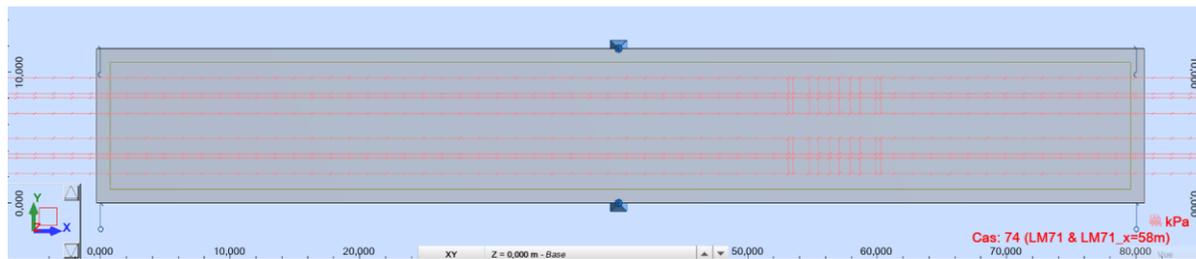
AN.6.2. Ligne d'influence du moment et de l'effort tranchant dans la poutre PRS sous unitaire mobile



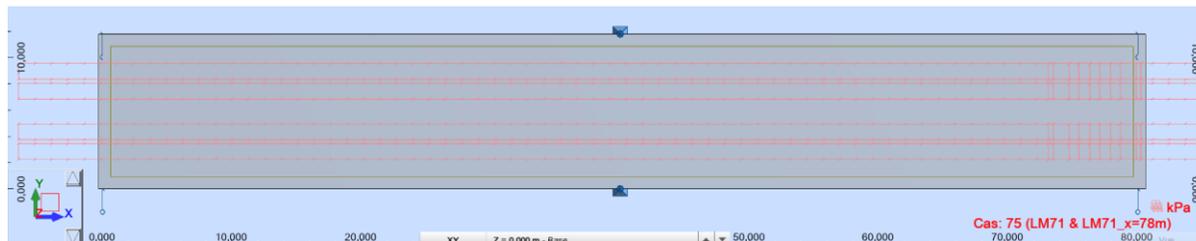
AN.6.3. Positions critiques des convois dans la section longitudinale



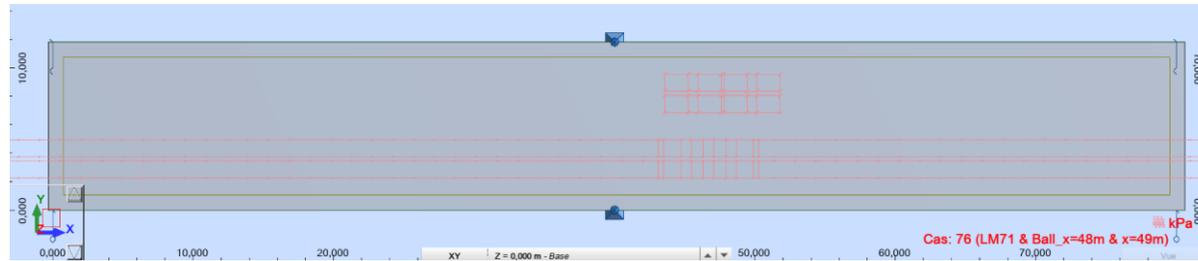
LM71 sur 2voies en position x=48m



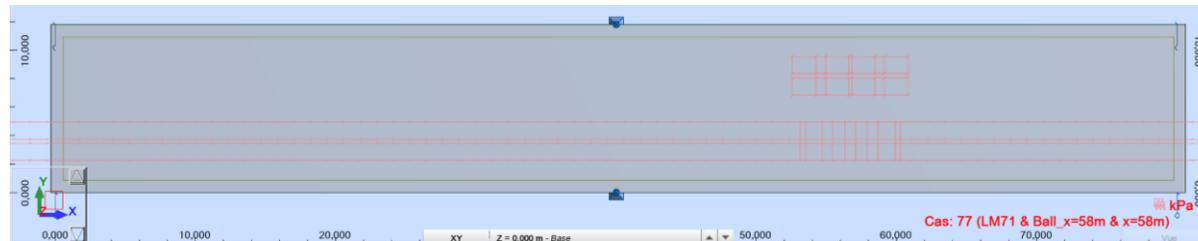
LM71 sur 2voies en position x=58m



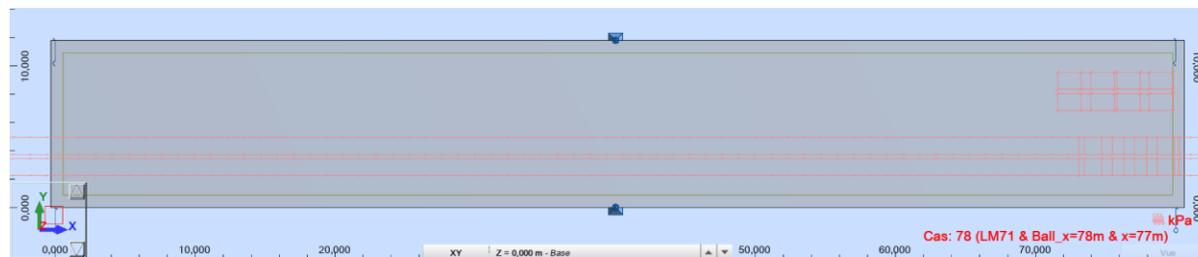
LM71 sur 2voies en position x=78m



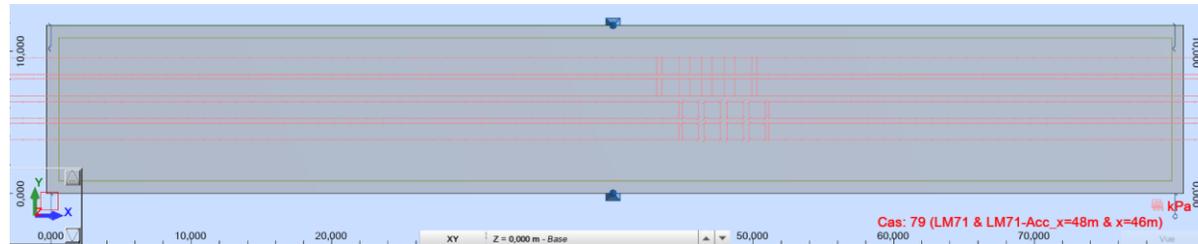
LM71 en position x=48m et Ball en position x=49m



LM71 en position x=58m et Ball en position x=58m



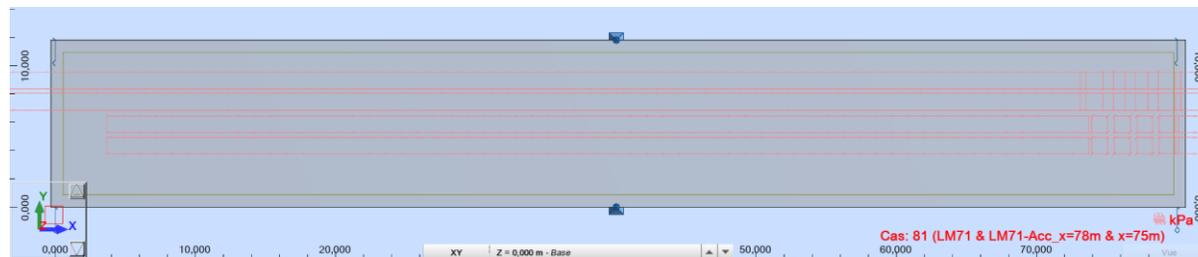
LM71 en position x=78m et Ball en position x=77m



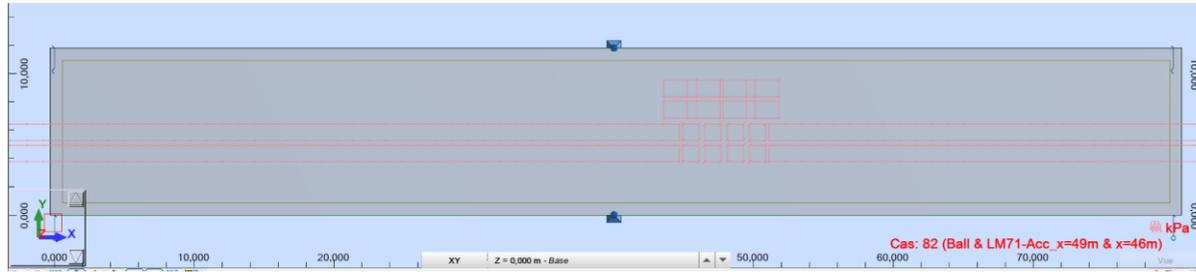
LM71 -Acc en position x=46m et LM71 en position x=48m



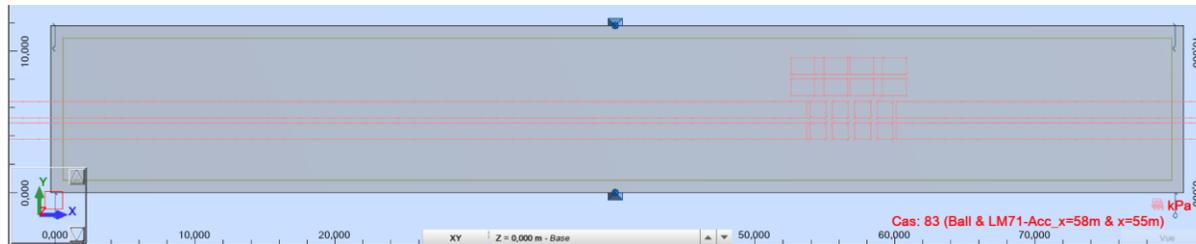
LM71-Acc en position x=55m et LM71 en position x=58m



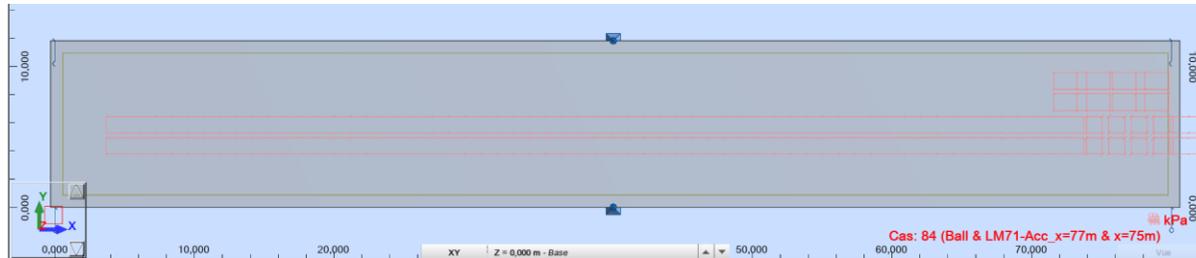
LM71-Acc en position x=75m et LM71 en position x=78m



LM71-Acc en position $x=46\text{m}$ et Ball en position $x=49\text{m}$



LM71-Acc en position $x=55\text{m}$ et Ball en position $x=58\text{m}$

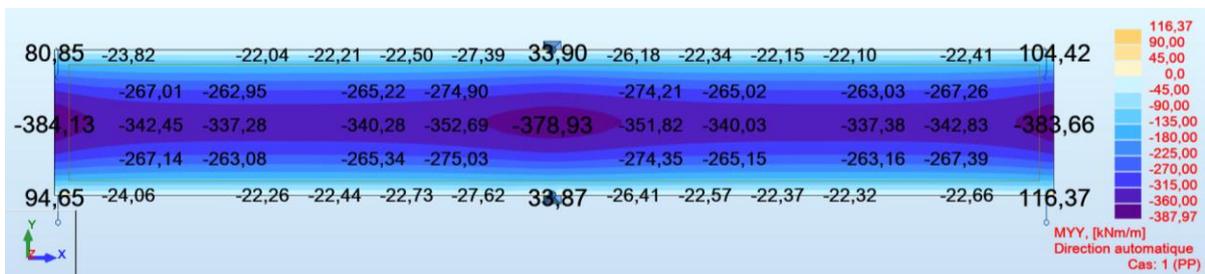
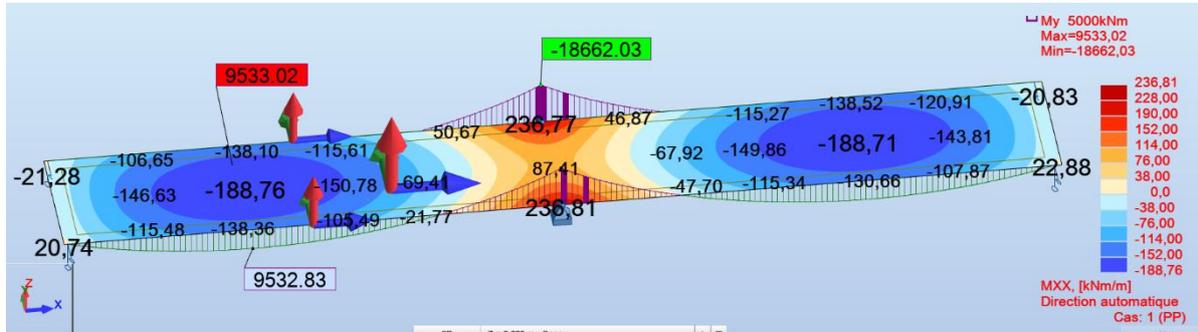


LM71-Acc en position $x=75\text{m}$ et Ball en position $x=77\text{m}$

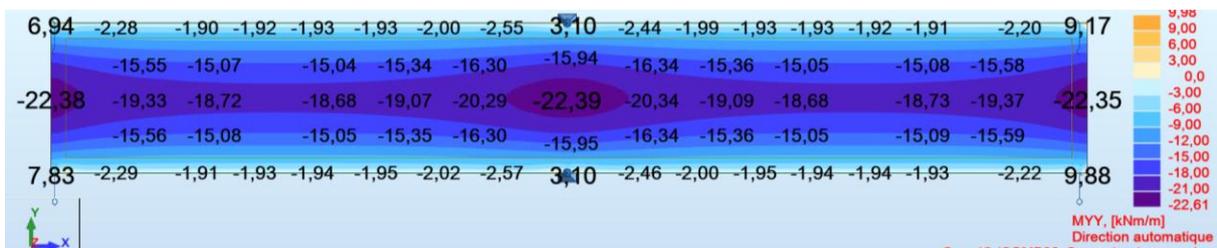
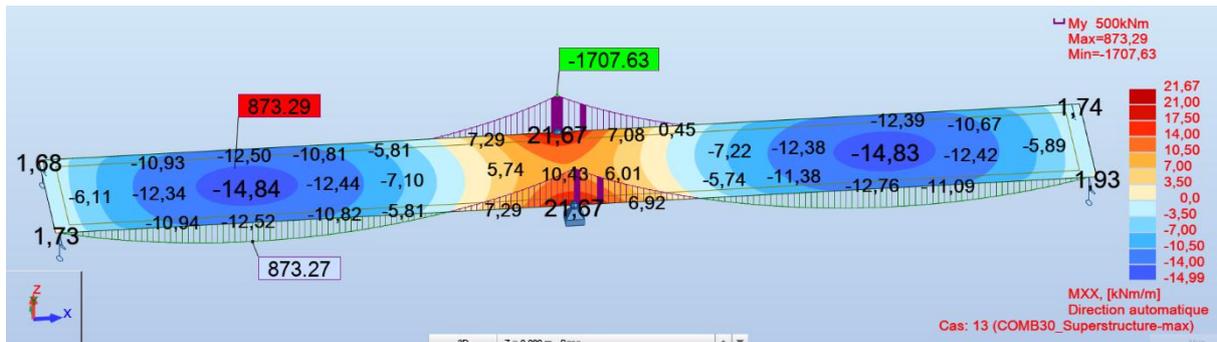
Annexe 7 : Résultats

