



الجمهورية الجزائرية
الديمقراطية
الشعبية



Republique Algérienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث
العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي
التبسي - تبسة

Université Larbi tébessi- Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master**

Académique En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et ouvrages d'art

Par : J'MELY ELKHALIVE

Sujet

ETUDE AUX EUROCODES DU TABLIER D'UN PONT A POUTRES EN BETON ARMÉ

Présenté et soutenu publiquement, le 23/09/ 2020, devant le jury composé de :

M. BOUDJELLAL ABDELWAHAB

Maitre de conférences B

Président

M. SOLTANI MOHAMMED RÉDHA

Maitre de conférences B

Rapporteur

Mlle. MALAOUI RACHIDA

Maitre-assistant A

Examineur

Promotion: 2019/2020

Remerciement

Tout D'abord je remercie Allah pour m'avoir donné, la force et courage d'avoir accompli ce mémoire.

Je tiens aussi à remercier mon encadreur Monsieur Soltani Mohamed Rédha qui n'a pas cessé de m'encourager pendant la durée du projet, ainsi pour sa générosité en matière de formation et d'encadrement.

Je tiens aussi à le remercier également pour l'aide et les conseils qu'il m'a apportés lors des différents rencontres, et la confiance qu'il nous a témoignée.

Je tiens à remercier encore, toute l'équipe pédagogique de la faculté des sciences et de la technologie de l'université de Tébessa et les intervenants professionnels responsables de la formation dans le département de génie civil.

Dédicace

Je dédie ce modeste

travail :

*A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source
De joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir,
qu'Allah te garde dans son vaste paradis à toi mon père.*

*A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur,
ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.*

*A ma chère sœur, que dieu la bénisse de sa
miséricorde. A ma seule sœur, que dieu la protège.*

A mes chers frères.

*A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long
parcours.*

A tous mes amis ainsi que tous les étudiants de la promotion 2020.

*Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes
frères et mes sœurs, je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient
en premier lieu pour leurs conseils, aide, et encouragements.*

*Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient
toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon tout chemin
d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude, et frères de
cœur.*

J'mely elkhalive

TABLE DES MATIERES

Remerciements	1
Dédicace	1
LISTE DES TABLEAUX.....	1
LISTE DES FIGURES	1
RESUME	1
ABSTRACT.....	1
ملخص	1
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1.....	3
PRESENTATION DU PROJET	3
1.1. Présentation de l’ouvrage.....	3
1.2. Données relatives à l’environnement	4
1.3. Données sismologiques	5
1.4. Pré dimensionnement.....	5
1.5. Construction d’un pont.....	6
1.6. Présentation des Eurocodes	7
1.7. Propriétés des matériaux	8
1.7.1. Béton	8
1.7.2. Acier	10
1.8. Action.....	11
1.8.1. Actions permanentes.....	11
1.8.1.1. Poids propre du tablier	11
1.8.1.2. Poids propre des superstructures	11
1.8.2. Actions variables.....	12
1.8.2.1. Découpage de la chaussée en voies conventionnelles.....	12
1.8.2.2. Modèles de charges verticales	13

1.8.2.2.1. Modèle de charge LM1	14
1.8.2.2.2. Modèle de charge LM3	15
1.8.2.2.3. Action sur les trottoirs	16
1.9. Combinaisons d'actions	17
1.9.1. Combinaisons à l'ELU	17
1.9.2. Combinaisons d'actions pour les états limites de service	18
CHAPITRE 2.....	20
MODELISATION DU TABLIER	20
2.1. Introduction	20
2.2. Introduction des données	21
2.2.1. Géométrie.....	21
2.2.2. maillage.....	22
2.2.3. conditions aux limites	25
2.2.4. chargement	26
2.2.4.1. charges permanentes.....	26
2.2.4.2. Charge de trafic routier	27
2.3. Aperçu sur les résultats	29
2.3.1. Poutre principale	29
2.3.1.1. Courbes des moments.....	29
2.3.1.1.1. Combinaison fondamentale de l'ELU	39
2.3.1.1.2. Combinaison ELS.....	31
2.3.1.2. Effort tranchants.....	32
2.3.2. hourdis	32
CHAPITRE 3.....	33
JUSTIFICATION EN FLEXION DES POUTRES.....	33
3.1. détermination de l'enrobage.....	33
3.1.1. Enrobage minimal, c_{min}	33
3.1.2. L'enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence.....	33
3.1.3. Enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité.....	34
3.1.4. Enrobage minimal.....	35
3.2. Largeur participante de la table de construction	35

3.3. Justifications aux ELU.....	37
3.3.1. Hypothèses.....	37
3.3.2. Détermination du diagramme des déformations à l'état limite de résistance	38
3.3.3. Déformations limites dans le cas du diagramme avec palier	39
3.3.4. Section des armatures longitudinales dans la section Critique	40
3.3.5. Sections minimale et maximale d'armatures.....	41
3.3.6. Calcul de la hauteur utile réelle.....	42
3.3.7. Armatures de montage	43
3.4. Vérifications aux ELS	43
3.4.1. Homogénéisation de la section	44
3.4.2. Coefficients d'équivalence	44
3.4.3. Moment de fissuration.....	46
3.4.4. Caractéristiques géométriques de la section fissurée	47
3.4.5. Limitation des contraintes	48
3.4.5.1. Limitation des contraintes de compression	49
3.4.5.2. Limitation des contraintes de l'acier	49
3.4.6. Vérification de la fissuration.....	50
3.4.6.1. Ouvertures des fissures.....	50
3.4.6.2. Section minimale d'armatures tendues.....	53
3.4.6.3. Armatures de peau.....	55
3.5. Ancrage des armatures longitudinales et adhérence.....	57
3.5.1. Ancrage des armatures longitudinales	57
3.5.1.1. Modes d'ancrages	57
3.5.1.2. Contrainte limite d'adhérence	57
3.5.1.3. Longueur d'ancrage de référence.....	58
3.5.1.4. Longueur d'ancrage de calcul	60
3.5.1.5. Mandrins de cintrage.....	61
3.5.1.6. Détermination de la longueur au-delà de l'extrémité de la partie courbe l_1	63
3.5.2. Recouvrement.....	63
3.5.2.1. Longueur de recouvrement l_0	63
3.5.2.2. Armatures transversales dans une zone de recouvrement	64

CHAPITRE 4.....	65
JUSTIFICATION AUX EFFORTS TRANCHANTS.....	65
4.1. Théorie de Richter-Mörsch	65
4.2. Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement.....	66
4.3. Principes de vérification à la résistance à l'effort tranchant.....	67
4.3.1. Recherche de l'angle θ	68
4.3.2. Vérification de la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	68
4.4. Dimensionnement des armatures transversales.....	70
4.5. Vérifications au droit des appuis d'extrémité	72
4.5.1. Vérification de la contrainte sur appui	72
4.5.2. Vérification de la bielle en compression.....	73
4.5.3. Vérification de la force de traction dans l'armature inférieure	74
4.6. Détermination des arrêts des barres longitudinales tendues.....	74
4.6.1. Approche de l'EC2	74
4.6.2. Calcul des moments résistants ultimes.....	75
4.6.3. Courbe enveloppe des moments à l'ELU ajustée	77
4.6.4. Tracé de l'épure.....	78
4.7. Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité	78
CONCLUSION.....	79
BIBLIGRAPHIE.....	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Valeurs nominales et pondérées des charges de superstructure..... 11

Tableau 1.2. Nombre et largeur des voies virtuelles []..... 12

Tableau 1.3. Modèle de charge n°1 [] 13

Tableau 1.4. Coefficients d’ajustement du modèle de charges principal 14

Tableau 2.1. Valeurs des charges pondérées du système LM1 27

Tableau. 3.1. Valeurs des coefficients d'équivalence 44

Tableau. 3.2. Caractéristiques géométriques des sections homogénéisées 47

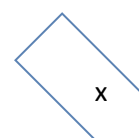
Tableau. 3.3. Contraintes de compression dans le béton et dans les aciers et de traction dans les aciers..... 47

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1. Coupe longitudinale du pont sur Oued Hamadja	3
Fig. 1.2. Vue en plan du pont sur oued Hamadja	4
Fig. 1.3. Coupe transversale	4
Fig. 1.3. Coupe transversale02.....	5
Fig. 1.4. Coffrage de la poutre04	7
Fig. 1.5. Coffrage perdu en fibre-ciment	9
Figure 1.6. Diagramme parabole-rectangle de l'EN 1992-1[]	10
Figure 1.7. Diagramme bilinéaire de l'EC2.....	11
Fig. 1.8. Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)	12
Fig. 1.9. Largeur de la chaussée.....	12
Fig. 1.11. Système MC120	16
Fig. 1.12. Valeur caractéristique de la surcharge sur trottoir.....	17
Fig. 2.1. Géométrie.....	21
Fig. 2.2. Élément de poutre ij, degrés de liberté et éléments de réduction dans le repère local (1, 2,3).....	22
Fig. 2.3. Élément de coque mince à 4 nœuds en repère local	23
Fig. 2.4. Éléments de réduction associés aux nœuds de l'élément coque	24
Fig. 2.5. Maillage du tablier.....	25
Fig. 2.6. Exemple d'utilisation des éléments de type \square link \square	25
Fig. 2.7. Conditions d'appui	26
Fig. 2.8. Charges dû au poids de la couche de roulement et la couche d'étanchéité	26
Fig. 2.9. Charges due au poids et aux surcharges de trottoir	27
Fig. 2.10. Charge due aux poids des garde-corps	27
Fig. 2.11. Positions transversales des charges du système LM1 considérées dans l'analyse globale.....	29
Fig. 2.12. Introduction des charges mobiles TS de la voie n°1	29

Fig. 2.13. Les courbes enveloppes des moments fléchissants le long des poutres du tablier sous combinaison ELU	30
Fig. 2.14. Courbe enveloppe des moments fléchissants le long de la poutre ? Sous ELS caractéristique	31
Fig. 2.15. Courbe enveloppe des moments fléchissants le long de la poutre sous ELS quasi-permanent.....	31
Fig. 2.16. Courbe enveloppe des efforts tranchants le long de la poutre sous combinaison ELU	32
Fig. 2.17. Champs des moments maximums M22	32
Fig. 2.18. Champs des moments maximums M11	32
Fig. 3.1. Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression	36
Fig. 3.2. Paramètres déterminant la largeur participante.....	36
Fig. 3.3. Section transversale du tablier au droit de la poutre de rive	37
Fig. 3.4. Diagramme des trois pivots	38
Fig. 3.5. Diagrammes des contraintes et des déformations dans le cas où l'état limite ultime est atteint au pivot B	40
Fig. 3.6. Diagramme des contraintes et des déformations dans la section transversale	40
Fig. 3.7. Distance minimales entre barres individuelles et entre un paquet et une barre individuelle	42
Fig. 3.8. Les distances entre chaque lit de la fibre	43
Fig. 3.9. Section en T soumise à la flexion simple.....	46
Fig. 3.10. Aires effectives de béton autour des armatures dans le cas des poutres.....	51
Fig. 3.11. Ouverture des fissures w à la surface du béton en fonction de la distance aux armatures.....	52
Fig. 3.12. Découpage d'une section à membrures pour l'analyse de la fissuration	55
Fig. 3.13. Ancrage courbe avec un angle de 150°	57
Fig. 3.14. Illustration des conditions d'adhérence	58
Fig. 3.15. Valeurs de c_d	60

Fig. 3.16. Tronçons d'un crochet courbe.....	63
Fig. 3.17. Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée.....	64
Fig. 4.1. Modèle de treillis de Ritter-Mörsh	65
Fig. 4.2. Bilan des efforts dans le treillis de Ritter-Mörsh	66
Fig. 4.3. Définition de la largeur b_w	66
Fig. 4.4. Bielle comprimée	69
Fig. 4.5. Détermination de l'espacement des armatures transversales.....	70
Fig. 4.6. Efforts dans une bielle d'about	72
Fig. 4.7. Décalage de la courbe enveloppe des efforts de traction sollicitant	74
Fig. 4.8. Détermination des arrêts des barres.....	75
Fig. 4.9. Notations utilisées pour le calcul du moment résistant ultime.....	76
Fig. 4.10. Courbe enveloppe ajusté des moments à l'ELU	78
Fig. 4.11. Epure des arrêts de barres	78



RESUME

L'objectif de ce mémoire de projet de fin d'études consiste à étudier un pont à poutre droit en béton armé ayant deux travées indépendantes. Ce pont franchit Oued Hamdja situé dans la wilaya de Tébessa. Ce mémoire comporte quatre chapitres:

- Le chapitre premier comporte une présentation bien détaillée de l'ouvrage étudié en précisant toutes les données liées au projet.
- Le deuxième chapitre est consacré à la modélisation des poutres principales à l'aide du logiciel SAP 2000 permettant de construire les diagrammes enveloppes des moments fléchissants et des efforts tranchants provoqués par les effets des charges permanentes et des actions du trafic selon l'EC1.
- Le troisième chapitre traite la justification vis-à-vis à la flexion et qui comporte les vérifications de la section critique vis-à-vis des états limites ultimes et des états limites de service selon l'EC2.
- Le quatrième chapitre comporte les justifications vis-à-vis des efforts tranchants aussi selon l'EC2.