AN.7.1. Sollicitations

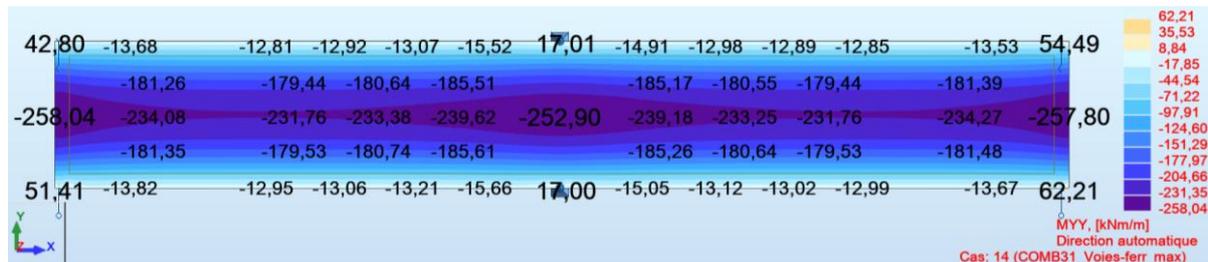
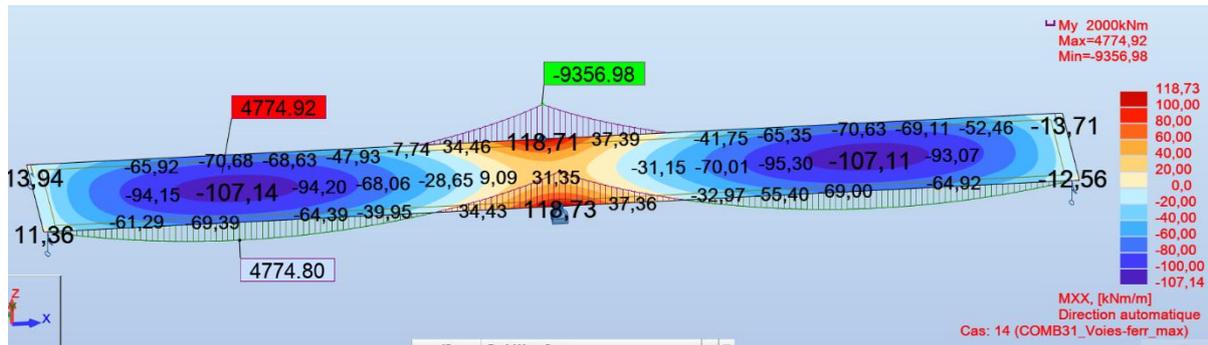
AN.7.1.1. Poids propre structure (hors superstructure)



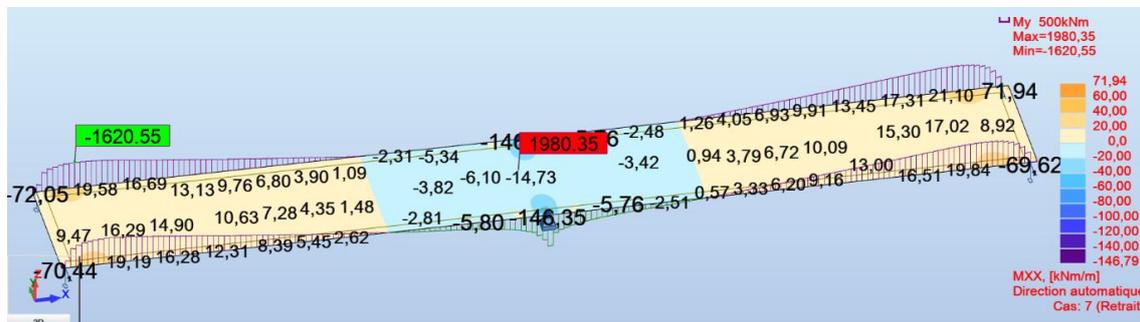
AN.7.1.2. Superstructures max



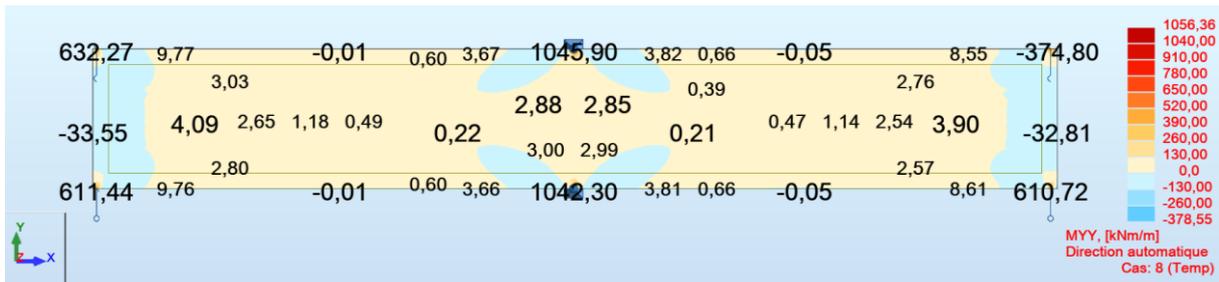
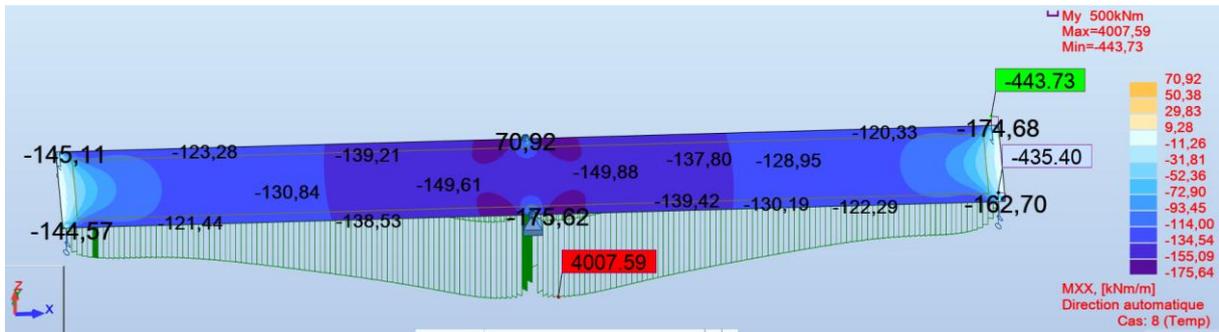
AN.7.1.3. Voies ferrées



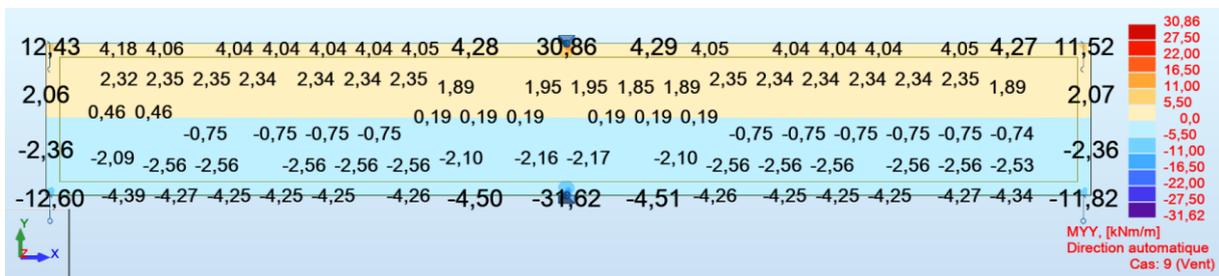
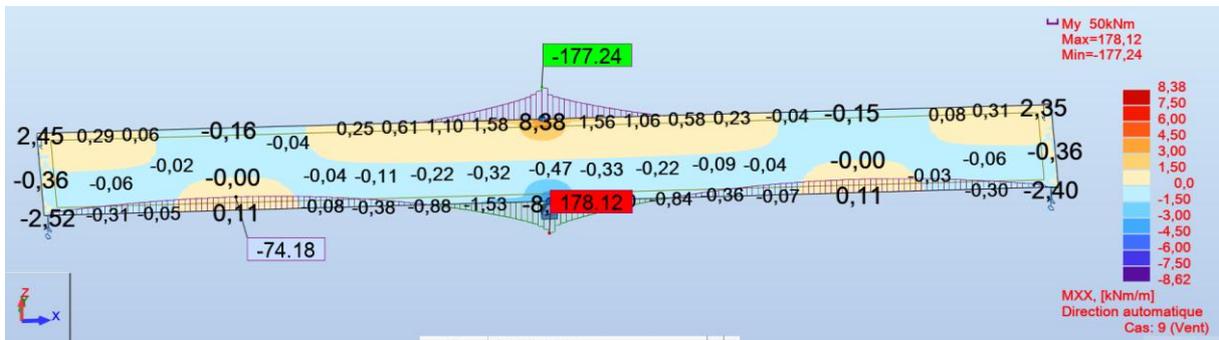
AN.7.1.4. Retarit



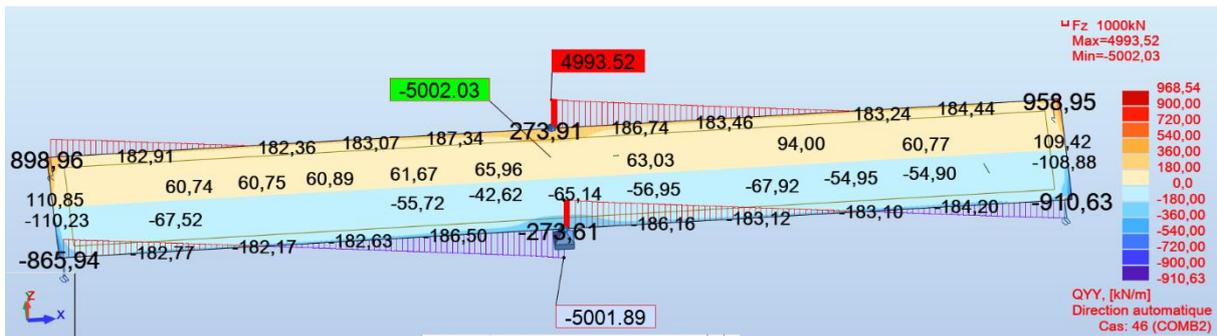
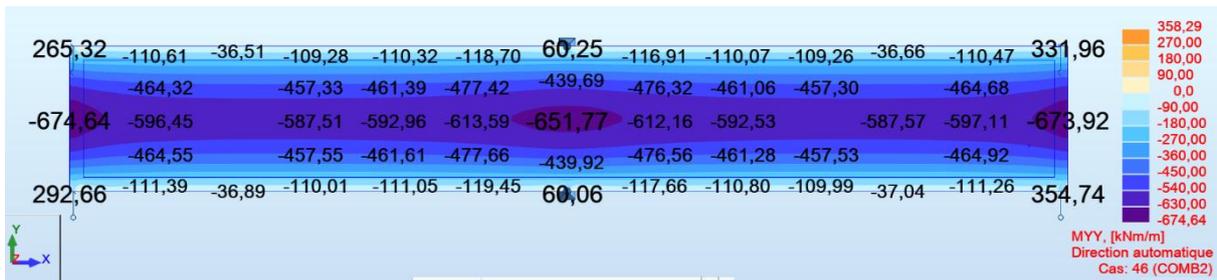
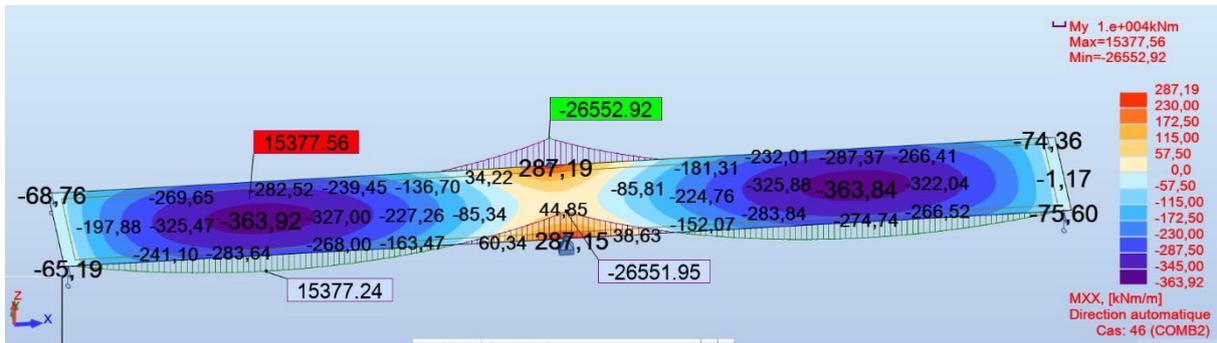
AN.7.1.5. Température