ABSTRACT

The objective of this end-of-study project thesis is to study a straight girder bridge in reinforced concrete with two independent spans. This bridge crosses Oued Hamdja located in the wilaya of Tébessa. This dissertation has four chapters:

- The first chapter includes a very detailed presentation of the studied structure by specifying all the data related to the project.
- The second chapter is devoted to the modelling of the main girders using the SAP 2000 software allowing the construction of envelope diagrams of bending moments and shear forces caused by the effects of permanent loads and traffic actions according to the EC1.
- The third chapter deals with the bending justification, which includes the checks of the critical section against the ultimate and serviceability limit states according to EC2.
- The fourth chapter contains the justification for shear forces also according to EC2.

ملخص

الهدف من هذه الأطروحة النهائية للمشروع هو دراسة جسر عوارض خرسانية مستقيمة ذات فصلين مستقلين. يعبر هذا الجسر وادي هماغه بولاية تبسة.

تتكون هذه الرسالة من أربعة فصول:

- يتضمن الفصل الأول عرضًا تفصيليًا للعمل المدروس ، مع تحديد جميع البيانات المتعلقة بالمشروع.
- الفصل الثاني مخصص لنمذجة الحزم الرئيسية باستخدام برنامج SAP 2000 الذي يسمح بإنشاء مخططات مغلفة لحظات الانحناء وقوى القص الناتجة عن تأثيرات الأحمال الميتة وإجراءات المرور وفقًا لـ EC1.

- يتعامل الفصل الثالث مع التبرير فيما يتعلق بالانحناء والذي يتضمن فحوصات القسم الحرج فيما يتعلق بحالات الحدود النهائية وحالات حد الخدمة وفقًا لـ EC2.

- يتضمن الفصل الرابع المبررات فيما يتعلق بقوى القص أيضًا وفقًا لـ EC2.

INTRODUCTION

Pour élaborer des routes, on rencontre différents obstacles tels que les oueds ou rivières, les montagnes, les chemins de fer et les autres routes. Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : Ouvrages d'Art.

Un pont est un ouvrage d'art pour lequel une voie de circulation franchit un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Les ponts à poutres sont plus employés lorsque l'esthétique n'est pas demandé et notamment en zone rurale (sur les oueds). La liaison entre les poutres principales est assurée par le hourdis et par les entretoises d'about.

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un pont routier long de 48 m franchissant le cours d'eau Oued Hamadja situé dans la wilaya de Tébessa. L'étude de ce projet est réalisée par la société d'études et de réalisation d'ouvrages d'art de l'est (SERO-EST) et suivis par la direction des travaux publics DTP.

Dans ce mémoire nous avons utilisé les Eurocodes qui sont actuellement utilisés à l'échelle Européenne pour le dimensionnement de tous les types d'ouvrages.

Les principales normes suivantes ont été utilisées dans cette étude:

Eurocode 0 : Bases de calcul des structures :

Eurocode EN 1990/A1 : Application pour les ponts.

Eurocodes 1 : Actions sur les structures :

- EN 1991-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
- EN 1991-2 : Actions sur les ponts dus au trafic.

Eurocode 2 : Calcul des structures en béton :

- EN 1992-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- EN 1992-2: Ponts en béton.

Ce mémoire s'articule autour des points suivants:

- Présentation du projet et les règles générales des Eurocodes (Caractéristiques des matériaux, actions, combinaisons d'actions etc...).
- Modélisation du tablier
- Justification à la flexion
- Justification aux efforts tranchants

Les outils informatiques utilisés dans cette étude sont le logiciel de calcul par éléments finis SAP 2000, version 14. Tous les autres calculs ont été soit effectués manuellement ou programmés sur Excel afin de gagner du temps lors de certaines vérifications.

CHAPITRE 1

Présentation du projet

1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de l'aménagement de l'axe routier reliant les villes de Tébessa et Oum-El bouaghi situées à l'est d'Algérie. Il est situé sur la RN 10 au PK 157.91 et franchi oued Hamadja. L'ouvrage est un pont à poutres de 48 m de long constitué de deux travées discontinues de portée 19.75 m chacune réalisées en béton armé (Fig. 1.1). Ce type d'ouvrage est utilisé pour une gamme de portées allant de 10 à 20 mètres de portée. Dans le sens longitudinal, le tablier ne comporte que des entretoises sur appuis. Il comporte sept poutres préfabriquées chacune d'elle repose, par l'intermédiaire d'appareils d'appui en élastomère fretté, sur une culée remblayée et une pile-portique. La pile et les deux culées reposent sur des fondations profondes faites de deux files de 4 pieux forés.

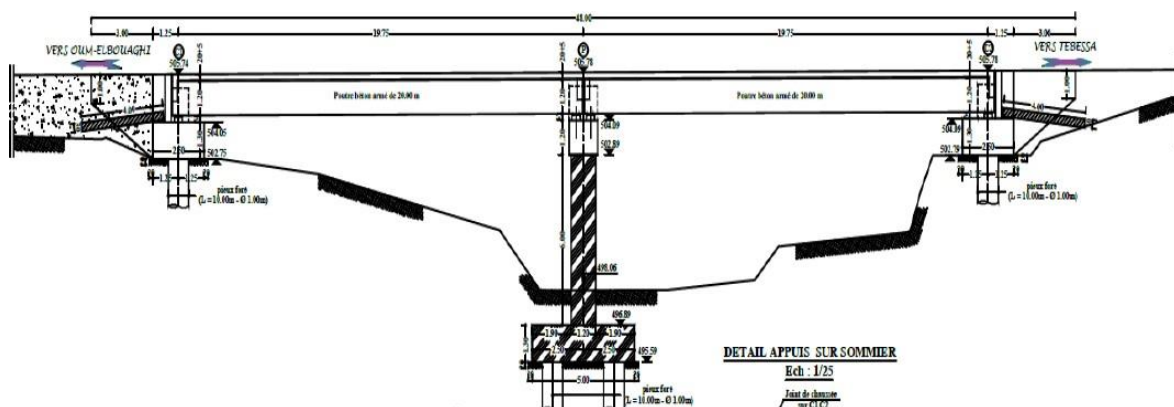


Fig. 1.1. Coupe longitudinale du pont sur Oued Hamadja

En plan, l'ouvrage est un pont droit de tracé rectiligne comme il est illustré sur la figure 1.2.

Le profil en travers de 2.5% de pente transversale en toit est constitué :

- d'une voie de 3 m à droite bordée par une bande dérasée droite (B.D.D.) de 1 m de large;
- d'une voie de 3 m à gauche bordée par une bande dérasée gauche (B.D.G.) de 1 m de large;
- de deux trottoirs chacun bordé d'un garde-corps : un trottoir à gauche de largeur 1.5 m et un trottoir à droite de largeur 0.6m;
- la largeur totale de la chaussée est de 8 m, et celle du tablier est de 10.10 m. L'entraxe des poutre principales est de 1.6 m. Les encorbellements ont une portée de 0.45 m. Une coupe

transversale du tablier est représentée sur la figure 1.3.

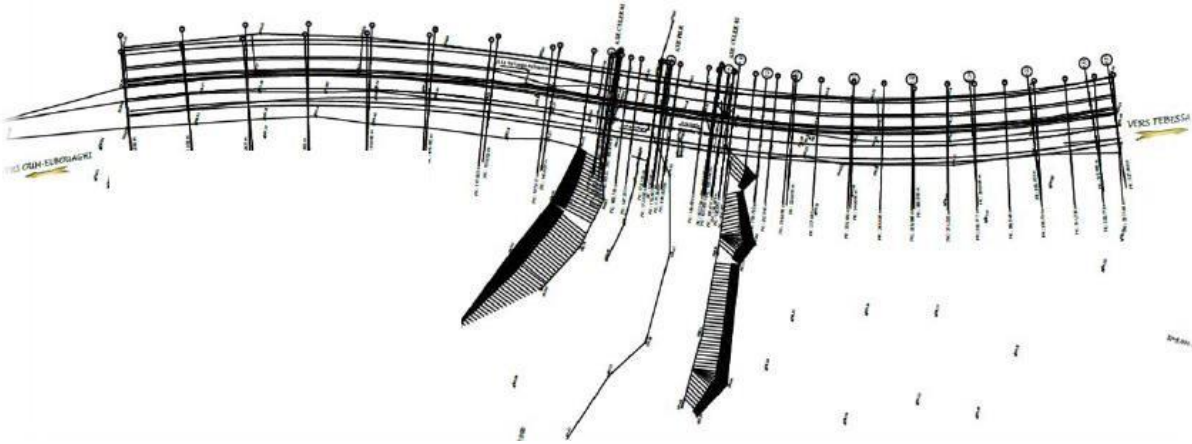


Fig. 1.2. Vue en plan du pont sur oued Hamadja



Fig.1.3. Coupe transversale

1.2. Données relatives à l'environnement

La région de Tébessa à un climat de steppe. Les précipitations sont peu importantes toute l'année. La classification de Köppen-Geiger est de type BSk (climat semi-aride). En moyenne la température à Tébessa est de 15.7 °C. Le mois de juillet est le mois le plus chaud avec une température moyenne de 26°C. Le mois de janvier est le mois le plus froid avec une température moyenne de 6°. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 363 mm. Les résultats de l'indice d'aridité déterminé la station de Hammamet montrent que le climat dans cette zone d'étude est sec caractérisé par deux saisons l'une humide et froide et l'autre

sèche et chaude.

Le taux d'humidité maximum vaut 70% est enregistré durant le mois d'avril tandis que le taux d'humidité minimum vaut 41% est enregistré durant le mois de Juillet selon les données recueillis entre 1985 et 2010 par la station météorologique d'el Hammamet.