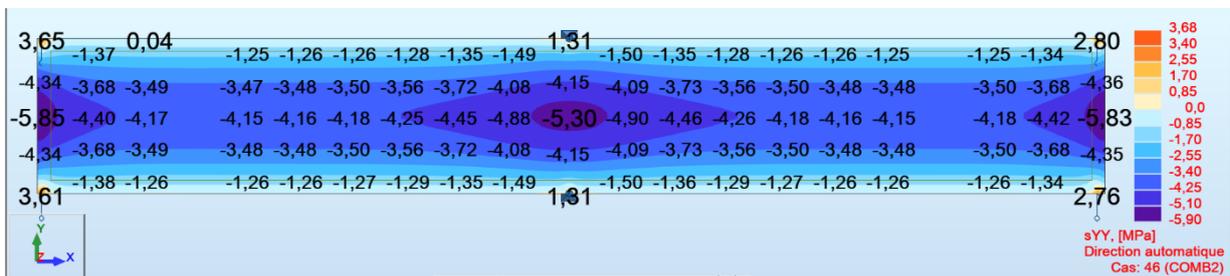
AN.7.1.6. Vent



AN.7.1.7. ELS Quasi Permanent

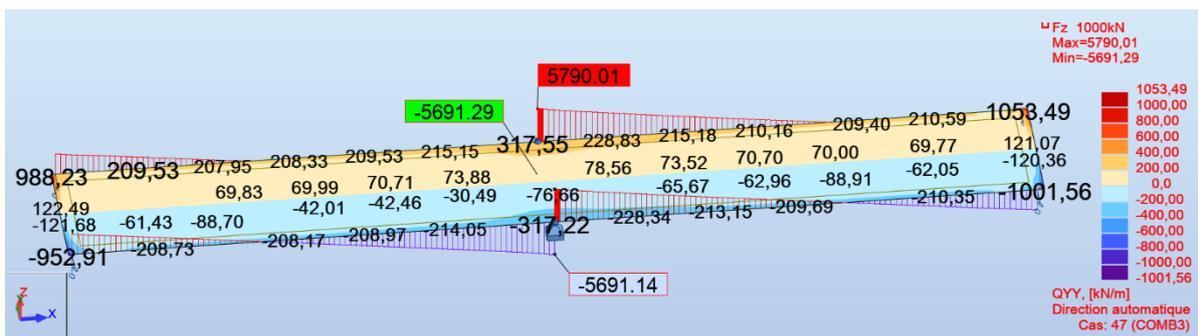
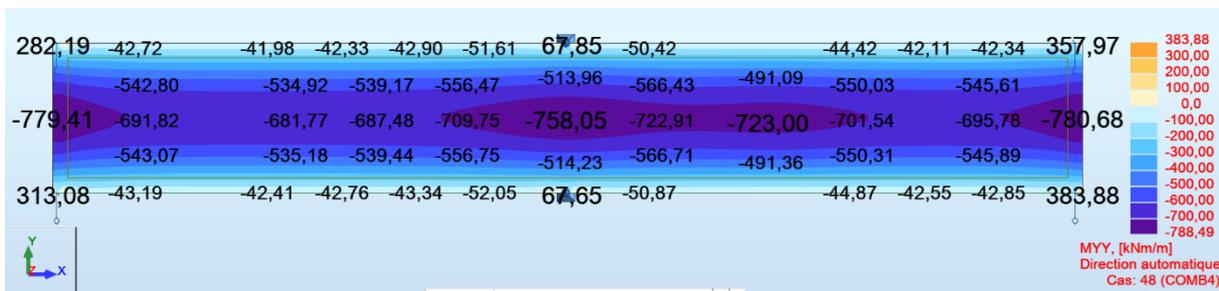
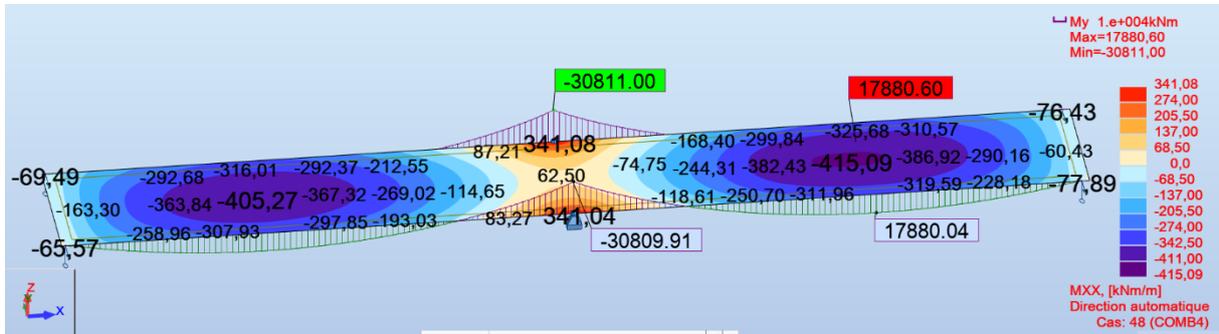


Contrainte sup

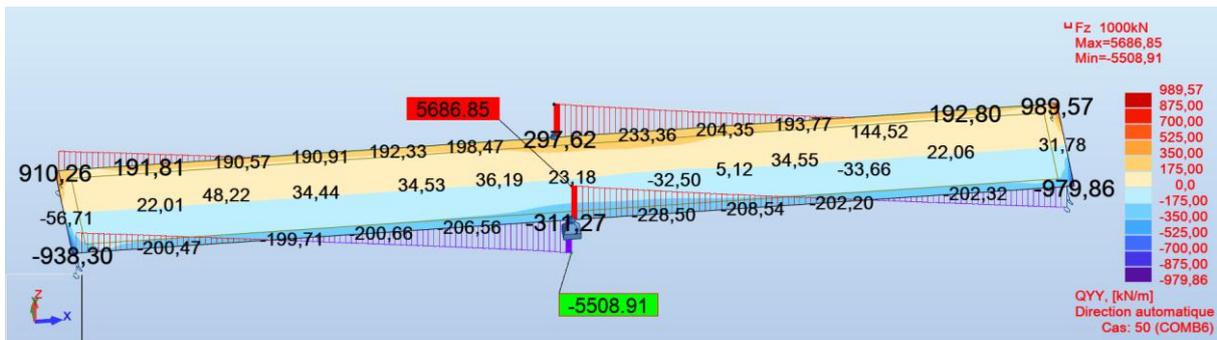
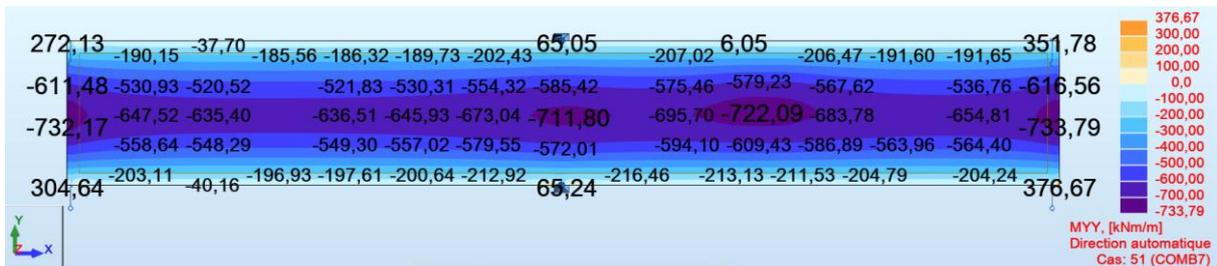
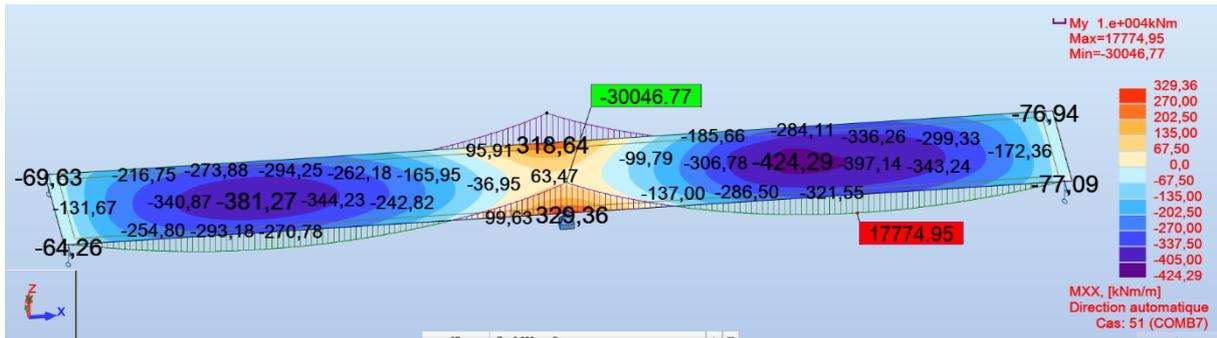


AN.7.1.8. ELS fréquent

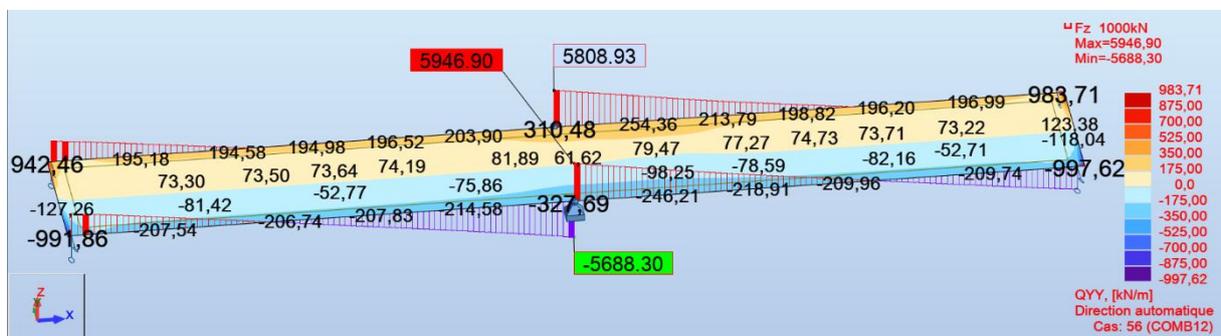
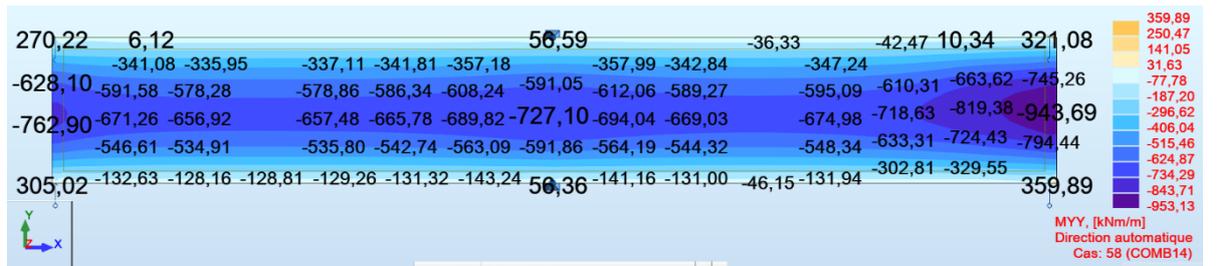
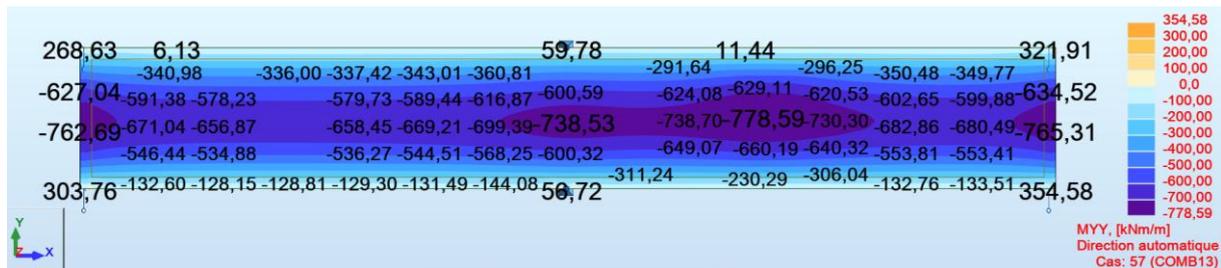
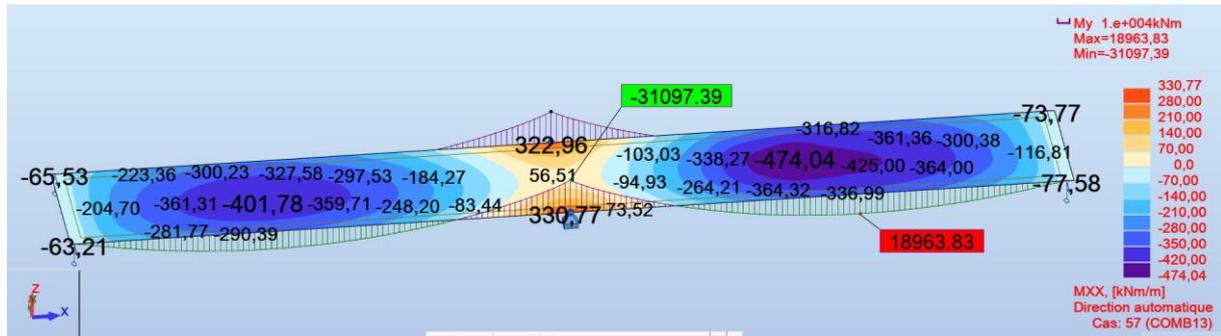
Sollicitations ELS fréquent sous LM71 & LM71



Sollicitations ELS fréquent sous LM71 & Ballastière

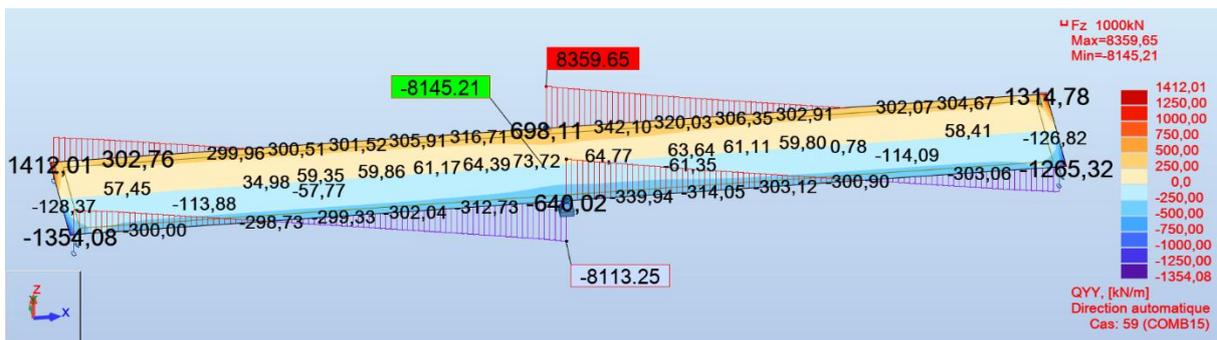
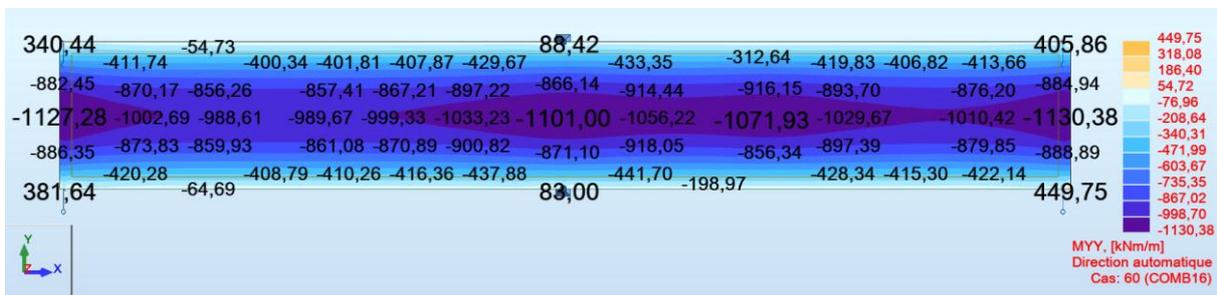
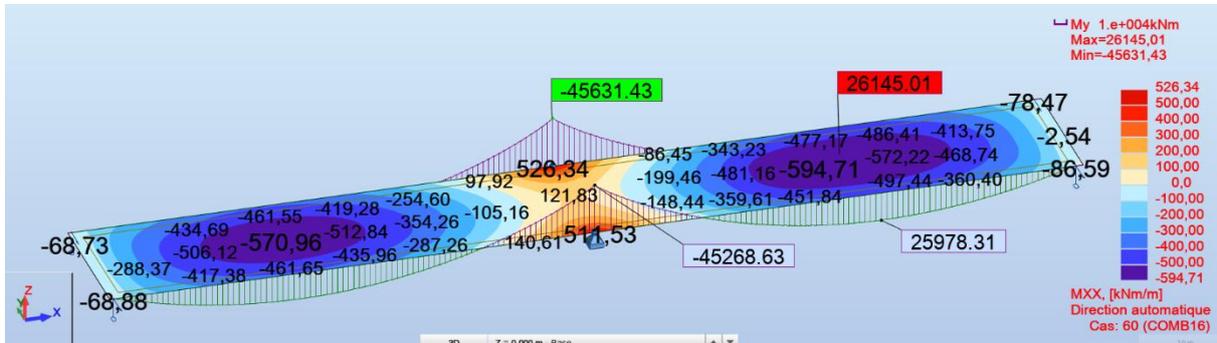


Sollicitations ELS fréquent sous LM71 & Ballastière

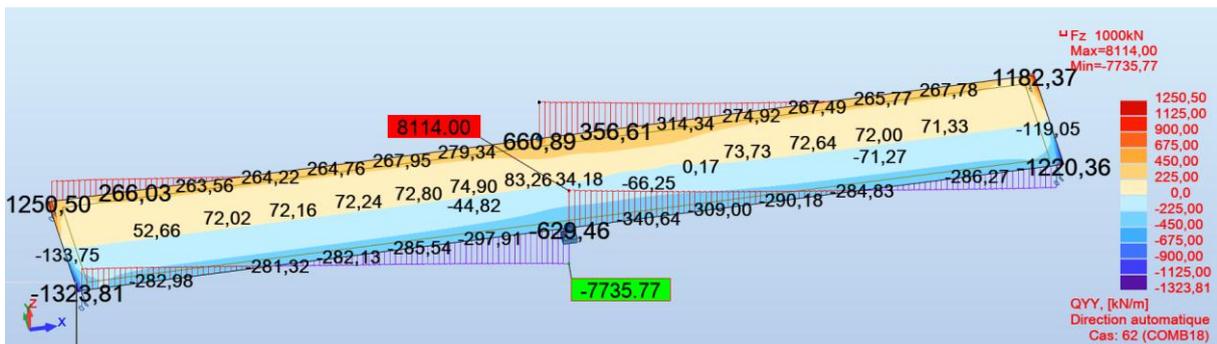
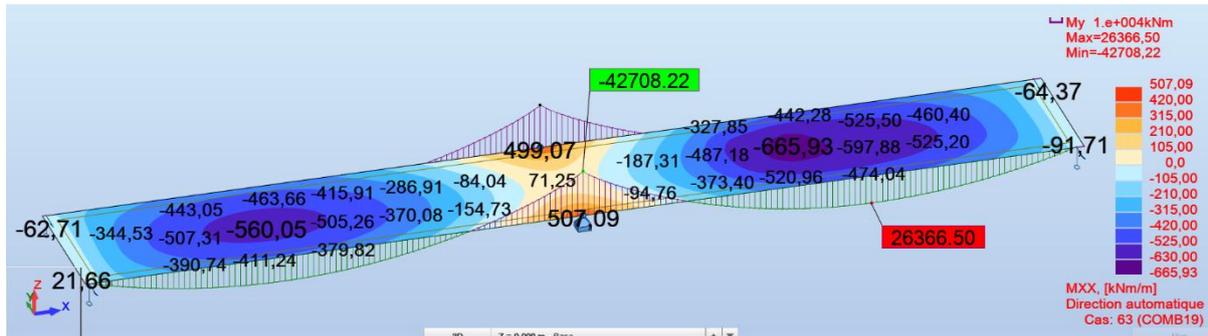


AN.7.1.10. ELU

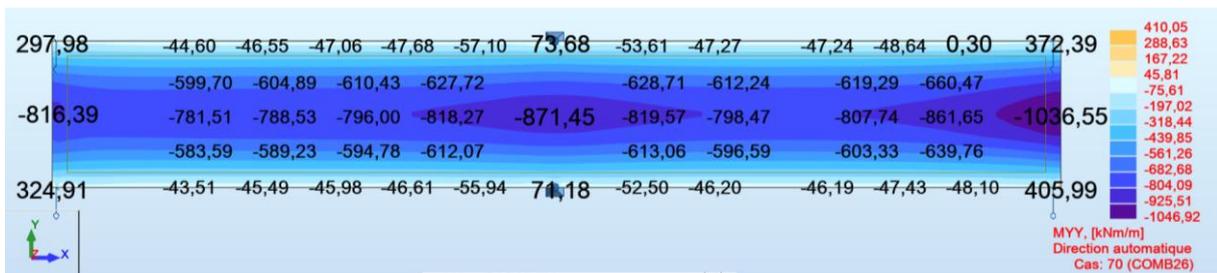
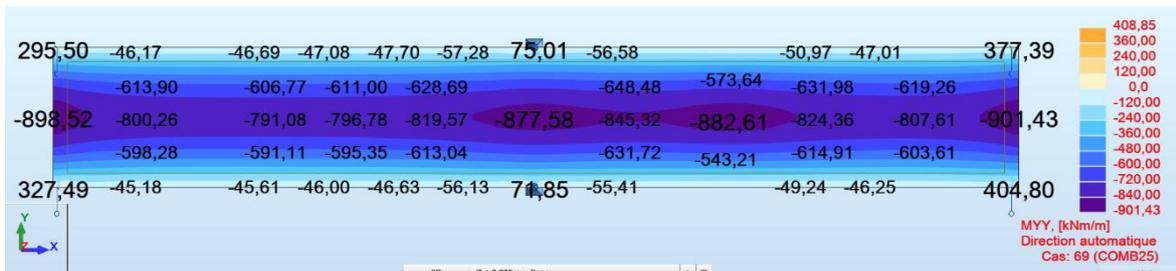
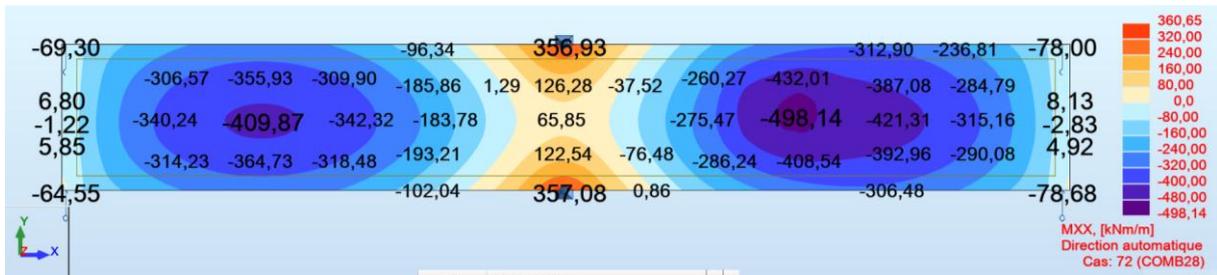
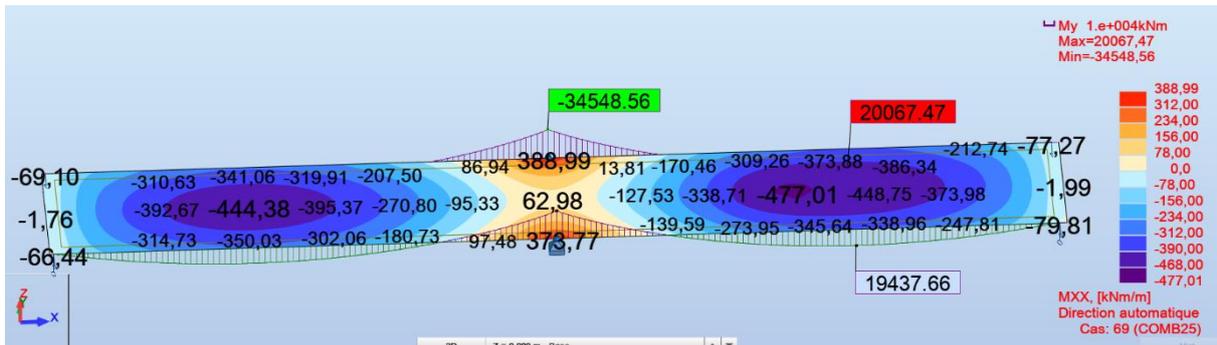
Sollicitations ELS fréquent sous LM71 & LM71



Sollicitations ELS fréquent sous LM71 & Ballastière

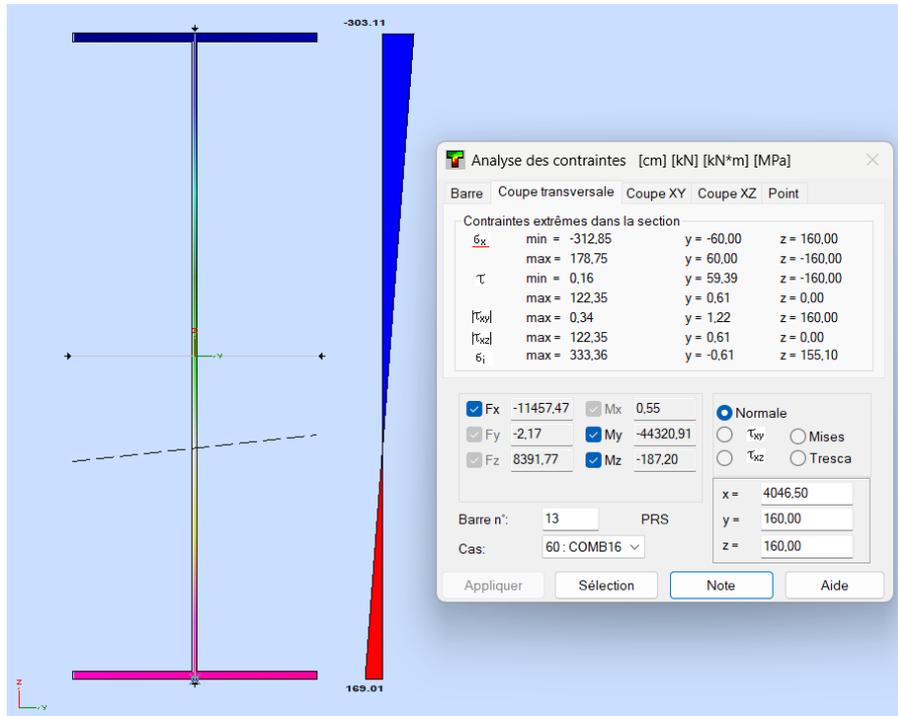


AN.7.1.11. ELU Accidentelle

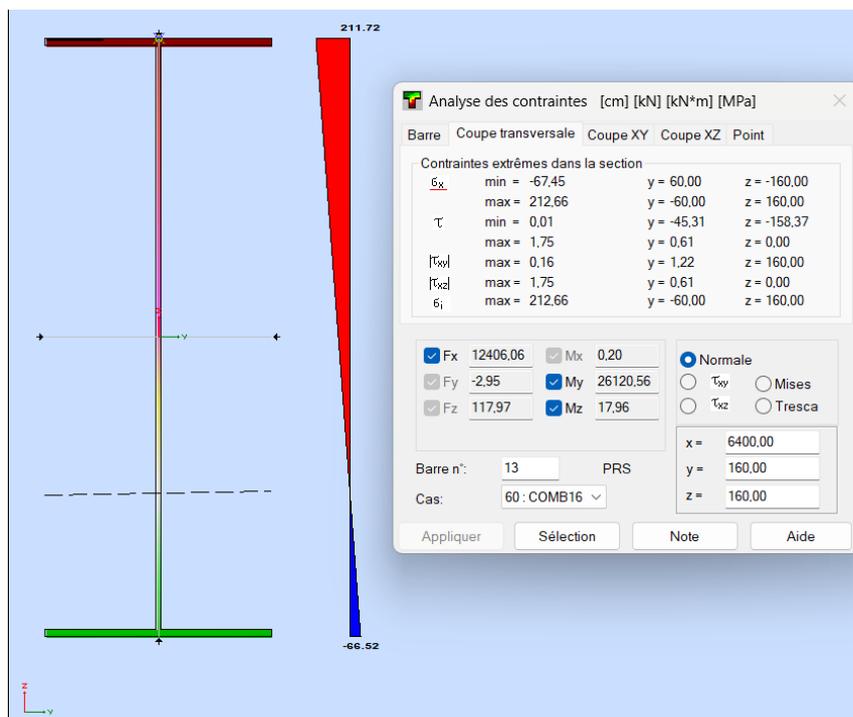


AN.7.2. Contraintes

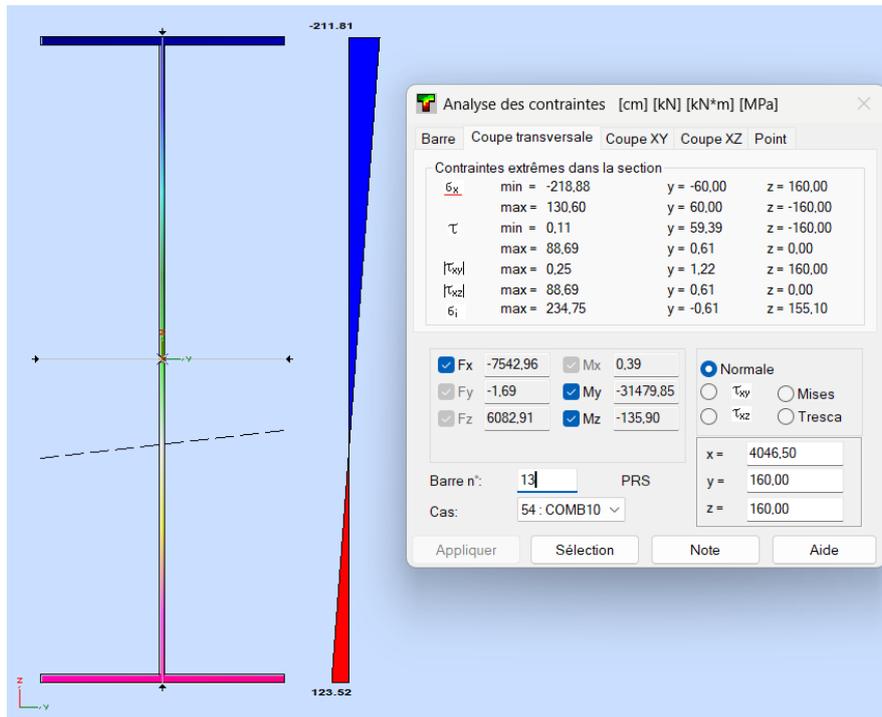
AN.7.2.1. Contrainte dans la poutre PRS sur appui P1 à ELU



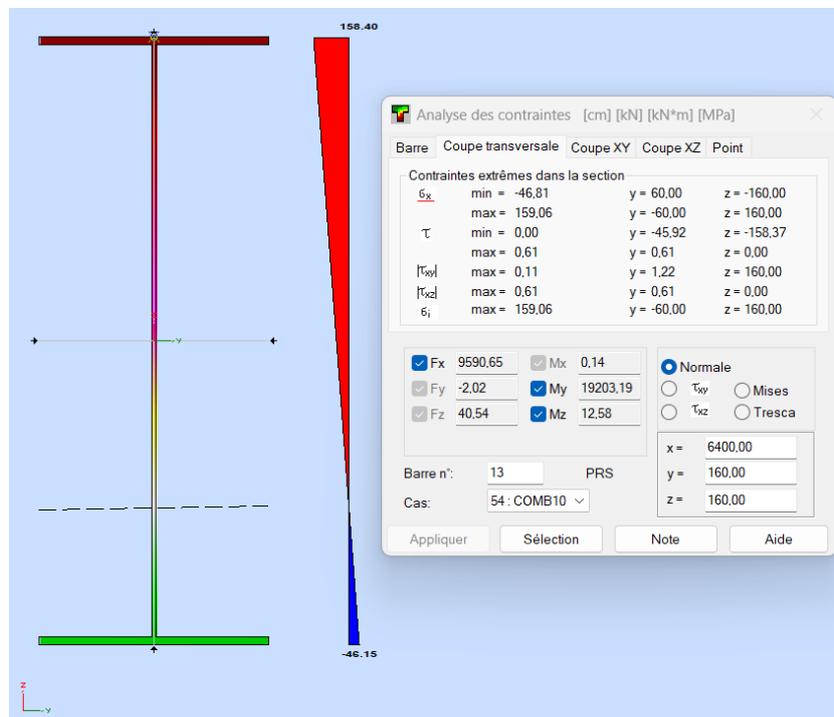
AN.7.2.2. Contrainte dans la poutre PRS en travée (x=64m) à ELU



AN.7.2.3. Contrainte dans la poutre PRS sur appui P1 à ELS Caractéristique



AN.7.2.4. Contrainte dans la poutre PRS en travée (x=64 m) à ELS Caractéristique



Annexe 8 : Vérifications structurelles

AN.8.1. Classification des sections

AN.8.1.1. Section mixte sous moment positif

❖ Classe de la section

Les sections sont classifiées conformément aux proscriptions de l'EN 1994-2 § 5.5.3 et l'EN 1993-1-1, tableau 5.2.