Dans les Eurocodes, les classes d'exposition traduisent les actions dues à l'environnement auxquelles le béton de l'ouvrage ou de chaque partie d'ouvrage, et les armatures vont être exposés pendant la durée d'utilisation de la structure. 18 classes d'exposition regroupées par risque de corrosion (XC, XD, XS) et d'attaques du béton (XF, XA) dépendant des actions et conditions environnementales auxquelles les bétons de l'ouvrage ou de la partie de l'ouvrage vont être soumis pendant leur durée d'utilisation. La prévention vis-à-vis des risques de corrosion permet en particulier de déterminer :

- au stade de la conception du projet:
 - l'enrobage nécessaire des armatures pour assurer la durabilité;
 - la valeur limite de l'ouverture maximale calculée des fissures.
- au stade de l'étude et de la fabrication du béton : le dosage en ciment et le type de ciment adapté.

En se référant aux données du projet, on considère pour cet ouvrage la classe d'exposition XD1 de l'EN 1992-1 [1] utilisé pour le calcul des enrobages des armatures des surfaces de béton modérément humides exposées à des chlorures transportés par voie aérienne.

1.3. Données sismologiques

La carte des zones sismiques de l'Algérie indique que la région de Tébessa fait partie de la zone I de faible sismicité (Fig. 3.1 du RPOA).

Le projet étudié est considéré comme un pont important, donc de groupe 2 (Tableau 2.1 du RPOA).

Le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement des ouvrages est de : $A = 0.12$ g (Tableau 3.1 du RPOA).

1.4. Pré dimensionnement

L'élançement, le rapport entre la hauteur du tablier (poutre + hourdis) et la portée de la travée considérée, est couramment compris entre 1/15 et 1/17. Il peut atteindre 1/20 en augmentant

le nombre de poutres, lorsque des problèmes de gabarit imposent un tablier plus mince.

$$h_p = \left(\frac{19.75}{17} = 1.16 \div \frac{19.75}{15} = 1.32 \right)$$

On adopte : $h_p = 1.4$ m.

Les talons des poutres sont dimensionnés pour enrober correctement les armatures de béton armé qui y sont concentrées. Des dimensions de l'ordre de 0,60 m x 0,25 m sont généralement suffisantes. Les âmes et les entretoises sont dimensionnées vis-à-vis de critères constructifs de bonne mise en œuvre du béton et on ne peut descendre dans la pratique en dessous de 0,20 m de largeur. Dans ce projet, on adopte des poutres sans talons. Dans ce cas, l'épaisseur de l'âme est déterminée à partir de la formule de prédimensionnement suivante :

$$b_p = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) h_p = 0.24 \div 0.4 \text{ m}$$

On adopte : $b_p = 0.35$ m.

L'épaisseur du hourdis dépend de la distance entre axes des poutres longitudinales et varie de 0,16 m à 0,22 m. Dans ce projet une épaisseur de 0.20 m a été adoptée.

Pour les entretoises, une hauteur de 0.7 m et une épaisseur de 0.2 m a été adoptée.

Pour les entretoises, une hauteur de 0.7 m et une épaisseur de 0.2 m a été adoptée.

1.5. Construction du pont

Le tablier du pont est réalisé au moyen de poutres préfabriquées de section rectangulaire de hauteur 1.2 m et de longueur 20 m mises en place sur leurs appuis définitifs au moyen de grues. Les avantages de la préfabrication des poutres résident essentiellement dans leur rapidité d'exécution et leur caractère économique dans le cas d'ouvrages répétitifs permettant une industrialisation de la fabrication.

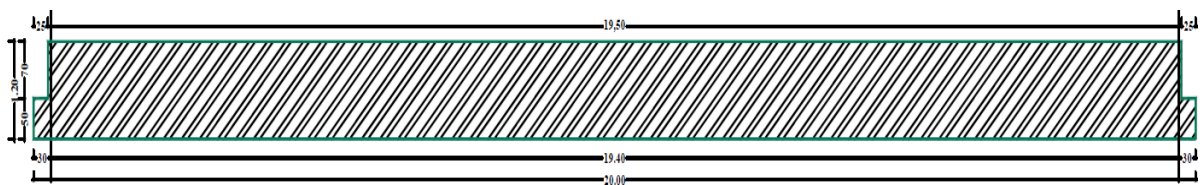


Fig. 1.4. Coffrage de la poutre

Un hourdis général est coulé sur place par-dessus des poutres sur toute la largeur du tablier pour assurer leur liaison transversale. Des coffrages perdus en fibre de ciment d'épaisseur 5

cm sont utilisées pour le coffrage du hourdis. Le principal avantage de ce type de coffrage est lié à sa faible épaisseur. La légèreté des éléments constitue un avantage facilitant la manutention et la pose des coffrages et limitant par conséquent le poids propre supporté par la structure. Le coffrage repose sur les extrémités des tables de compression dans de petites engravures qui permettent d'absorber cette faible épaisseur et ainsi de disposer facilement les aciers du hourdis.

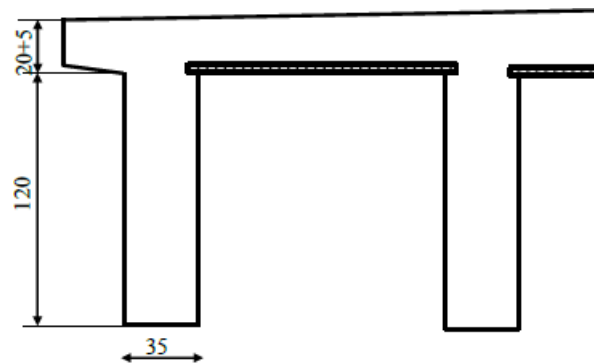


Fig. 1.5. Coffrage perdu en fibre-ciment

1.6. Présentation des Eurocodes

Le programme des Eurocodes structuraux constitue un ensemble de textes cohérents dans le domaine de la construction. Il comporte les normes suivantes, chacune étant, en général, constituée d'un certain nombre de parties :

- EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures,
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures,
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton,
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier,
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton,
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois,
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie,
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique,
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes,

- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.

Lorsqu'on calcule un pont en béton armé, le texte normatif directeur est la partie 2 de l'Eurocode 2 (EN1992-2). L'EN 1992-2 [2] n'appelle que les Eurocodes généraux (c'est à dire les Eurocodes 0, 1, 7 et 8) et les parties 2 des autres Eurocodes "matériau" (c'est-à-dire les Eurocodes 2, 3, 5, 6 et 9). A l'exception de certaines exceptions, pour un pont, une partie 1-1 (règles générales) d'un Eurocode "matériau" ne peut donc être appelée que via la partie 2 de ce même Eurocode.

Les principales normes suivantes ont été utilisées dans cette étude :

Eurocode 0 : Bases de calcul des structures :

Eurocode EN 1990/A1 : Application pour les ponts [3].

Eurocodes 1 : Actions sur les structures :

- EN 1991-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments [4]
- EN 1991-2 : Actions sur les ponts dus au trafic [5].

Eurocode 2 : Calcul des structures en béton :

- EN 1992-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments [6]
- EN 1992-2 : Ponts en béton [7].

1.7. Propriétés des matériaux

1.7.1. Béton

Le béton du tablier est un béton normal de classe C25/30. Le béton est dosé à 400 kg de ciment H.T.S par mètre cube avec un contrôle strict sur les essais des matériaux, et la surveillance continue des pratiques clés lors de la fabrication.

Le ciment HTS est un ciment spécial à haute teneur en silice utilisé pour renforcer les ouvrages ou parties d'ouvrages lorsque ceux-ci sont en contact avec un sol agressif (présence de sels ou de sulfates).

Les principales caractéristiques mécaniques, définies par l'EN 1992-1-1 [6], en sont les suivantes :

- masse volumique: $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$;
- résistance caractéristique à la compression sur cylindre: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- valeur moyenne de la résistance à la traction : $f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = -2.6 \text{ MPa}$

- fractile 5% de la résistance caractéristique à la traction : $f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = -1.8 \text{ MPa}$
- fractile 95% de la résistance caractéristique à la traction :

$$f_{ctk,0.95} = 1.3 \times f_{ctm} = -3.3 \text{ MPa}$$
- résistance moyenne en compression à 28 jours : $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ MPa}$
- module d'élasticité : $E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 31475 \text{ MPa}$

La résistance de calcul f_{cd} à la compression est définie par l'EN 1992-2 [7] comme suit :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

Le coefficient α_{cc} , qui jusqu'à maintenant était pris égal à 0,85 dans la plupart des règlements de calcul nationaux, est pris, dans l'EC2, égal à 1 pour le béton armé et 0.8 pour le béton non armé.

Si la résistance du béton est déterminée à plus de 28 jours, la valeur α_{cc} est remplacée par $k_t \alpha_{cc}$, avec $k_t = 0,85$.

γ_c : coefficient de sécurité partiel du béton :

$\gamma_c = 1.5$ en cas de situation durable ou transitoire et égal à 1.2 en situation accidentelle.

L'EC2 présente deux diagrammes contraintes-déformations pour la justification des sections béton armé :

- Le diagramme parabole-rectangle

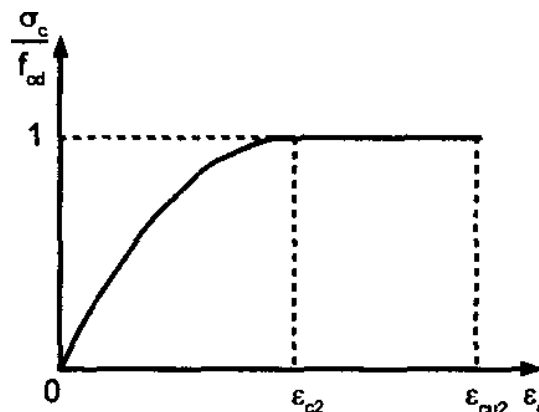


Figure 1.6. Diagramme parabole-rectangle de l'EN 1992-1 [6]

- Le diagramme bilinéaire (simplification du diagramme parabole–rectangle):

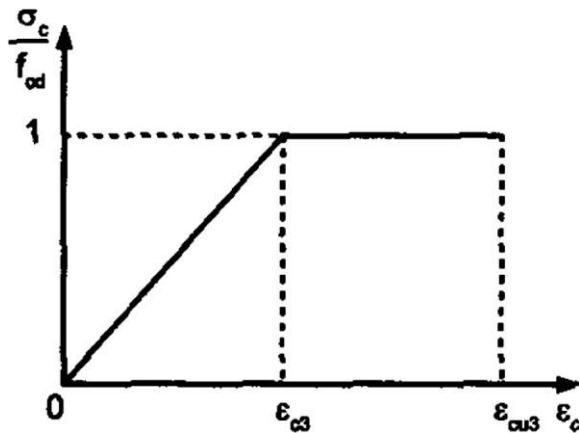


Figure 1.7. Diagramme bilinéaire de l'EC2

Dans ce projet, on adopte le diagramme parabole rectangle.

$\epsilon_{c2} = 0.2\%$ est la déformation atteinte pour la contrainte maximale, telle qu'il est indiquée dans le Tableau 3.1 de l'EN 1992-1-1[6]

$\epsilon_{cu2} = 0.35\%$ est la déformation ultime, telle qu'il est indiquée dans le Tableau 3.1 de l'EN 1992-1-1 [6].

1.7.2. Aciers

Les armatures passives utilisées sont des barres à haute adhérence (HA) de classe B (ductilité normale) avec une limite d'élasticité $f_{sk} = 500$ MPa. Pour le module d'élasticité des aciers passifs $E_s = 210\,000$ MPa.

Pour les calculs courants, on peut utiliser l'un des deux diagrammes suivants :

- soit un diagramme avec palier de plasticité, sans limitation d'allongement de l'acier et avec une contrainte maximale f_{yk} / γ_s ;
- soit un diagramme avec droite inclinée avec une limite de déformation égale à ϵ_{ud} et une contrainte maximale $k f_{yk} / \gamma_s$ pour ϵ_{uk} , avec $k = (f_t / f_y)_k$. La valeur de $(f_t / f_y)_k$ est donnée dans l'Annexe C de l'EN 1992-1[6].

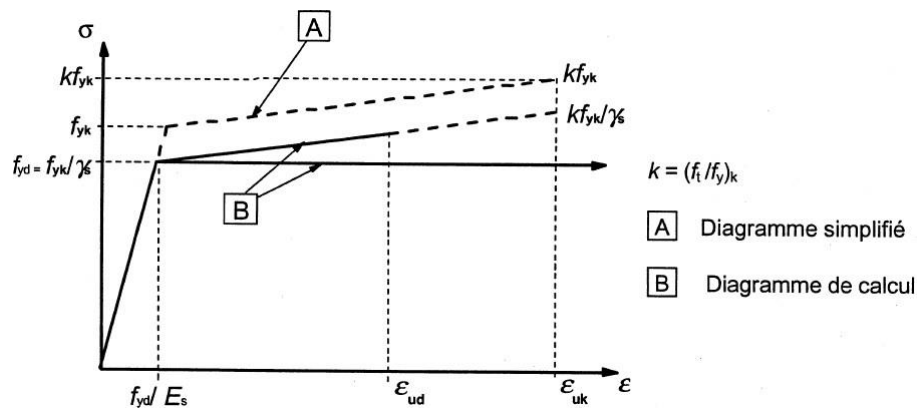


Fig. 1.8. Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situation durable ou transitoire et égal à 1 en situation accidentelle. Dans ce projet, on adopte le diagramme contrainte déformation avec palier.

Les armatures passives utilisées dans ce projet sont des barres à haute adhérence FeE 500 de classe B avec une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 435$ MPa en situation durable ou transitoire et un module d'élasticité $E_s = 200000$ MPa.

1.8. Actions

1.8.1. Actions permanentes

1.8.1.1. Poids propre du tablier

Les sollicitations dues aux poids propre des poutres principales et du hourdis sont calculés automatiquement par le logiciel de calcul sur la base des dimensions nominales. Le poids volumique du béton armé est pris égal à 25 KN/m³.

1.8.1.2. Poids propre des Superstructures

Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage.

L'asphalte coulé utilisé pour la couche d'étanchéité et le béton bitumineux utilisé pour la couche de roulement ont un poids volumique de 25 kN/m³, comme il est indiqué au Tableau A.6 de l'EN 1991-1 [4]. L'épaisseur adoptée pour la couche de roulement vaut 8 cm celle de la couche d'étanchéité vaut 3 cm. Les valeurs nominales et pondérées des charges de superstructures sont données au Tableau 1.1.

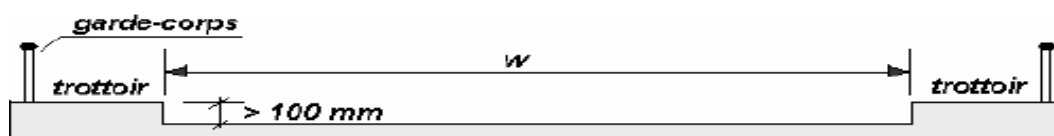
Tableau 1.1. Valeurs nominales et pondérées des charges de superstructure

	Valeur nominale (KN/m ²)	Coefficient majoritaire	Coefficient minoritaire	Valeur caractéristique maxi	Valeur Caractéristique mini
Couche d'étanchéité (KN/m ²)	0.75	1.2	0.8	0.9	0.6
Couche de roulement (KN/m ²)	2	1.4	0.8	2.8	1.6
Garde-corps (KN/m)	0.1	1	1	0.1	0.1
Trottoir (KN/m ²)	3	1	1	5	5

1.8.2. Actions variables

1.8.2.1. Découpage de la chaussée en voies conventionnelles

Il convient de mesurer la largeur w de la chaussée entre bordures ou entre limites intérieures des dispositifs de retenue des véhicules, en excluant la distance entre les dispositifs de retenue fixes ou les bordures du terre-plein central ainsi que la largeur de ces dispositifs de retenue.

**Fig. 1.9.** Largeur de la chaussée

La plate-forme du tablier d'un pont routier d'une largeur w , se divisera en $n|$ voies virtuelles, d'une largeur $w|$ chacune, selon les critères définis dans le tableau 1.2 de l'EN 1991-2 [5].

D'où l'on tire : $w = 8\text{m}$.

$$n = \text{ent}\left(\frac{8}{3}\right) = 2 \quad w_1 = 3 \text{ m}$$

Largeur de l'aire résiduelle = 2 m.

Tableau 1.2. Nombre et largeur des voies virtuelles [5]

Largeur de la plate-forme (w)	Nombre de voies virtuelles (n_l)	Largeur de la voie virtuelle (w_l)	Largeur de la surface restante
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_l = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_l$

1.8.2.2. Modèles de charges verticales

Pour les ponts routiers, quatre modèles de charges sont définis dans l'Eurocode 1 pour la vérification de la sécurité structurale.

- Modèle de charge 1 : charges concentrées et uniformément réparties, couvrant la plupart des effets du trafic de camions et de voitures. Ce modèle est destiné à des vérifications générales et locales.

- Modèle de charge 2 : une charge d'essieu unique appliquée à des surfaces spécifiques de contact des pneumatiques, couvrant les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments structuraux très courts. Ce modèle est à considérer séparément et seulement pour les vérifications locales.

- Modèle de charge 3 : une série d'ensembles de charges d'essieu représentant des véhicules spéciaux (par exemple pour transport industriel ou militaire) qui peuvent circuler sur les routes ouvertes à des charges exceptionnelles. Ce modèle n'est à utiliser que lorsque, et dans la mesure

Où, le maître d'ouvrage l'exige, pour des vérifications générales et locales.

- Modèle de charge 4 : lorsqu'il y a lieu de le considérer, le chargement de foule est représenté par une charge nominale (comprenant une majoration dynamique) qui est la charge caractéristique. Sauf spécification différente, il convient de l'appliquer sur les longueurs et largeurs appropriées du tablier de pont-route, terre-plein central compris le cas échéant. Ce système de chargement, destiné à des vérifications générales, n'est associé qu'à une situation transitoire.

Dans le cadre de ce mémoire on se contente de considérer les modèle de charge LM1 et LM3.

1.8.2.2.1. Modèle de charge LM1

Le modèle de charges principal (modèle n°1, LM1), comporte :

-des charges concentrées (essieux de tandems, notés TS).

-des charges uniformément réparties (notées UDL).

Les intensités de base des charges verticales sont indiquées dans le tableau 1.3. de l'EN 1991-2 [5] :

Tableau 1.3. Modèle de charge n°1 [5]

	Charge concentrée (kN)	Charge répartie	
	(essieu)	(kN/m ²)	
	Q _{ik}	q _{ik}	q _{rk}
Voie n° 1	300	9	
Voie n° 2	200	2,5	
Voie n° 3	100	2,5	
Autres voies	0	2,5	
Aire résiduelle	0		2,5

Les coefficients α_{Qi} , α_{qi} , α_{qr} affectant l'intensité des diverses composantes du modèle n°1 permettent d'associer à un ouvrage particulier une classe de chargement et dont les valeurs sont définies dans le tableau 1.4 de l'EN1991-2 [5]. Trois classes sont prévues.

Dans le cas de ce projet, les coefficients d'ajustement sont prises ici en classe 2 concernant les compositions de trafic les plus courantes sur les réseaux routiers principal et autoroutier. On peut considérer que cette classe est équivalente à l'ancienne 1^{ère} classe du fascicule 61 titre II du CPC.

La charge répartie UDL ne doit être positionnée que sur les parties défavorables de la surface d'influence. La charge UDL est donc sécable : une voie peut être partiellement chargée, dans le sens longitudinal, mais également dans le sens transversal.

Le tandem TS n'est par contre pas sécable : il doit être placé en entier sur l'ouvrage : certaines roues du tandem peuvent être placées dans la partie favorable de la surface d'influence si l'effet global du tandem reste défavorable.

1.8.2.2. Modèle de charge LM3

On considère que le pont fait partie d'un classement d'itinéraire militaire. L'article 9 du titre II du fascicule 61 du CPC [8], qui définissait les charges de type M80 et M120 a été abrogé depuis la publication des Eurocodes. Mais, depuis l'abrogation de ce document, le guide Sétra [9] de 2010 « Eurocodes 0 et 1 – application aux ponts routes et passerelles » reproduit l'article 9. Ces convois types sont donc encore d'actualité.

Tableau 1.4. Coefficients d'ajustement du modèle de charges principal

	α_{Q1}	$\alpha_{Qi}(i \geq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{qi}(i \geq 2)$	α_{qr}
1 ^{re} classe	1	1	1	1	1
2 ^e classe	0,9	0,8	0,7	1	1
3 ^e classe	0,8	0,5	0,5	1	1

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M_e et M_c , dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont, chaque système étant exclusif de toute autre charge routière :

- le système M_c se compose de véhicules types à chenilles;
- le système M_e se compose d'un groupe de deux essieux.

Dans cette étude nous considérons les effets du char MC120. Les caractéristiques du char Mc120 sont décrites sur la figure 1.11.

Les véhicules des systèmes M_c peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quel que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable. Cependant, la distance entre axe des impacts sur la chaussée de deux véhicules successifs doit être au moins égale à 35.4m pour le système Mc80 et 36.6m pour le système Mc120. Pour une travée de 19 m de portée, un seul char Mc120 sera considéré. Les rectangles d'impact des essieux constituant les systèmes Militaires sont disposés normalement à l'axe longitudinal de la chaussée et peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable, sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de retenue. D'autre part, les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires.

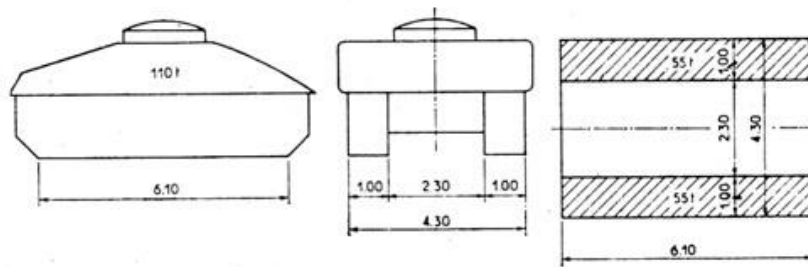


Fig. 1.10. Système MC120

Le coefficient de majoration dynamique est calculé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{Q}}$$

L : longueur de la travée considérée, soit $L = 19.75$ m ;

Q : charge maximale engendrée par le système MC120, soit $Q = 110000$ daN ; G : poids total de l'ouvrage dans cette travée.

Le calcul de G est résumé ci-après.

Couche d'étanchéité : $75 \times 10.1 \times 19.75 = 14960.625$ daN

Couche de roulement : $200 \times 8 \times 19.75 = 31600$ daN

Garde-corps : $10 \times 19.75 = 197.5$ daN

Trottoir : $500 \times 19.75 \times (0.6+1.5) = 20737.5$ daN

Total des charges permanentes = 67495.625 daN

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 19.75} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{67495.625}{110000}} = 1.25$$

1.8.2.2.3. Action sur les trottoirs

La simultanéité des systèmes de chargement avec les charges de trottoirs est prise en compte par des groupes de charges définis dans le tableau 3.4a de l'EN 1991-2 [5]. Deux valeurs caractéristiques de surcharges de trottoir doivent successivement être considérées :

- une valeur de combinaison dont la valeur recommandée $q_{fk} = 3$ kN/m² et qui fait partie de la

- combinaison du groupe 1a qui comprend les charges UDL et TS.
- $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ cette valeur recommandée qui peut être modifiée par les spécifications du projet qui est la seule composante variable de la combinaison du groupe 3. Si les spécifications du projet prévoient la possibilité d'une foule dense sur toute la surface du tablier (y compris sur les trottoirs, les pistes cyclables et l'éventuel terre-plein ce le groupe gr3 est remplacé par le groupe gr4 avec une valeur caractéristique de charge imposée à $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ répartie sur toute la surface dutablier.