La semelle inférieure tendue, donc de classe 1.

La semelle supérieure comprimée :

$$\frac{b_f - t_w - 2r}{2t_f} = 3,8 < 9\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,83 \quad \text{donc semelle supérieure de classe 1.}$$

L'âme est à la fois tendue et comprimée respectivement en partie basse et partie haute sous l'effet de la flexion simple.

On vérifie la relation : $c/t \leq 72\varepsilon$

On a :

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{600 - 2 * 30 - 2 - 27}{15,5} = 31,5 \leq 72\varepsilon = 59,76$$

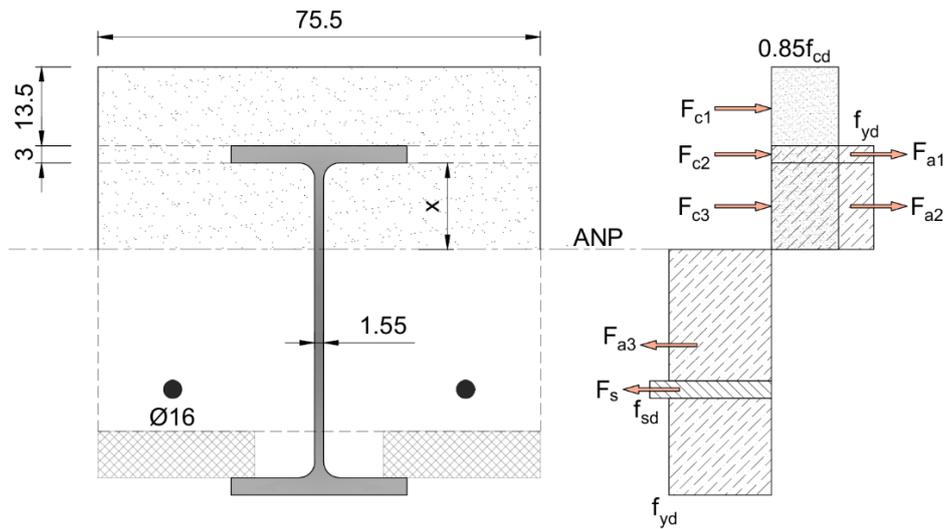
Ainsi l'âme est de classe 1

Conclusion : la section mixte fléchie sous moment positif est de classe 1 et doit être justifié par une analyse plastique.

❖ Position de l'axe neutre plastique (ANP)

On cherche la position de l'ANP afin de calculer le $M_{pl, Rd}$, l'équation d'équilibre de la section mixte plastifiée sous moment positif, présentée par :

$$F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} + 2F_{a1} + 2F_{a2} = F_a + F_s \quad \text{car } F_{a3} = F_a - F_{a1} - F_{a2}$$



- Résistance plastique du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{c1} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} \times A_{c1} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} \times 0,102 = 2,02 \text{ MN} \\ F_{c2} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} \times A_{c2} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} \times 0,007 = 0,14 \text{ MN} \\ F_{c3} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} \times (b_{eff} - b_f) \cdot x = \frac{0,85 \times 35}{1,5} \times (0,755 - 0,3) \cdot x = 9,02 \cdot x \end{array} \right.$$

- Résistance plastique de la semelle comprimée :

$$F_{a1} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \times A_{a1} = \frac{345}{1} \times 0,009 = 3,11 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme comprimée :

$$F_{a2} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \times t_w \cdot x = \frac{345}{1} \times 0,0155 \cdot x = 5,35 \cdot x$$

- Résistance plastique de l'âme et semelle tendue :

$$F_a = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \times A_a = \frac{345}{1} \times 0,027 = 9,315 \text{ MN}$$

- Résistance plastique des armatures :

$$F_s = \frac{f_y}{\gamma_s} \times A_s = \frac{500}{1,15} \times 6,16 \cdot 10^{-4} = 0,268 \text{ MN}$$

On déduit $x = 30 \text{ cm}$

AN.8.1.2. Poutres latérales PRS sur appui P1

La semelle supérieure tendue donc de classe 1

La semelle inférieure comprimée :

$$\frac{b_f - t_w}{2t_f} = 14,7 > 14\varepsilon \text{ Donc semelle inférieure de classe 4.}$$

L'âme est à la fois tendue et comprimée et son ANP passe par le centre de gravité de l'âme, c'est-à-dire $\alpha = 0,5$ et $\frac{h_w}{t_w} = 130 \gg \frac{41,5\varepsilon}{\alpha} = 68,9$

On en déduit que l'âme est au-moins de classe 3 et le raisonnement s'opère maintenant sur le diagramme élastique des contraintes ELU de la figure ci-dessous.

On calcule le rapport des contraintes extrêmes dans l'âme, comme présenté dans le tableau 5.2 (Feuille 1 sur 3) extrait de l'EN 1994-2 § 5.5.3 et l'EN 1993-1-1 :

$$\psi = \frac{-297,20}{163,10} = -1,82 \leq -1 \text{ donc l'éclatement est donné par :}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 130 \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi} = 195,77 \text{ donc l'âme est de classe 3}$$

Conclusion : la section du P.R.S. fléchi sous moment négatif est de classe 4 et doit être justifié par une analyse élastique.

AN.8.1.3. Poutres latérales PRS sur en travée (x=64 m)

La semelle inférieure tendue, donc de classe 1.

La semelle supérieure comprimée :

$$\frac{b_f - t_w}{2t_f} = 14,7 > 14\varepsilon \text{ donc semelle supérieure de classe 4.}$$

L'âme est à la fois tendue et comprimée et son ANP passe par le centre de gravité de l'âme, c'est-à-dire $\alpha = 0,5$ et $\frac{h_w}{t_w} = 130 \gg \frac{41,5\varepsilon}{\alpha} = 68,9$.

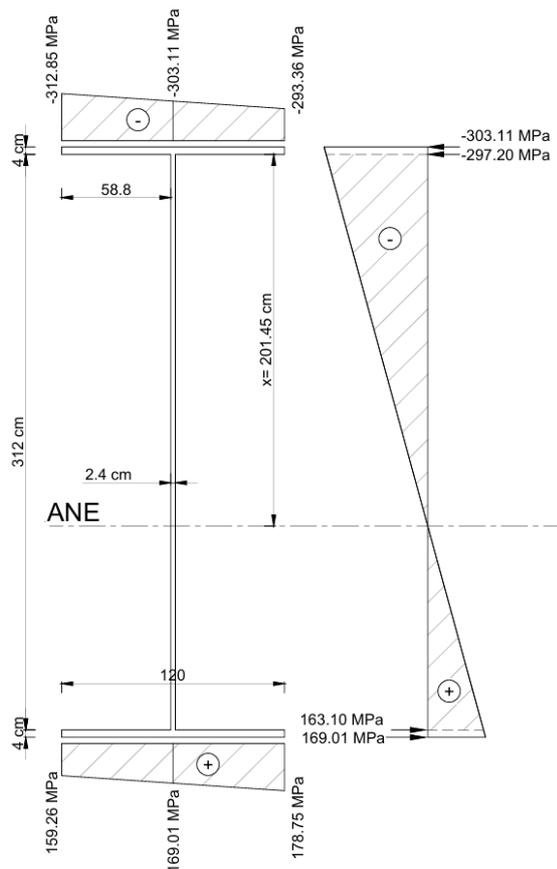
On en déduit que l'âme est au-moins de classe 3 et le raisonnement s'opère maintenant sur le diagramme élastique des contraintes ELU de la figure ci-dessous.

On calcule le rapport des contraintes extrêmes dans l'âme :

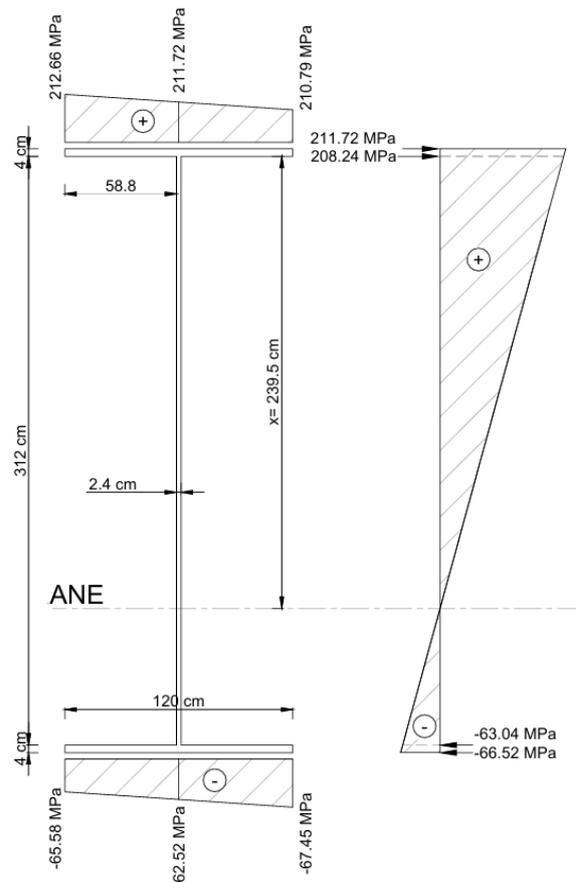
$$\psi = \frac{-63,04}{208,24} = -0,303 > -1 \text{ donc l'élancement est donné par :}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 130 > \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi} = 61,16 \text{ donc l'âme est de classe 4}$$

Conclusion : la section en travée est de classe 4



*Contraintes ELU dans la section
sur appui P1*



*Contraintes ELU dans la section
en travée*

Tableau 5.2 — Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Feuille 1 sur 3)

Parois comprimées internes						
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée		Paroi fléchie et comprimée		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $ct \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $ct \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $ct \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $ct \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		lorsque $\psi > -1$: $ct \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$ *) : $ct \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ s'applique soit lorsque la contrainte de compression $\sigma \leq f_y$, soit lorsque la déformation de traction $\varepsilon_y > f_y/E$.

Tableau 5.2 — Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Feuille 2 sur 3)

Semelles en console						
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Source : NF EN 1993-1-1

Tableau 5.2 — Valeurs maximales c/t pour des semelles en acier de poutres enrobées

Section laminée		Section soudée		 Répartition des contraintes (compression positive)
Classe	Type	Limite max (c/t)		
1	Laminé ou soudé	$c/t \leq 9\varepsilon$		$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ avec f_y en N/mm ²
2		$c/t \leq 14\varepsilon$		
3		$c/t \leq 20\varepsilon$		

Source : NF EN 1994-2

AN.8.2. Vérification au déversement

AN.8.2.1. Courbes de déversement

Les tableaux suivants extraits de l'NF EN 1993-1-1 permettent de déterminer en fonction du rapport d'élancement de la section transversale étudiée, la courbe de déversement et son facteur d'imperfection associé :

**Tableau 6.3 — Valeurs recommandées
pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement**

Courbe de déversement	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Facteur d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

**Tableau 6.4 — Courbes de déversement recommandées
pour une section transversale lorsque l'expression (6.56) est utilisée**

Sections transversales	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	<i>a</i>
	$h/b > 2$	<i>b</i>
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	<i>c</i>
	$h/b > 2$	<i>d</i>
Autres sections	—	<i>d</i>

Source : NF EN 1993-1-1, EC3

AN.8.2.2. Section transversale efficace

Le tableau Excel suivant dressé conformément à §4.3 EN 1993-1-5, permet de déterminer le coefficient de réduction ρ et l'aire efficace pour chaque paroi constituant la section brute du profilé.

Calcul section transversale efficace		
NF EN 1993-1-5 §4.3 Eurocode 3		
$b_{eff} = \rho C,$		0,50 m
Coefficient de réduction	ρ	0,843
Largeur de la section brute	C	0,5880 m ²
Type de paroi		Comprimées en console
Coefficient de réduction		
- Parois comprimées internes :		
$\rho = \begin{cases} \rho = 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p > 0,673 \\ \text{avec } (3 + \psi) \geq 0 \end{cases}$		0,808
		(3 + ψ) \geq 0 3,996
- Parois comprimées en console :		
$\rho = \begin{cases} \rho = 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p > 0,748 \end{cases}$		0,843
$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/\varepsilon}{28,4\varepsilon\sqrt{R_{\sigma}}}$		0,952
Rapport de contrainte	ψ	1,00
Contrainte de compression	σ_1	211,72
Contrainte de traction	σ_2	210,79
Largeur de la paroi	\bar{b}	0,59
épaisseur	t	0,04
Coefficient de voilement	k_{σ}	0,43
	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0,825

On calcule le rapport des contraintes $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ à l'ELU pour chaque paroi et on déduit le coefficient de voilement k_{σ} donné dans les tableaux 4.1 et 4.2 ci-dessous, tirés de l'EN 1993-1-5 § 4.3.