Dans ce projet on adopte la valeur de combinaison $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$.

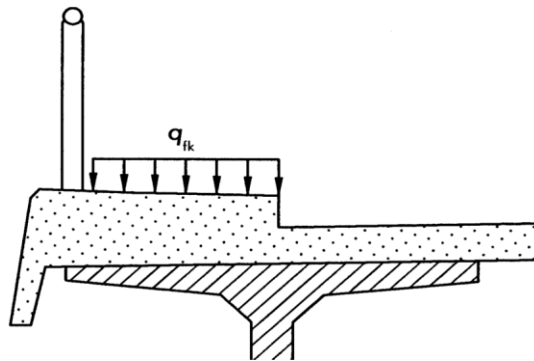


Fig. 1.11. Valeur caractéristique de la surcharge sur trottoir

1.9. Combinaisons d'actions

1.9.1. Combinaisons à l'ELU

Les situations de projet doivent être classées de la manière suivante :

- situations de projet durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale;
- situations de projet transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution ou de réparation;
- situations de projet accidentelles, qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition, par exemple à un incendie, à un choc, ou aux conséquences d'une défaillance localisée ;
- situations de projet sismiques, qui se réfèrent à des conditions applicables à la structure lorsqu'elle est soumise à des tremblements de terre.

Dans cette étude on ne considère que la situation de projet durable.

En situation de projet durable, pour des justifications de dimensionnement des éléments structuraux (hors semelles, pieux, murs de culées ou autres éléments soumis à des actions géotechniques), les combinaisons fondamentales ELU en situation durable à considérer sont :

$$1.35G_{k,sup} + 1.35(TS + UDL + f_k)$$

$$1.35G_{k,sup} + 1.35M_{c120}$$

Où

$G_{k, sup}$: action permanente défavorable ;

$G_{k, inf}$: action permanente favorable ;

f_k : charges de piétons et cycles sur les ponts, égale à 3 KN/m² lorsqu'elle est combinée au modèle LM1.

On ne considère pas les combinaisons d'action dans lesquelles figurent les effets de la température étant donné que le tablier est constitué de deux travées indépendantes.

1.9.2. Combinaisons d'actions pour les états limites de service:

Les combinaisons d'actions pour états-limites de service sont définies par les expressions suivantes :

- Combinaison caractéristique :

$$G_{k,sup} + (TS + UDL + f_k) \quad G_{k, sup} + M_{c120}$$

La combinaison fréquente est normalement utilisée pour des états-limites réversibles comme une fissure dans du béton armé

- Combinaison fréquente:

$$G_{k,sup} \text{ (ou } G_{k,inf}) + (0.75TS + 0.4UDL)$$

La combinaison fréquente est normalement utilisée pour des états-limites réversibles comme une fissure dans du béton précontraint.

- Combinaison quasi-permanente :

$$G_{k, sup}$$

La combinaison quasi-permanente est normalement utilisée pour des effets à long terme et l'aspect de la structure comme le retrait et le fluage.

CHAPITRE 2

Modélisation du tablier

2.1. Introduction

L'analyse globale consiste à calculer le tablier dans son ensemble dans le but de déterminer les sollicitations dans les sections transversales des poutres, des entretoises et du hourdis. On parle aussi de flexion globale du tablier à laquelle on doit lui ajouter les effets de la flexion locale du hourdis. Dans le cas de ce projet, les poutres sont peu espacées et on peut alors négliger les effets de la flexion locale.

Il existe deux familles de méthodes utilisées pour l'analyse structurale des tabliers des ponts :

- méthodes simplifiées très couramment utilisées dans les cas simples : ponts à poutres droit, ponts dalles etc.;
- méthodes matricielles : ossatures plissées, méthode du grillage, cadres spatiaux, méthode des différences finis, méthode des éléments finis, mais la plus puissante et la plus générale est la méthode des éléments finis qu'on peut utiliser pour les ponts courbes, ponts biais etc.

Différentes variantes de méthodes simplifiées ont été proposées. Le principe fondamental de ces méthodes est basé sur l'hypothèse que tablier en entier se comporte comme une série de poutres parallèles et indépendantes pour déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis. En Algérie, comme en France, les méthodes simplifiées les plus utilisées sont la méthode des entretoises rigides applicables aux tabliers des ponts à poutres à section droite indéformable et la méthode de Guyon-Massonnet-Barès applicable aussi aux tabliers à section droite déformable. L'analyse du tablier du projet peut être effectuée à l'aide de la méthode de Guyon-Massonnet-Barès étant donné qu'il n'est pas doté d'entretoises intermédiaires et sa section transversale est donc déformable.

La modélisation par éléments finis a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée, mais plus précise que les méthodes simplifiées, le comportement des différents types de tabliers. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) requiert la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

Dans ce projet l'analyse du tablier a été réalisée éléments finis en utilisant le modèle du logiciel SAP 2000, version 14.

SAP 2000 est un logiciel de conception et de calcul des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement saisie graphique des données, dans un environnement à trois dimensions, (définition de la géométrie, maillage conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) et visualiser graphiquement les résultats de l'analyse (déformée, diagrammes des efforts internes, modes propres etc.).

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire;
- Analyse P-Delta;
- Analyse statique non linéaire;
- Analyse dynamique.

Le logiciel permet aussi de justifier les structures en béton armé et en acier à travers des notes de calcul et des rapports explicatifs.

2.2. Introduction des données

2.2.1. Géométrie

Le tablier est constitué de deux travées indépendantes et identiques. Par conséquent, seule une travée sera modélisée. Les poutres sont représentées par des lignes. Le hourdis est représenté par 5 surfaces. Deux surfaces sous les deux trottoirs et trois surfaces représentant respectivement les voies de circulation 1 et 2 sur lesquelles on dispose les charges UDL et les tandems TS et la voie résiduelle définies au §2.2.4.2. La figure 2.1 représente la géométrie du modèle numérique.

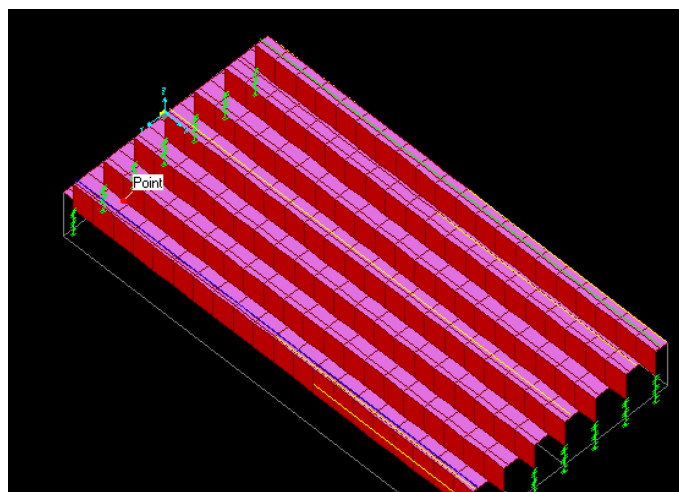


Fig. 2.1. Géométrie

2.2.2. Maillage

Les poutres principales sont modélisées par des éléments finis de poutre (Frame element selon la désignation du SAP 2000). L'élément fini de poutre est un élément à définition linéique, qui n'est décrit que par sa fibre neutre et deux nœuds. Chaque nœud possède 6 degrés de liberté : 3 translations (u_1, u_2, u_3) et trois rotations (r_1, r_2, r_3) définis sur la base locale de l'élément. L'axe local 1 est toujours dirigé selon la longueur de l'élément. Les axes 2 et 3 sont dirigés selon les plans perpendiculaires à l'élément (Fig. 2.2.).

Les éléments de réduction pour chaque nœud sont :

- moments de flexion M_2 et M_3 ;
- moment de torsion T ;
- efforts tranchants V_2 et V_3 ;
- effort normal P .

Les éléments de réductions et les degrés de liberté sont représentés sur la figure 2.2.

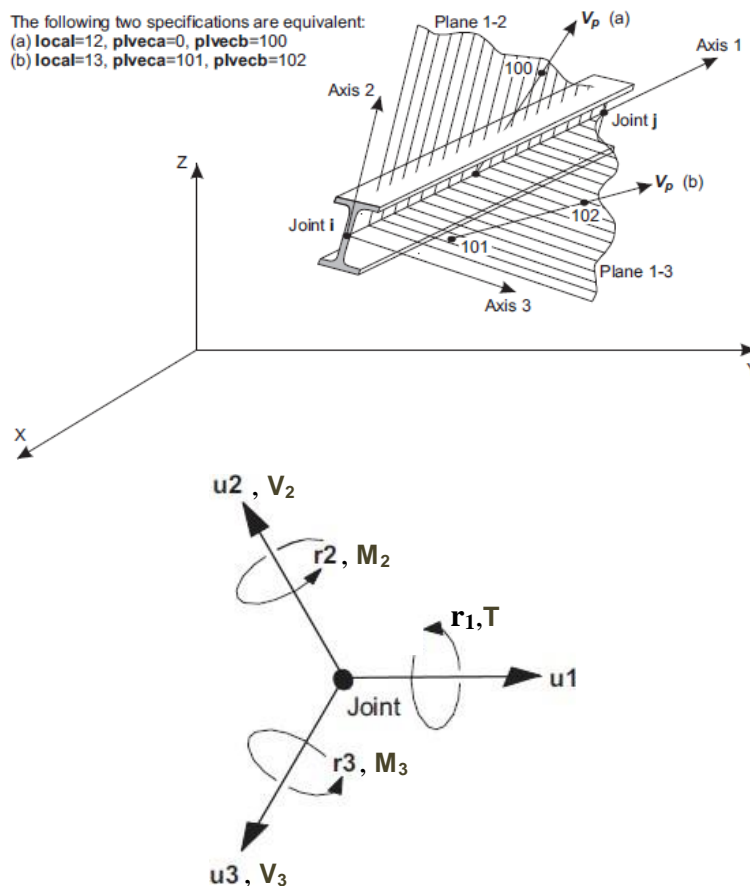


Fig. 2.2. Élément de poutre ij, degrés de liberté et éléments de réduction dans le repère local(1,2,3)

Le hourdis est modélisé par les éléments quadrangulaires de coque mince ou modérément

épaisse à 4 nœuds (Shell éléments) comme il est illustré sur la figure 2.3. Les éléments de coque mince sont des éléments surfaciques tridimensionnels prenant en compte simultanément les effets de membrane et de flexion sans prendre en compte le cisaillement transverse. Chaque nœud possède 5 degrés de liberté (deux translations dans le plan " u_1, u_2 ", une translation hors plan " u_3 " et 2 rotations " r_1, r_2 "). La rotation r_3 (drilling DOF) n'est pas prise en considération. Le chargement et les éléments de réduction sont définis dans le repère local. Les axes locaux 1 et 2 sont dirigés suivant le plan tangent de l'élément. L'axe local 3 est toujours dirigé normalement au plan tangent de l'élément.

Les éléments de réduction associés aux nœuds sont :

- Effets de membrane:

F_{11} et F_{22} : forces membranaires par unité de longueur résultant de la distribution des contraintes normales σ_{11} et σ_{22} ;

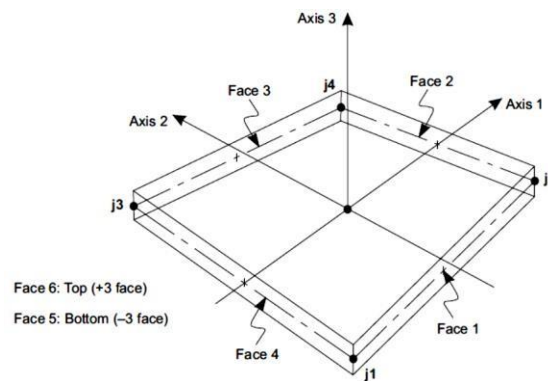
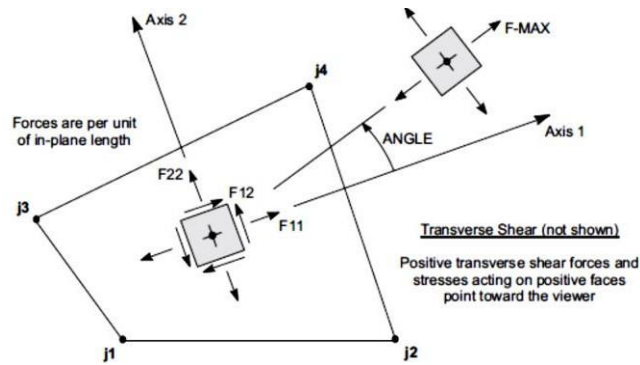


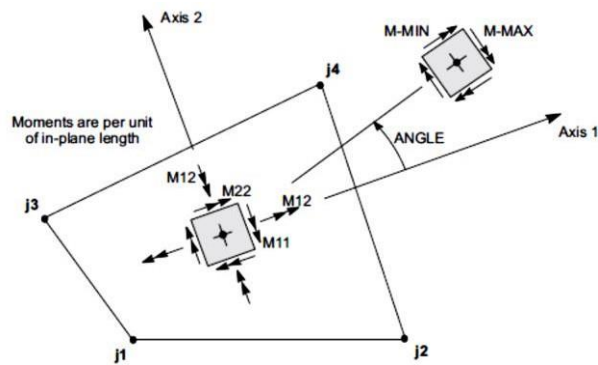
Fig. 2.3. Élément de coque mince à 4 nœuds en repère local

F_{12} : force par unité de longueur résultant de la distribution des contraintes de cisaillement σ_{12} dans l'épaisseur.

- Effets de plaque:
 - M_{11} et M_{22} : moments de flexion par unité de longueur;
 - M_{12} : moment de torsion par unité de longueur;
 - V_{13} et V_{23} : efforts tranchants par unité de longueur.



a) Forces membranaires



b) Moments de flexion + moment de torsion

Fig. 2.4. Eléments de réduction associés aux nœuds de l'élément coque

La densité du maillage peut être définie automatiquement par le logiciel de prétraitement du SAP 2000 avec la possibilité de la changer par l'utilisateur.

Le maillage du hourdis et des poutres est représenté sur la figure 2.5.

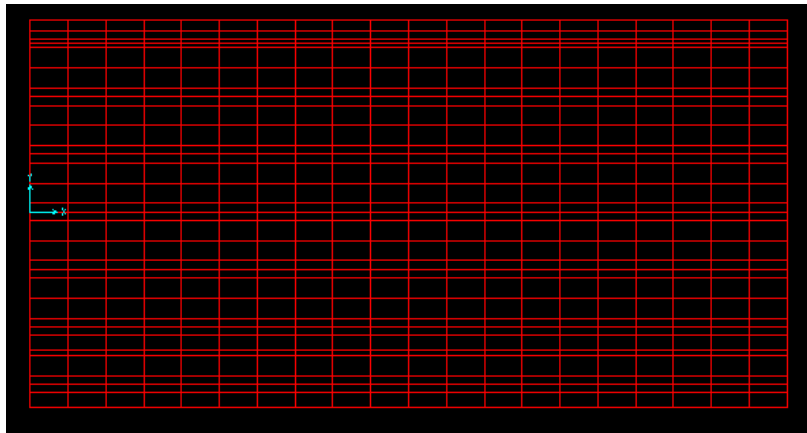


Fig. 2.5. Maillage du tablier

2.2.3. Conditions aux limites

Chacune des deux travées du tablier du projet repose sur une pile et une culée par l'intermédiaire d'appareils d'appui en élastomère fretté. La culée est généralement considérée comme infiniment rigide. Pour les piles en forme de portique, le chevêtre, et les fûts peuvent être modélisés par des éléments de poutre. Pour les piles de type voile, le fût est modélisé par les éléments de coque. Dans SAP 2000, il est possible de modéliser la liaison entre le fût ou le chevêtre, la culée et les poutres par des éléments de liaison (link/support dans SAP 2000) dont les rigidités en translation et en rotation sont fonction de celles des appareils d'appui (Fig. 2.6). Selon la nature du terrain et le type de fondation les appuis du tablier peuvent être considérés comme encastrés ou appuyés élastiquement à la base. Dans certains cas, des éléments de liaison sont utilisés pour tenir compte de l'interaction entre la culée et le remblai d'accès.

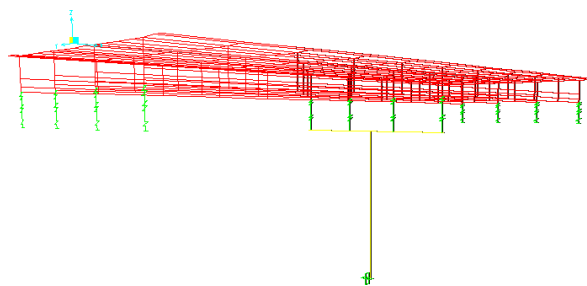


Fig. 2.6. Exemple d'utilisation des éléments de type "link"

Dans les cas simples, on peut admettre que le tablier est simplement appuyé, c'est ce que nous avons adopté dans ce projet. Les conditions d'appui sont illustrées sur la figure 2.7.

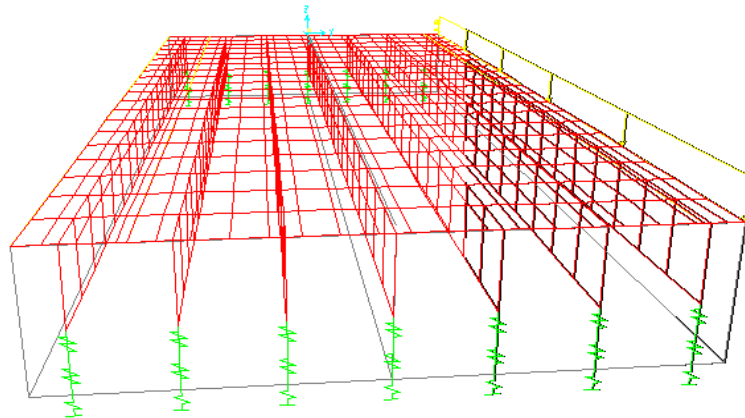


Fig. 2.7. Conditions d'appui

2.2.4. Chargement

2.2.4.1. Charges permanentes

L'intensité des différentes charges permanentes a été évaluée au § 1.8.1.

Les sollicitations dues aux poids propre des poutres principales et du hourdis sont évaluées en introduisant "dead load" dans les combinaisons d'action. Sur la base des dimensions nominales les sollicitations sont calculés automatiquement par le logiciel de calcul.

La charge de la couche de roulement est une charge uniformément répartie sur toute la surface du tablier. La charge de la couche d'étanchéité est uniformément répartie sur toute la surface de la chaussée. La figure 2.8 montre la répartition des charges de la couche de roulement et de la couche d'étanchéité.

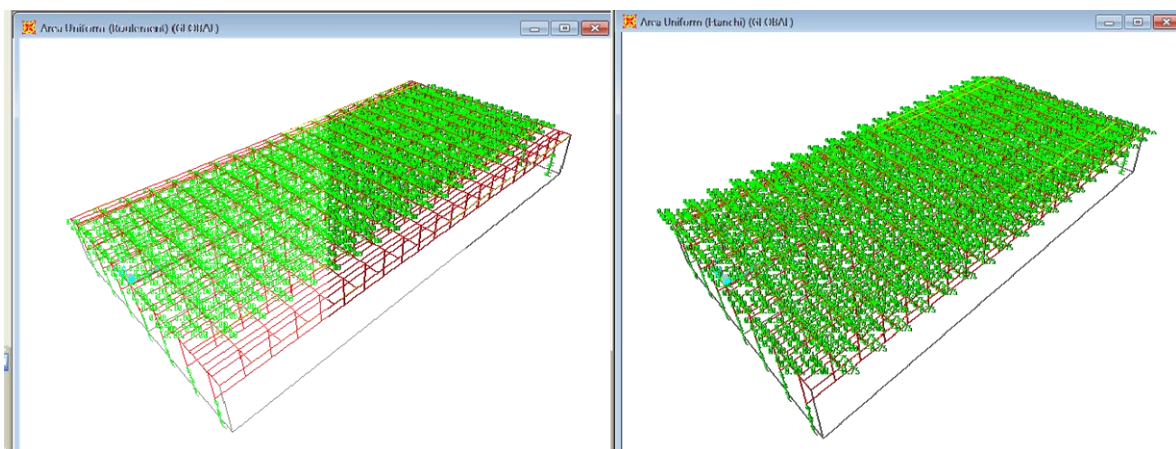


Fig. 2.8. Charges dû au poids de la couche de roulement et la couche d'étanchéité

Les charges dues au poids propre et aux surcharges (action variable) des trottoirs sont

représentées sur la figure 2.9.

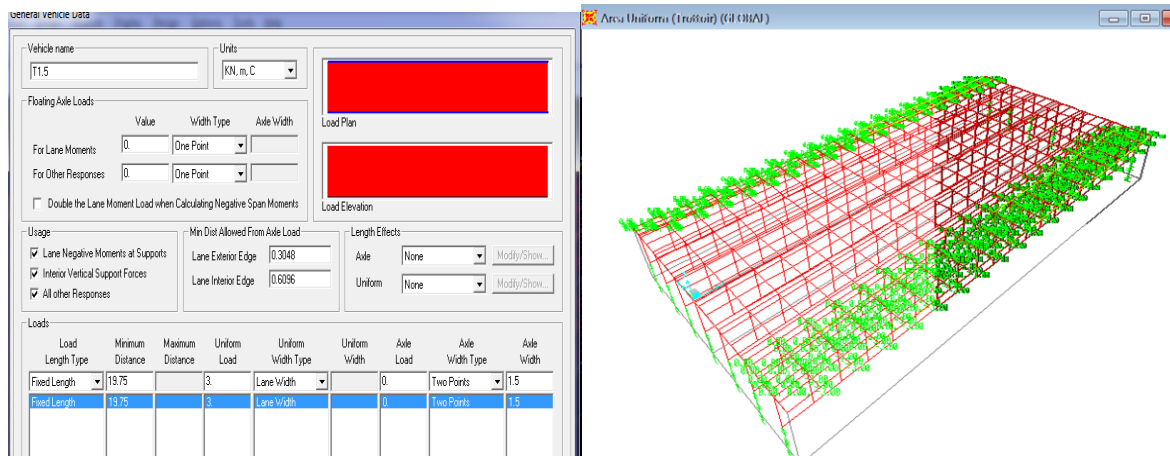


Fig. 2.9. Charges due au poids et aux surcharges de trottoir

Le poids des garde corps sont représentés par une charge linéique répartie sur toute la portée de travée telle qu'il est illustré sur la figure 2.10.