Tableau 4.1 — Parois comprimées internes

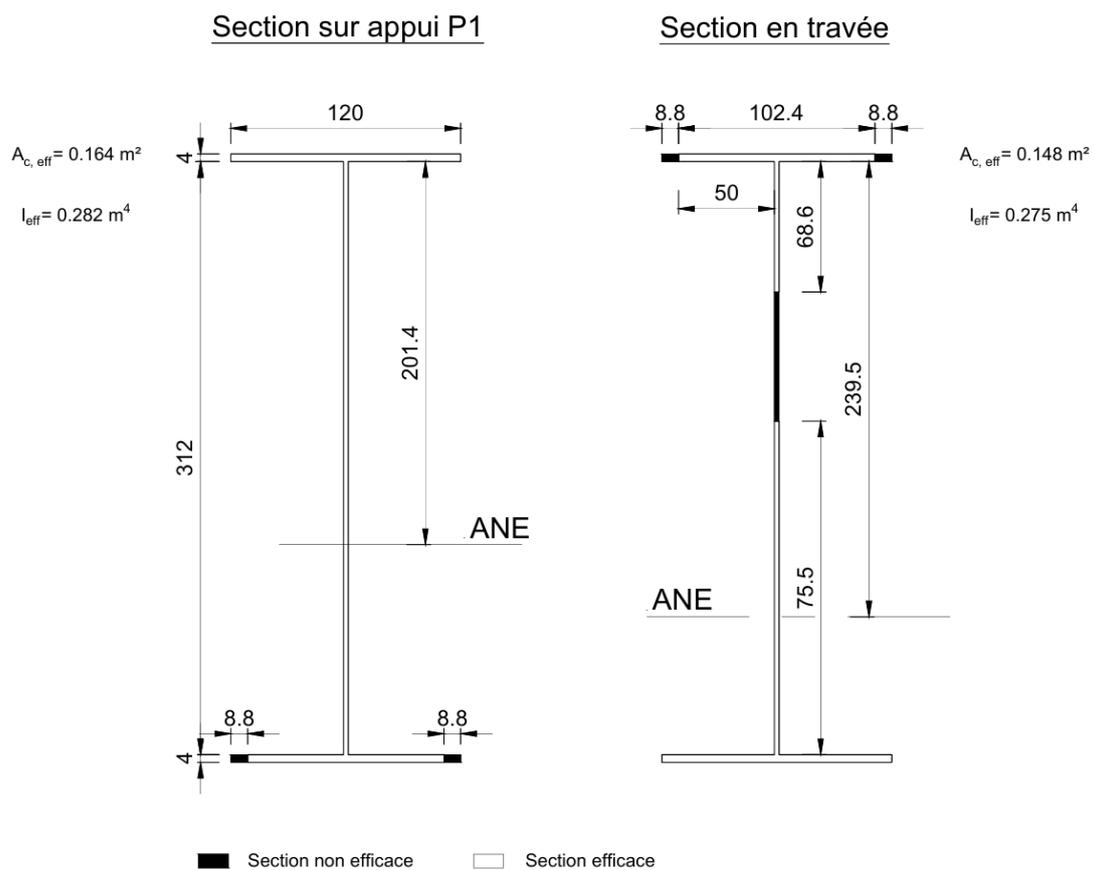
Répartition des contraintes (compression positive)				Largeur efficace ^P b_{eff}		
				$\psi = 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Coefficient de voilement k_G	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tableau 4.2 — Parois comprimées en console

Répartition des contraintes (compression positive)				Largeur efficace ^P b_{eff}		
				$1 > \psi \geq 0 :$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$		
Coefficient de voilement k_G	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		
				$1 > \psi \geq 0 :$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Coefficient de voilement k_G	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

Calcul largeur efficace des parois	
Section sur appui P1	
	$\psi = -1,82$
	$k_{\sigma} = 5,98(1 - \psi)^2 = 47,63$
	$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = 0,804$
	$\rho = \begin{cases} 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p > 0,673 \\ \text{avec } (3 + \psi) \geq 0 \end{cases}$ <p style="text-align: right;">$\rho = 1$</p>
$b_{\text{eff}} = h_w = 3,12 \text{ m}$	
	$\psi = 0,95$
	$k_{\sigma} = 0,43$
	$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = 0,956$
	$\rho = \begin{cases} 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p > 0,673 \\ \text{avec } (3 + \psi) \geq 0 \end{cases}$ <p style="text-align: right;">$\rho = 0,84$</p>
$b_{\text{eff}} = 0,85 \times 0,588 = 0,5 \text{ m}$	
Section en travée	
	$\psi = -0,3$
	$k_{\sigma} = 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2 = 10,61$
	$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = 1,703$
	$\rho = \begin{cases} 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p > 0,673 \\ \text{avec } (3 + \psi) \geq 0 \end{cases}$ <p style="text-align: right;">$\rho = 0,536$</p>

	$\mathbf{b_{eff} = h_w = 0,536 \times 3,12 = 1,715 \text{ m}}$ $\mathbf{b_{e1} = 0,4 b_{eff} = 0,686 \text{ m}}$ $\mathbf{b_{e2} = h_w = 1,03 \text{ m}}$
	$\psi = 1$
	$k_\sigma = 0,43$
	$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = 0,952$
	$\rho = \begin{cases} 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 & \text{pour } \bar{\lambda}_p > 0,673 \\ \text{avec } (3 + \psi) \geq 0 \end{cases}$ <p align="right">$\rho = 0,84$</p>
	$\mathbf{b_{eff} = 0,84 \times 0,588 = 0,5 \text{ m}}$

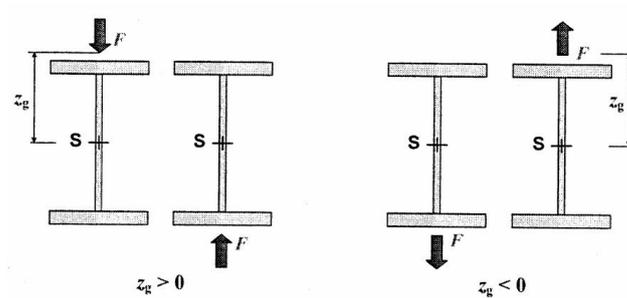


AN.8.2.3. Moment critique de déversement des poutres PRS

L'expression générale du moment critique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right]$$

- E module de young ($E = 210\,000\text{MPa}$) ;
- G module de cisaillement ($G = 80\,770\text{MPa}$) ;
- I_z inertie de flexion par rapport à l'axe de faible z ;
- I_t inertie de torsion, considérée nulle pour une section de classe 4 ie $I_t = 0$;
- $I_w = I_z \left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2$ inertie de gauchissement ;
- L longueur de barre étudiée ;
- k_z, k_w coefficients de longueur de flambement, pris égal à 1,0 ;
- z_g distance entre point d'application de la charge et le centre de cisaillement :



La dalle poutrelles enrobées reposant sur les ailes inférieures des PRS, la charge F est divergente descendante du centre de centre de cisaillement s (centre gravité de la section) et de point d'application l'arase supérieure des semelles.

Ainsi, $z_g = -\frac{h-2t_f}{2} = -1,56\text{m}$

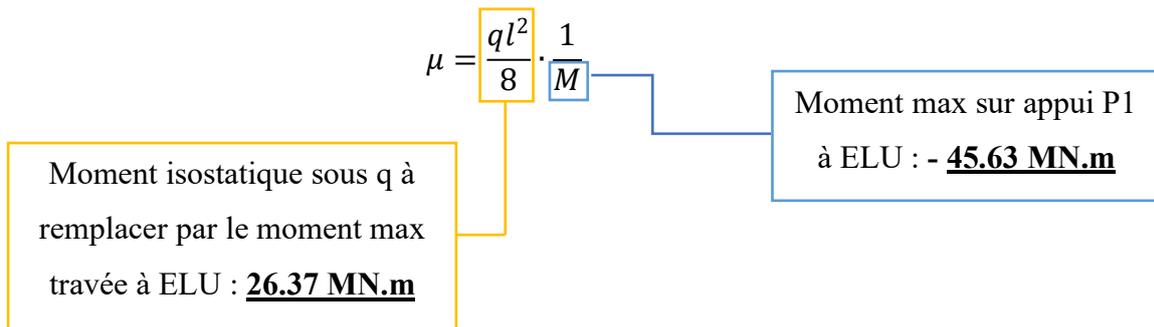
- C_1 et C_2 coefficient dépendant du maintien aux extrémités et de chargement :

On détermine C_1 et C_2 au moyen des courbes données à la figure 3 et 4 en supposant une poutre sous charge q uniformément répartie ; on a :

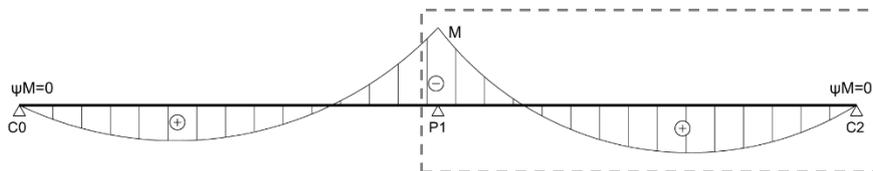
ψ est le rapport entre les moments d'extrémité, $-1 \leq \psi \leq 1$

$\psi = 0$ car moments nuls sur appui C_0 et C_2

μ est la rapport du moment isostatique sous charge q et M le moment d'extrémité



L'allure du diagramme de moment de flexion dans la poutre PRS à l'ELU est celle-ci-dessous. On considère le diagramme d'une seule travée (la plus chargée), qui s'apparente à celles des graphes des figure 3 et 4 (avec $\mu = -0,578 < 0$ et $\psi = 0$).



On obtient C_1 et C_2 soit par lecture des abaques, soit par méthode analytique décrite par le ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Lecture graphique: } C_1 = 3,99 \text{ et } C_2 = 0,78 \\ \text{Calcul analytique: } C_1 = 3,96 \text{ et } C_2 = 0,779 \end{array} \right.$$

On déduit ainsi : $M_{cr} = 3,96 \frac{\pi^2 \times 210000 \times 0,012}{(0,7 \times 40)^2} \left[\sqrt{\frac{0,03}{0,012} + (0,779 \times -1,56)^2} - 0,779 \times -1,56 \right]$