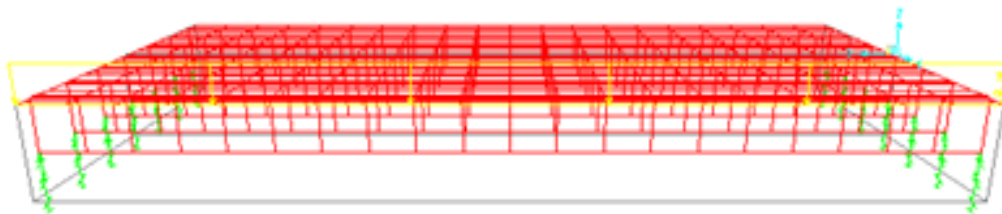


Fig. 2.10. Charge due aux poids des garde-corps

2.2.4.2. Charges de trafic routier

Les actions de trafic considérées comprennent les charges de trafic routier UDL et TS du système LM1 et piétonnier de l'EN 1991-2 [5]. Pour les vérifications globales, la disposition des charges UDL et TS, doit respecter les règles suivantes :

La charge répartie UDL ne doit être positionnée que sur les parties défavorables de la surface d'influence. La charge UDL est donc sécable : une voie peut être partiellement chargée, dans le sens longitudinal, mais également dans le sens transversal;

Le tandem TS n'est pas sécable : il doit être placé en entier sur l'ouvrage : certaines roues du tandem peuvent être placées dans la partie favorable de la surface d'influence si l'effet global du tandem reste défavorable;

Le modèle de charge LM1 inclut un coefficient dynamique;

Les tandems peuvent être centrés dans leurs voies conventionnelles. Pour les vérifications locales, ou lorsqu'il n'est pas possible de distinguer effets locaux et effets globaux, les tandems peuvent être placés de façon excentrée dans leur voie de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

La largeur de la chaussée est divisée en deux voies virtuelles de largeur 3m et une aire résiduelle de largeur 2m (voir § 1.8.2.1). Le trafic de l'ouvrage étudié est de classe 2 au sens de l'EN 1991-2 [5]. Les valeurs des charges pondérées UDL et de chaque essieu TS pour chaque voie sont résumées dans le tableau 2.1. Les tandems sont centrés dans leurs voies conventionnelles.

Tableau 2.1. Valeurs des charges pondérées du système LM1

	Voie1	Voie2	Voie résiduelle
α_{qi} ou α_{qr}	0.7	1	1
α_{Qi} ou α_{Qr}	0,9	0.8	1
$\alpha_{qi} q_{ik}$ ou $\alpha_{qr} q_{rk}$ (kN/m ²)	6.3	2.5	2.5
$\alpha_{Qi} Q_{ik}$ ou $\alpha_{Qr} Q_{rk}$ (kN)	270	160	0

Dans le sens transversal, les dispositions des charges UDL et TS pouvant produire les sollicitations maximales sont représentées sur la figure 2.11.

Dans le sens longitudinal, les charges UDL sont réparties sur toute la portée de la travée étant donné que les poutres sont discontinues et simplement appuyées.

Les véhicules ou les tandems mobiles, tandem TS dans notre cas, sont regroupés dans ce qui est appelé une classe de véhicule dans le logiciel SAP2000, ce qui permet d'obtenir l'enveloppe des sollicitations associés au passage de toutes les combinaisons d'essieux sur le pont. Les charges concentrées TS sont introduits comme des charges mobiles (moving load selon la désignation du SAP 2000). La fenêtre à partir de laquelle on introduit par exemple les deux charges concentrées des essieux de la voie n°1 est représentée sur la figure 2.12.

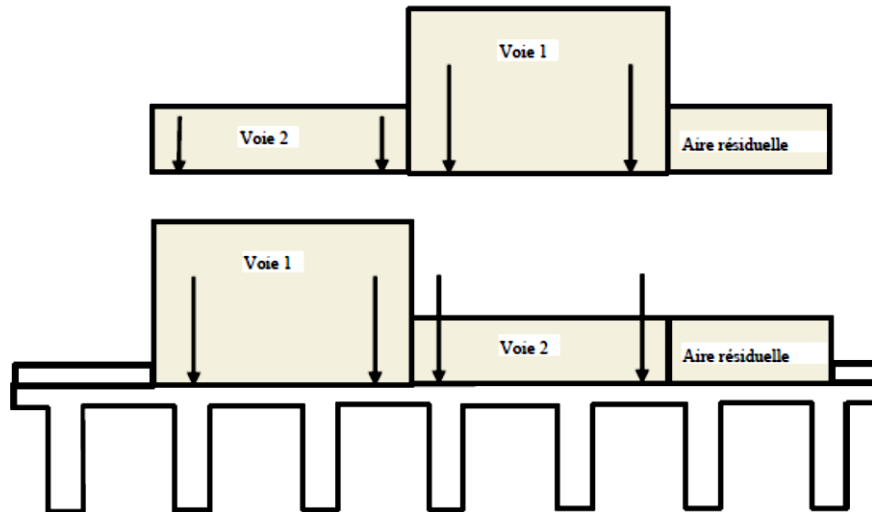


Fig. 2.11. Positions transversales des charges du système LM1 considérées dans l'analyse globale

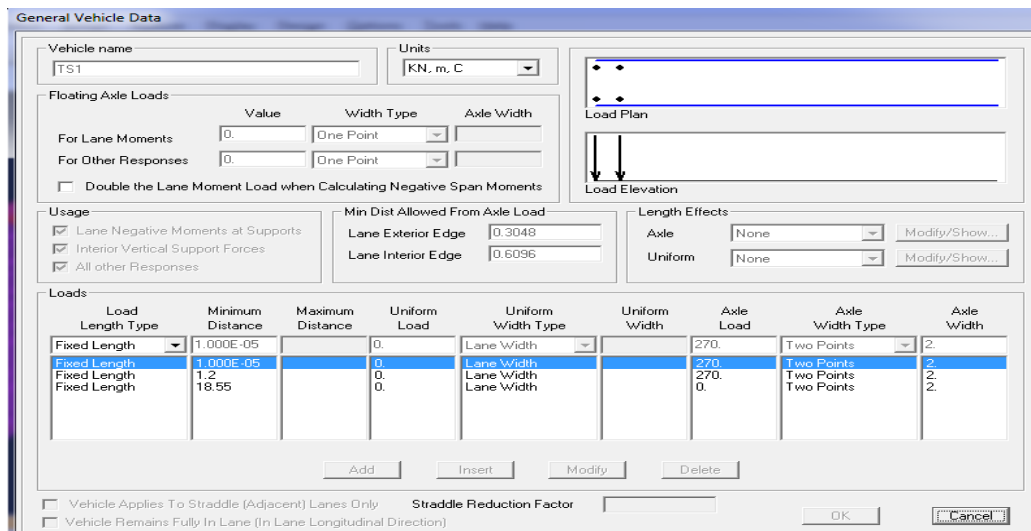


Fig. 2.12. Introduction des charges mobiles TS de la voie n°1

2.3. Aperçu sur les résultats

Les points de sortie sont définis à tous les 0.1 m pour obtenir avec plus de précision les résultats critiques ou la répartition des sollicitations le long de la structure étudiée.

2.3.1. Poutres principales

2.3.1.1. Courbes des moments

2.3.1.1.1. Combinaison fondamentale de l'ELU

Les résultats obtenus seront présentés pour la poutre la plus sollicitée. Les courbes enveloppes des moments fléchissants pour chacune des poutres du tablier montre que la poutre 1 est la plus sollicitée.

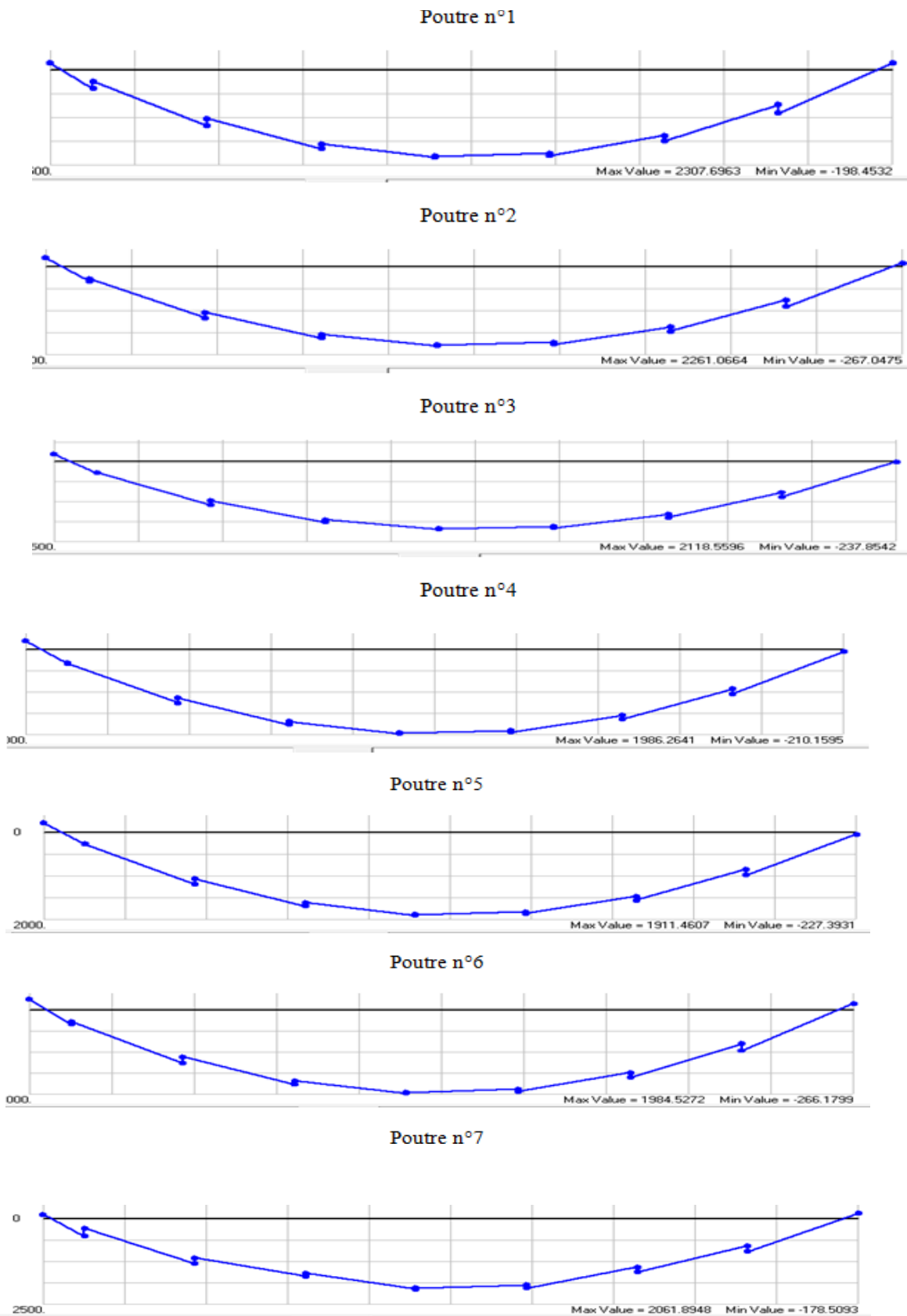


Fig. 2.13. Les courbes enveloppes des moments fléchissants le long des poutres du tablier sous la combinaison ELU