$M_{cr} = 403.45 \text{ MN.m}$

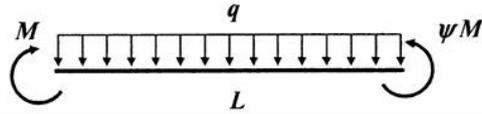


Figure 2 — Moments d'extrémité avec une charge uniformément répartie

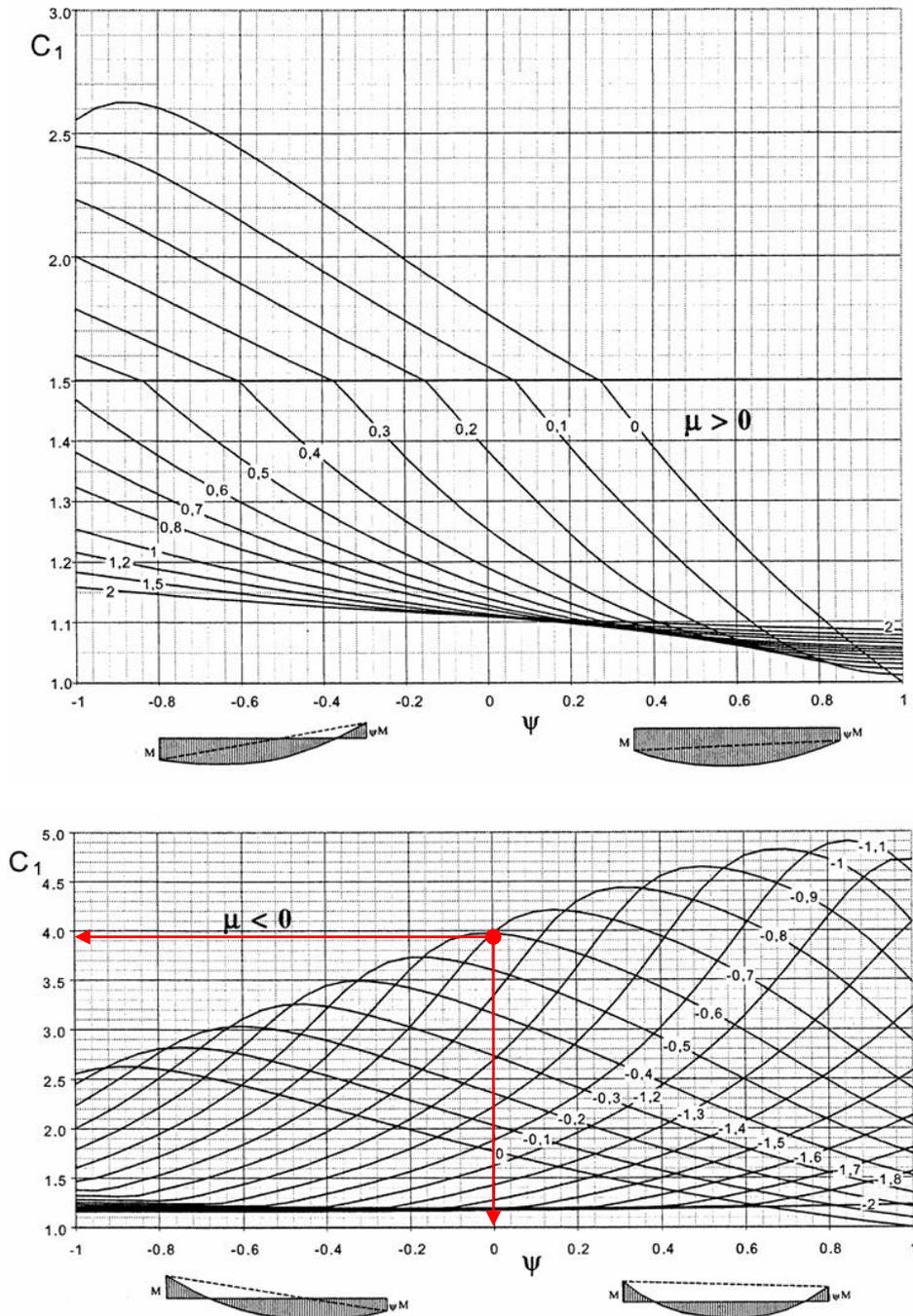


Figure 3 — Moments d'extrémité et charge uniformément répartie — Coefficient C_1

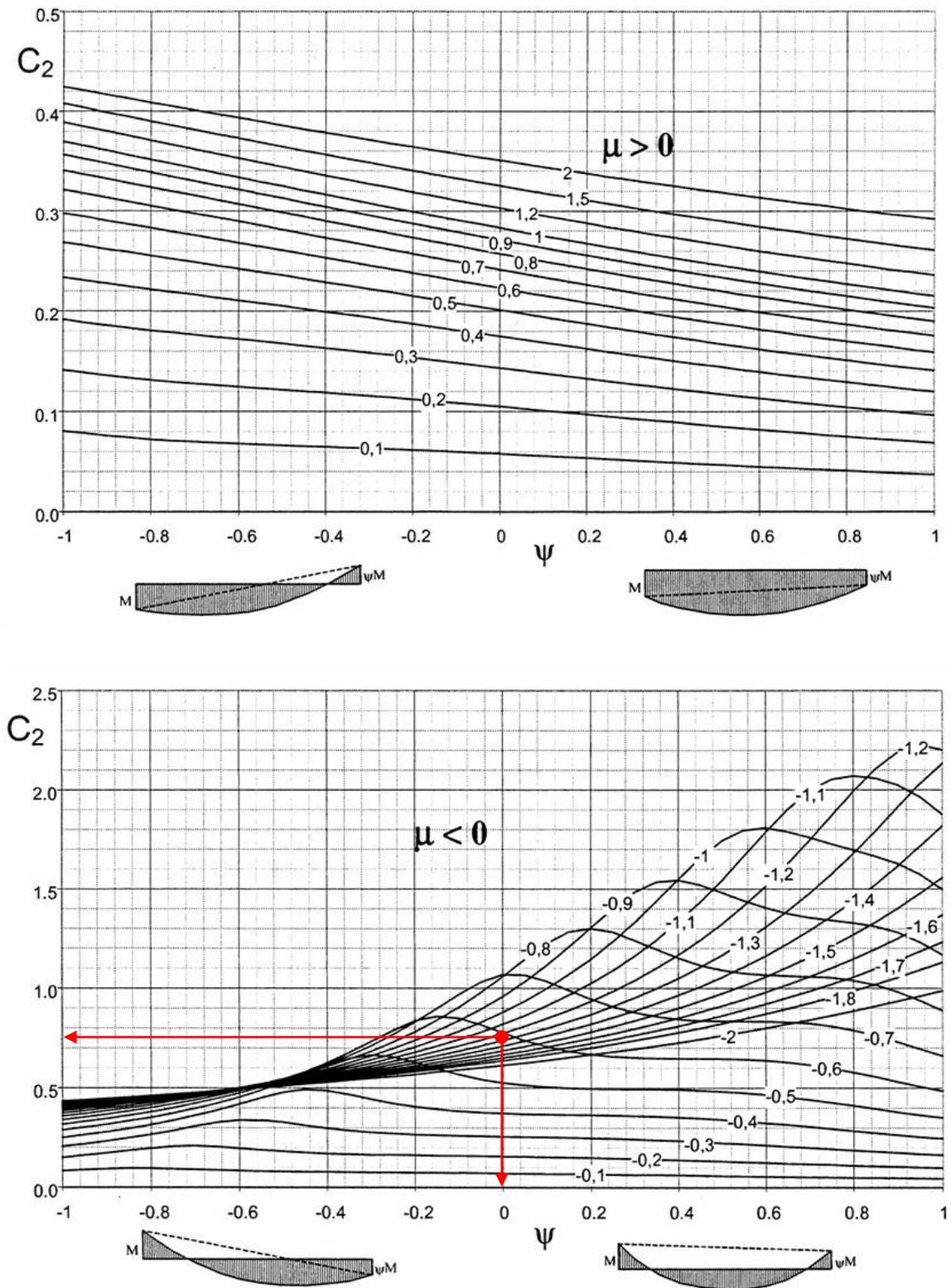


Figure 4 — Moments d'extrémité et charge uniformément répartie — Coefficient C_2

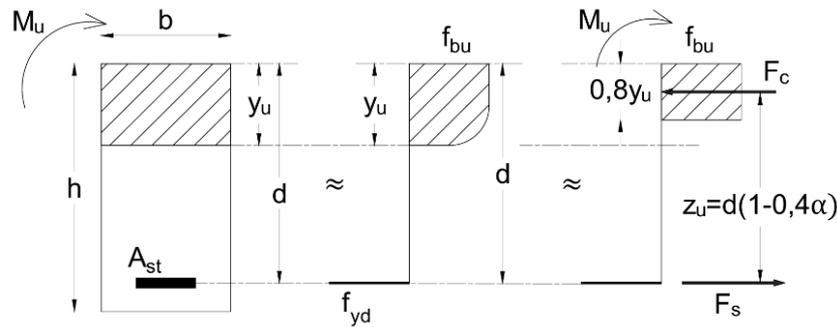
Source : NF EN 1993-1-1/NA

Formulations analytiques des coefficients C1 et C2 (alternative aux Figures 3 et 4)		
NF EN 1993-1-1/AN Eurocode 3		
C₁=mC₁₀		3,963
Rapport entre les moments d'extrémités	ψ	0
Rapport du moment isostatique et moment d'extrémité	μ	-0,578
	$m = 1 - \xi(1 - \psi) + 4\mu\xi(1 - \xi) $ avec $m \geq 1$	1
	$\xi = 0,5 - \frac{1 - \psi}{8\mu}$ avec $0 \leq \xi \leq 1$	0,716263
	$C_{10} = r_1 \cdot \sqrt{\frac{B - \sqrt{B^2 - 4A}}{2A}}$	3,9629788
	$\begin{cases} r_1 = 1 & \text{si } d_1 > e_1 \\ r_1 = f_1 + \frac{d_1(1 - f_1)}{e_1} & \text{si } d_1 \leq e_1 \text{ avec } f_1 = 0,88 - 0,04\psi \end{cases}$	0,9032
	$d_1 = \mu + 0,52(1 + \psi) $	0,058
	$e_1 = 0,3$	0,3
	$A = ab - c^2$	0,0007807
	$B = 2a + b/2$	0,0669734
Paramètres a, b et c	$a = 0,5(1 + \beta) + 0,1413364\gamma - 0,6960364\beta\mu + 0,9126223\mu^2$	0,0203521
	$b = 0,5(1 + \beta) + 0,1603341\gamma - 0,9240091\beta\mu + 1,428556\mu^2$	0,0525386
	$c = -0,1801266\beta - 0,0900633\gamma + 0,5940757\beta\mu - 0,93529046\mu^2$	0,0169862
	$\beta = \psi + 4\mu - 1$	-3,312
	$\gamma = \beta^2 - 8\mu$	15,593344
C₂=0,398 r₂ μ C₁₀		0,779
	$d_2 = 0,425 + \mu + 0,675 \psi $	0,153
	$e_2 = 0,65 - 0,35\psi$	0,65
	$\begin{cases} r_2 = 1 & \text{si } d_2 > e_2 \\ r_2 = f_2 + \frac{d_2(1 - f_2)}{e_2} & \text{si } d_2 \leq e_2 \text{ avec } f_2 = 0,81 - 0,05\psi \end{cases}$	0,8547231

AN.8.3. Armatures

AN.8.3.1. Armatures transversales inférieures

Elles sont déterminées selon l'EC2, avec le moment ultime $M_u = M_{xx} = 665,93 \text{ kNm}$ (étude à l'ELU, voir Tableau III-12).



Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,665}{1 \times 0,58^2 \times 19,83} = 0,1 < 0,186$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{ck}}{\theta \gamma_c} = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1}) = 0,132$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha_u) = 0,58(1 - 0,4 \times 0,132) = 0,549 \text{ m}$$

Section d'armatures :

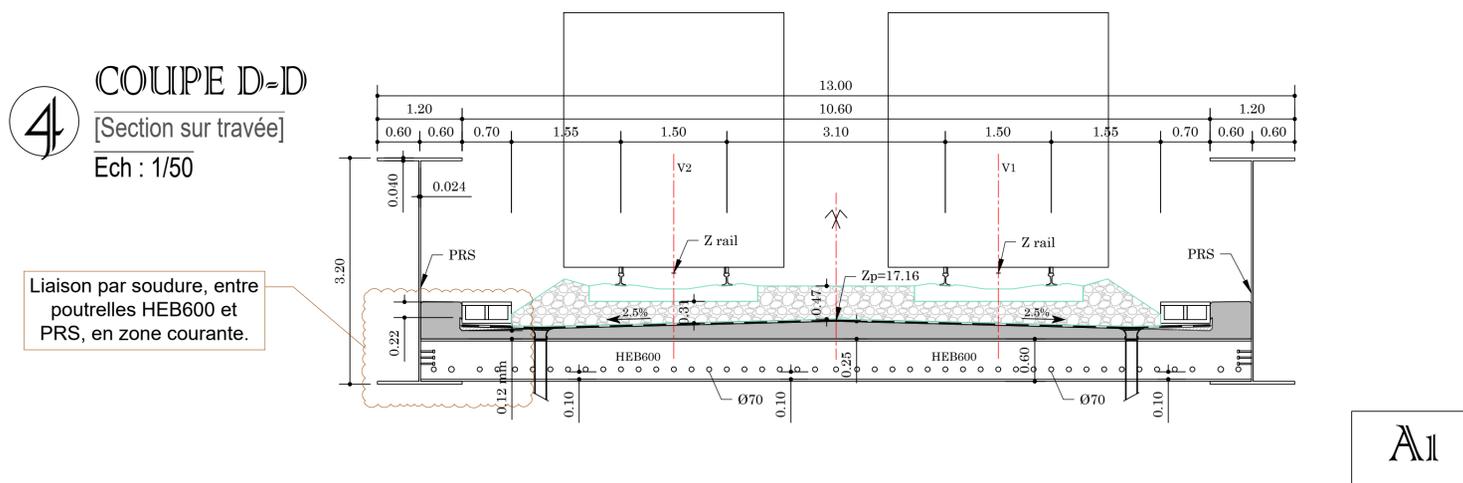
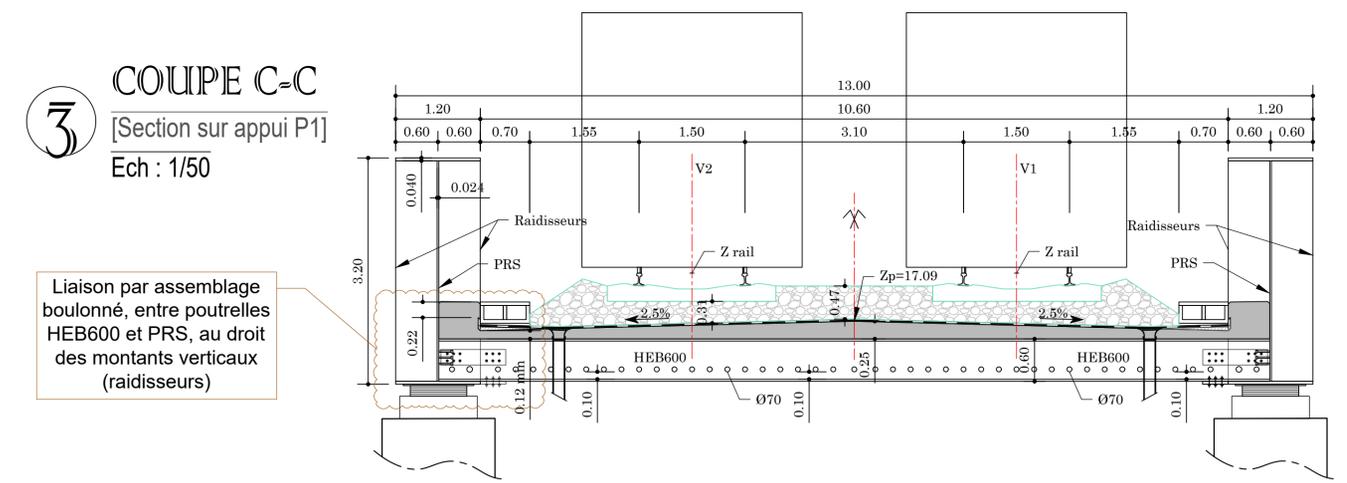
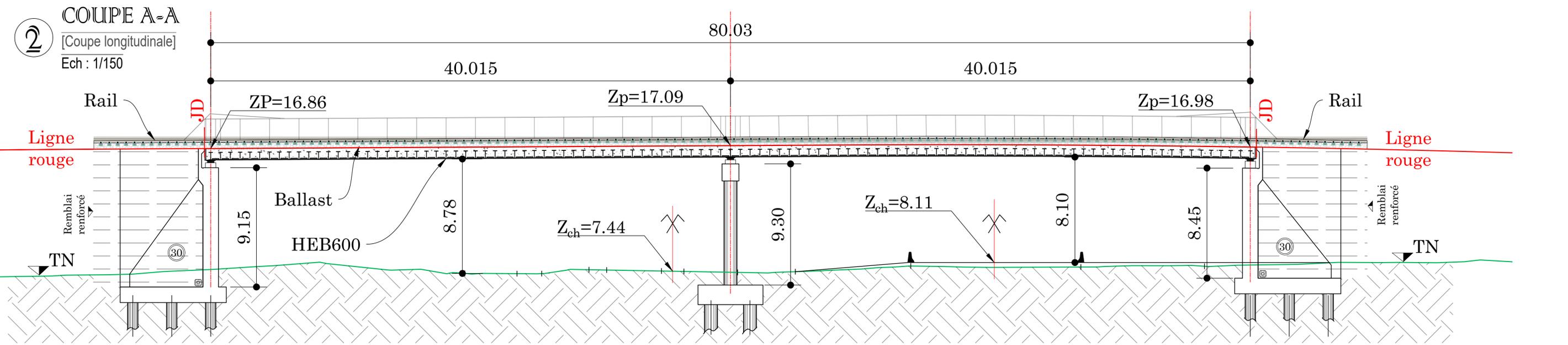
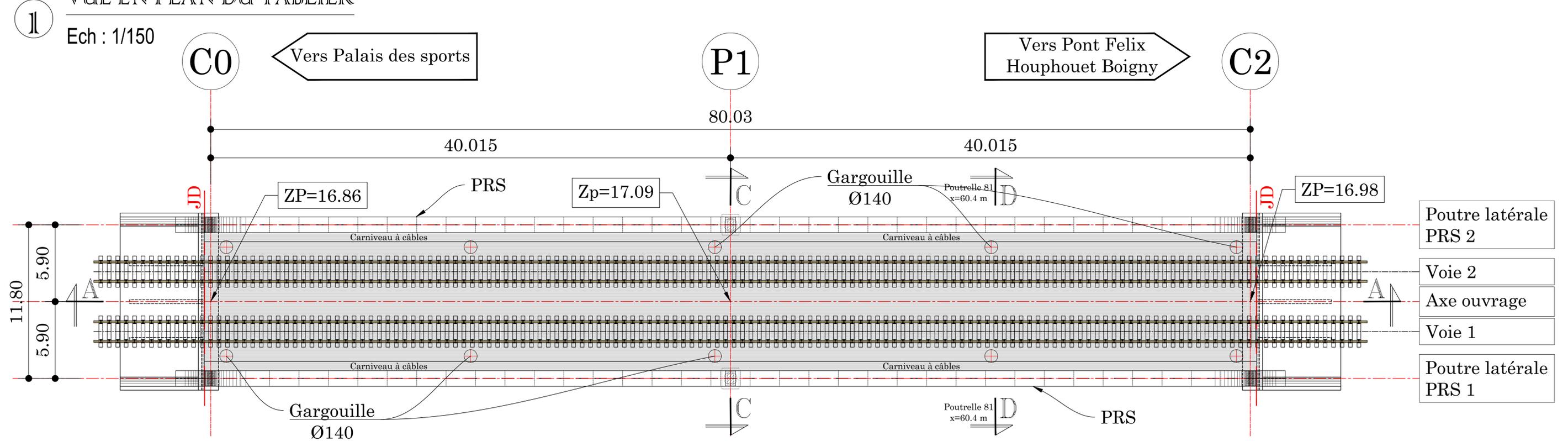
$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot f_{yd}} = \frac{0,665}{0,549 \times \frac{500}{1,15}} \times 10^4 = 27,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 27,84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4 \text{ HA32 espacés } 25 \text{ cm}$$

Annexe 9 : Plans de coffrage

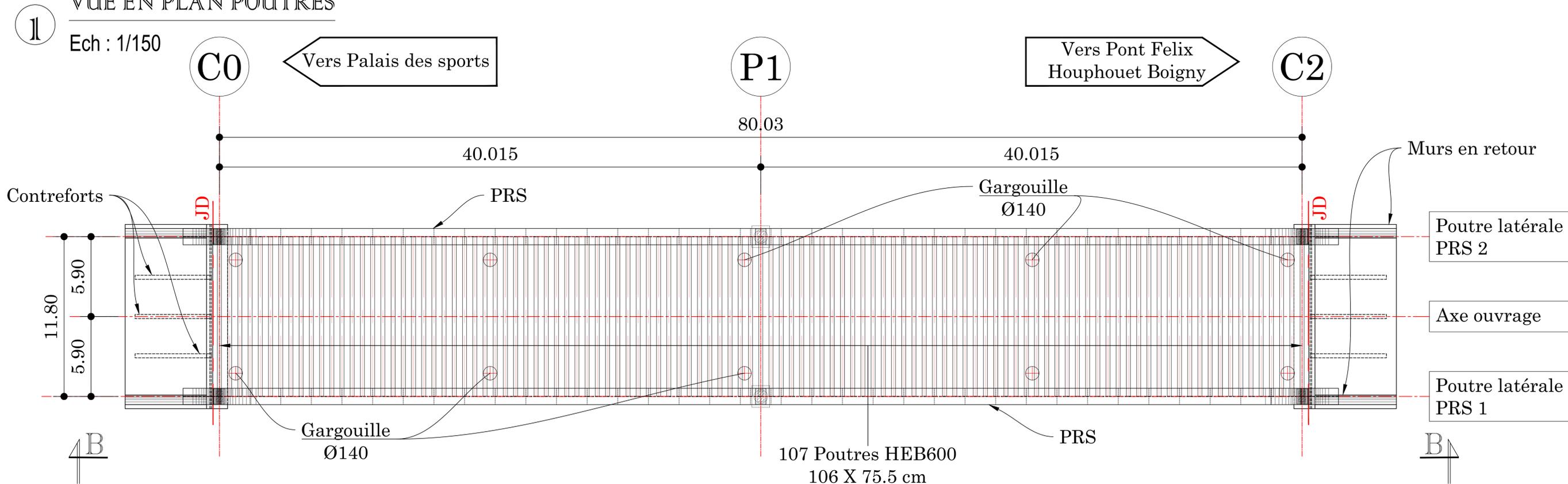
VUE EN PLAN DU TABLIER

Ech : 1/150



VUE EN PLAN POUTRES

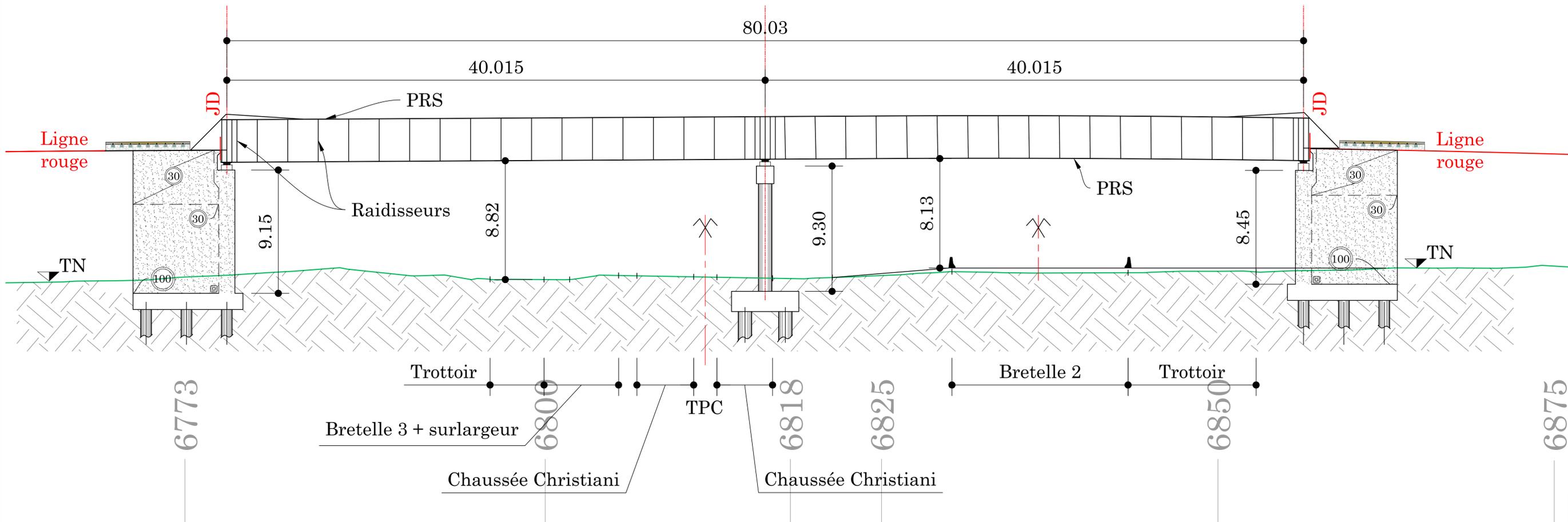
Ech : 1/150



ELEVATION B-B

[Profil longitudinal]

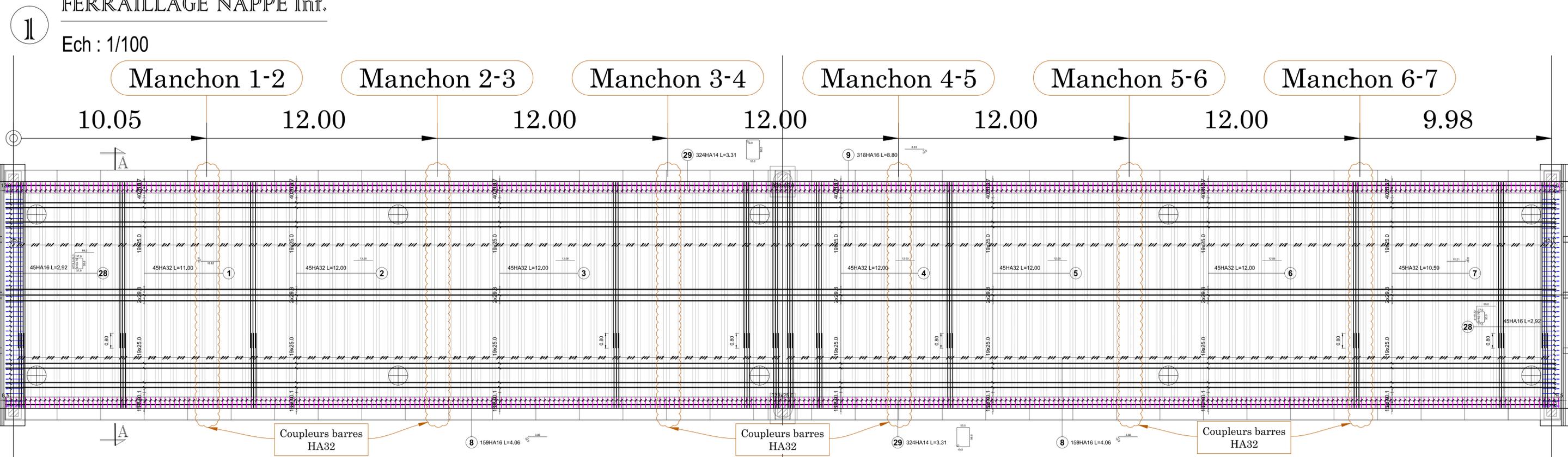
Ech : 1/150



Annexe 10 : Plans de ferrailage

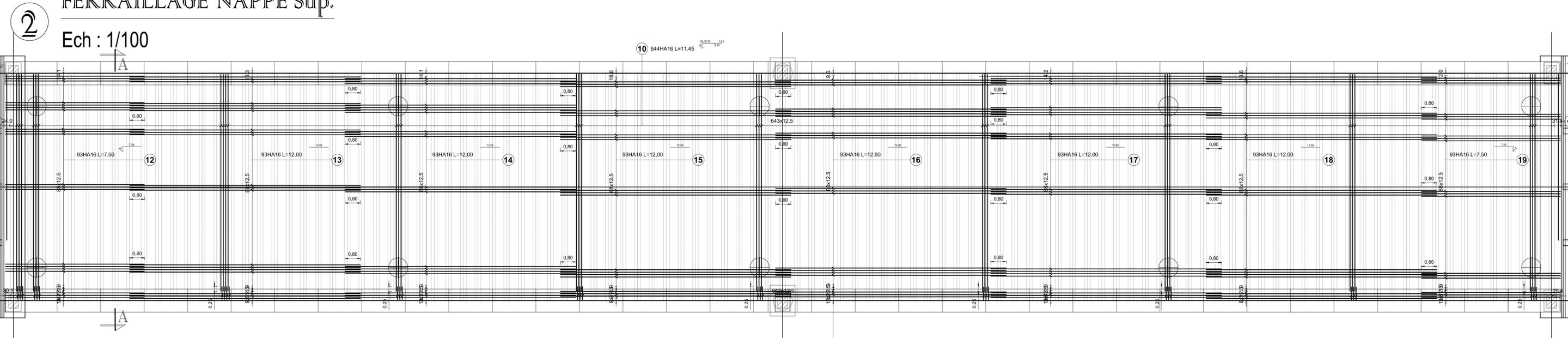
FERRAILLAGE NAPPE Inf.

Ech : 1/100



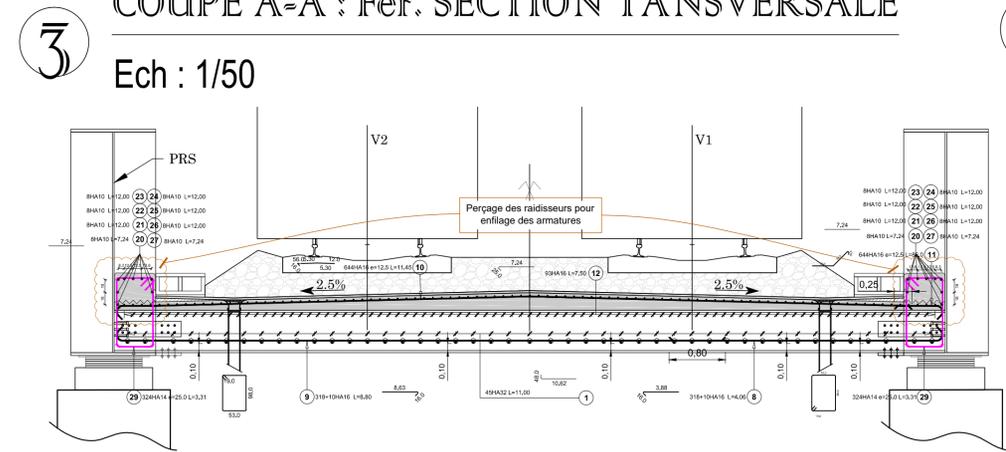
FERRAILLAGE NAPPE Sup.

Ech : 1/100



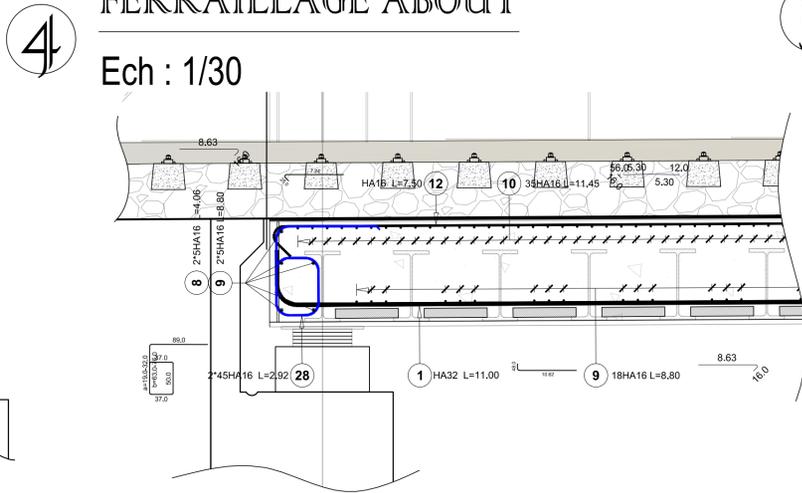
COUPE A-A : Fer. SECTION TRANSVERSALE

Ech : 1/50



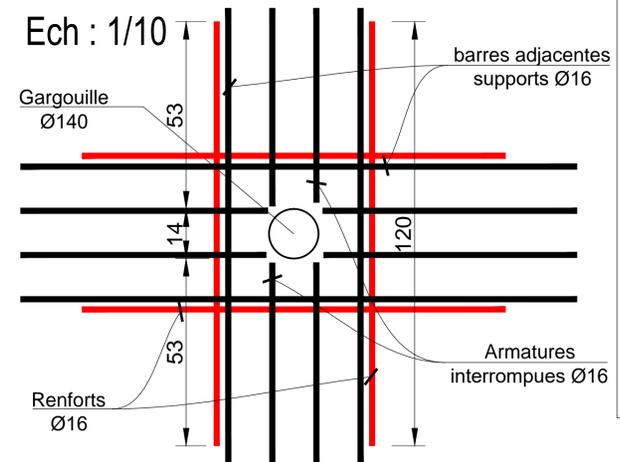
FERRAILLAGE ABOUT

Ech : 1/30



Fer. ZONE DE GARGOUILLES

Ech : 1/10



Note:
 Les barres d'armatures en nappe supérieure en interférence avec les gargouilles doivent être coupées ;

- Les sections d'armatures interrompues doivent être remplacées par des sections équivalentes de renfort (de préférence de même diamètre), à attacher aux barres voisines, parallèles ;
- Ces barres doivent être prolongées au-delà de l'ouverture d'une longueur égale à un demi-diamètre, augmentée de la longueur de scellement ($L_s = \frac{\phi_f}{4} \tau_{su}$) i.e $L_s + \frac{\phi_{140}}{2} = 46 + 7 = 53$ cm soit une longueur totale de barre renfort de $2 \times 53 + 14 = 120$ cm.

ref. BAEL91 R99 § E.4.8.4

TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS

Table des armatures									
Pos.	Nuance d'acier	Diamètre	Nombre			Espacement (cm)	Longueur (m)	Longueur totale (m)	Schéma
			dans un élément	d'éléments	total				
1	HA 500	32	45	1	45	VAR	11,00	495,00	
2	HA 500	32	1	1	1		12,00	12,00	
3	HA 500	32	45	1	45	VAR	12,00	540,00	
4	HA 500	32	45	1	45	VAR	12,00	540,00	
5	HA 500	32	45	1	45	VAR	12,00	540,00	
6	HA 500	32	45	1	45	VAR	12,00	540,00	
7	HA 500	32	45	1	45	VAR	10,59	476,55	
8	HA 500	16	328	1	328		4,06	1331,68	
9	HA 500	16	328	1	328		8,80	2886,40	
10	HA 500	16	644	1	644	12,5	11,45	7373,80	
11	HA 500	16	644	1	644	12,5	0,86	553,84	
12	HA 500	16	93	1	93	VAR	7,50	697,50	
13	HA 500	16	93	1	93	VAR	12,00	1116,00	
14	HA 500	16	93	1	93	VAR	12,00	1116,00	
15	HA 500	16	93	1	93	VAR	12,00	1116,00	
16	HA 500	16	93	1	93	VAR	12,00	1116,00	
17	HA 500	16	93	1	93	VAR	12,00	1116,00	
18	HA 500	16	93	1	93	VAR	12,00	1116,00	
19	HA 500	16	93	1	93	VAR	7,50	697,50	
20	HA 500	10	16	1	16		7,24	115,84	
21	HA 500	10	16	1	16		12,00	192,00	
22	HA 500	10	16	1	16		12,00	192,00	
23	HA 500	10	16	1	16		12,00	192,00	
24	HA 500	10	16	1	16		12,00	192,00	
25	HA 500	10	16	1	16		12,00	192,00	
26	HA 500	10	16	1	16		12,00	192,00	
27	HA 500	10	16	1	16		7,24	115,84	
28	HA 500	16	90	1	90		2,92	262,80	
29	HA 500	14	648	1	648	25,0	3,31	2144,88	

Masse d'armatures					
	HA 500	HA 10	HA 14	HA 16	HA 32
Poids unitaire (kg/m)		0,62	1,21	1,58	6,31
Longueur totale (m)		1383,68	2144,88	20499,52	3143,55
Poids total (kg)		853,73	2595,30	32389,24	19835,80
Subtotal: (kg)		55674,08			

DIAMETRE DES MANDRINS DE CINTRAGE (en mm)											
Ø	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40	
HA	Cadres Etriers Epingles	30	30	40	50	70	100	150	Sans objet		
	Ancrages	70	70	100	100	150	150	200	250	300	400
	Coudes	Sans objet		150	200	200	250	300	400	500	500

NOTA :
Tous les aciers HA sont de qualité B500(B)

Béton suivant EN 206CN	Résistance	C06/20	C20/25	C30/37	C35/45	GRANULATS - DIAMETRE MAXI (mm)
	Dénomination				XC3	
Elément	Cat.					
HOURDIS DU TABLER						25
BETON COULE EN PLACE POUR EQUIPEMENT						25
Enrobage extrados : 3.0 cm						