2.3.1.1.2. Combinaisons ELS

- Combinaison caractéristique

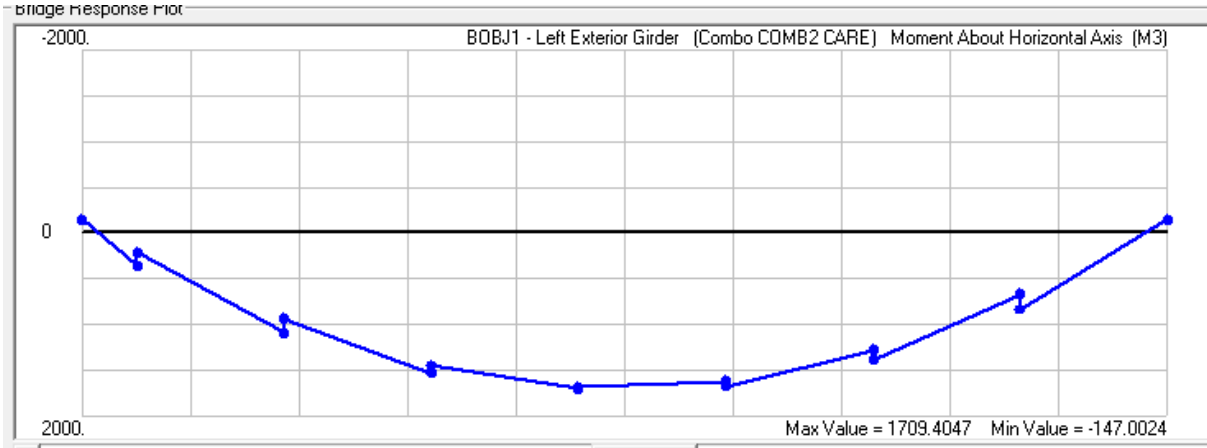


Fig. 2.14. Courbe enveloppe des moments fléchissants le long de la poutre 1 sous ELS caractéristique

-Combinaison quasi-permanente

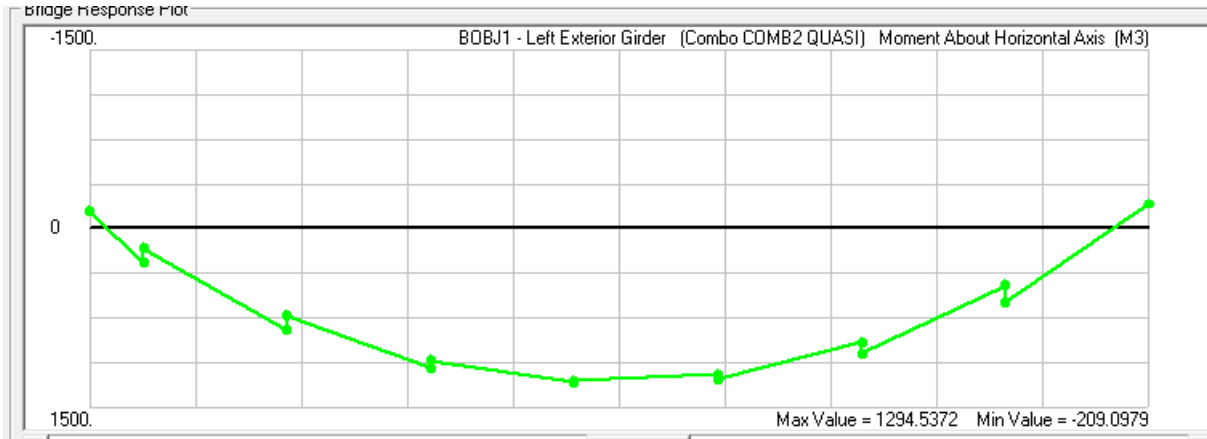


Fig. 2.15. Courbe enveloppe des moments fléchissants le long de la poutre sous ELS quasi-permanente

2.3.1.2. Effort tranchants

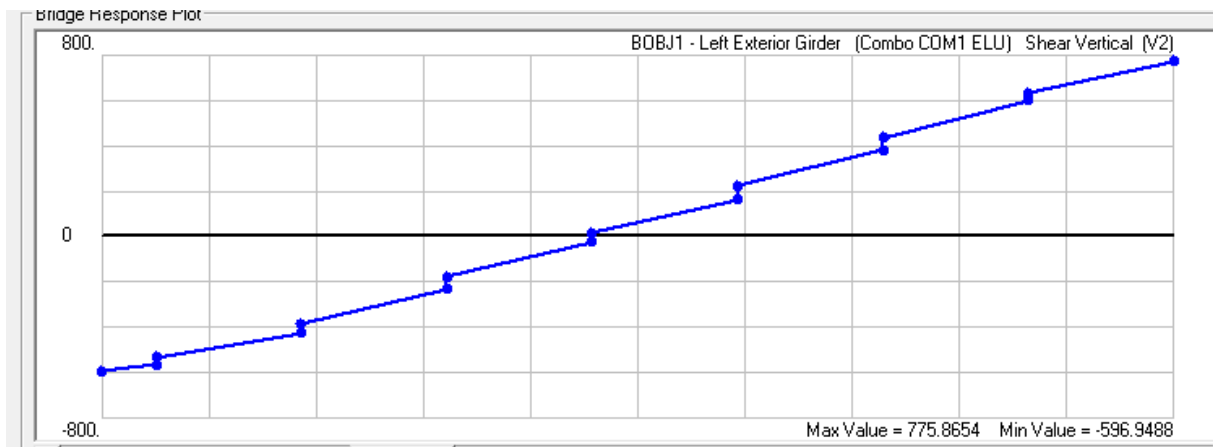


Fig. 2.16. Courbe enveloppe des efforts tranchants le long de la poutre sous combinaison ELU

2.3.2. Moments fléchissants du hourdis

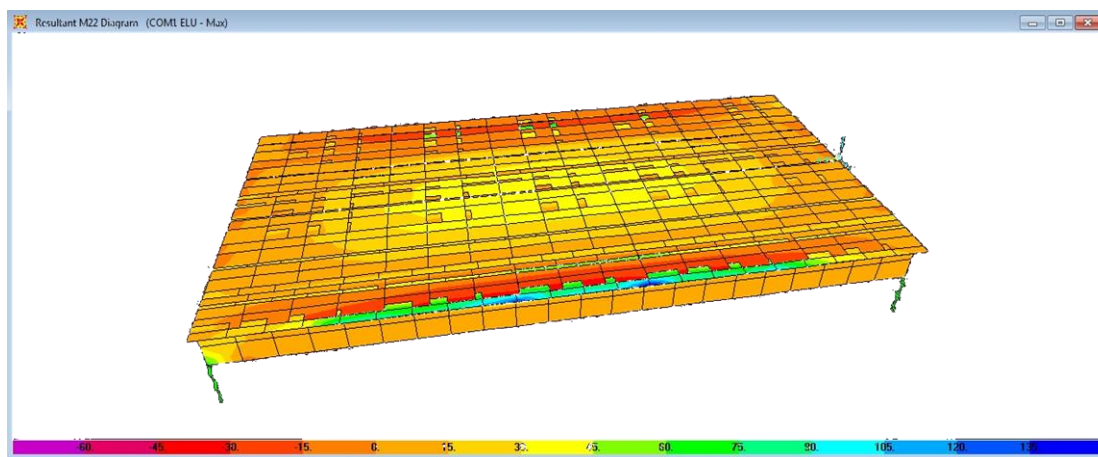


Fig. 2.17. Champs des moments maximums M_{22}

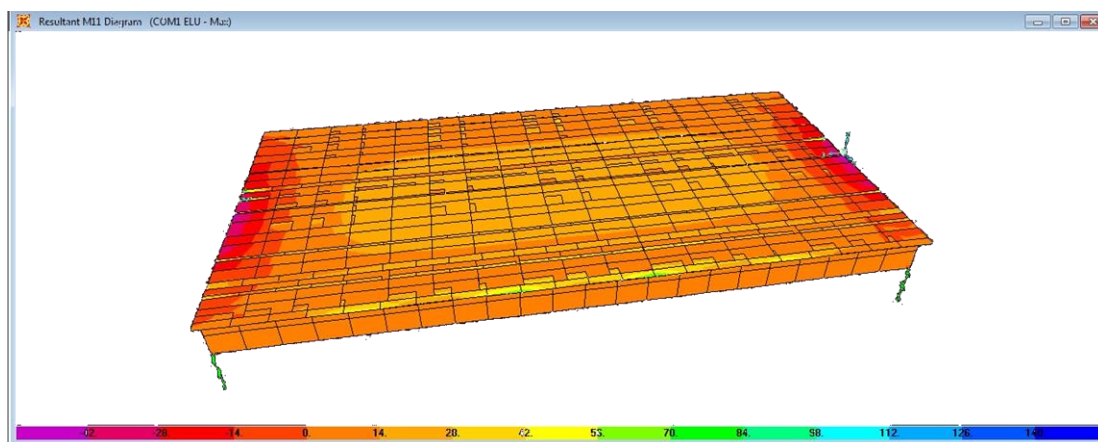


Fig. 2.18. Champs des moments maximums M_{11}

Chapitre 3

Justification en flexion des poutres

3.1. Détermination de l'enrobage

L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature (armatures longitudinales, épingles, étriers et cadres compris, ainsi que les armatures de peau, le cas échéant) la plus proche de la surface du béton et cette dernière. L'enrobage nominal spécifié sur les plans est défini par l'Art 4.4.1.1 de l'EN 1992-1-1 comme étant la somme de l'enrobage minimal c_{min} plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution ΔC_{dev} . La valeur recommandée de ΔC_{dev} est de 10 mm.

3.1.1. Enrobage minimal, c_{min}

Un enrobage minimal C_{min} doit être assuré afin de garantir :

- la bonne transmission des forces d'adhérence ;
- la protection de l'acier contre la corrosion.

L'enrobage minimum est défini comme étant la plus grande valeur satisfaisant les conditions de durabilité et d'adhérence (Art 4.4.1.2(2)P) :

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}$$

Avec

$c_{min,b}$ enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence ;

$c_{min,dur}$ enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement.

Pour les ponts, la valeur 10 mm de n'intervient pas.

3.1.2. L'enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence

$C_{min,b}$ est l'enrobage minimal nécessaire pour garantir une bonne transmission des forces d'adhérence. Il est défini par le Tab.4.2 de l'EN 1992-1-1 [6]. Pour les aciers passifs et pour des granulats de diamètre inférieur à 32 mm, la valeur recommandée de $c_{min,b}$ est égal à leur diamètre.

Pour le projet de ce pont, on prévoit au moins 2 lits d'armatures de diamètre $\phi = 32$ mm disposées en paquet et des granulats de diamètre maximal $d_g < 32$ mm.

Dans le cas d'un paquet de barres ayant le même diamètre, le paquet est remplacé

par une barre fictive équivalente présentant la même section et le même centre de gravité que le paquet. Le diamètre équivalent de cette barre est tel que (Art 8.9.1 de l'EN 1992-1-1[6]) :

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm}$$

$n_b = 2$.

$$c_{\min,b} = \phi_n = 32\sqrt{2} = 45 \text{ mm.}$$

Si on admet un diamètre de 12 mm, l'enrobage vis-à-vis de l'adhérence des cadres transversaux vaut :

$$c_{\min,b} = 12 \text{ mm}$$

3.1.3. Enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité

$c_{\min,dur}$ est l'enrobage minimal nécessaire pour garantir la protection des armatures en acier contre la corrosion (Art 4.4.1.2 de l'EN 1992-1-1 [6]). $c_{\min,dur}$ est défini pour les armatures passives par les tableaux 4.3N modifié par l'annexe nationale en 4.3NF respectivement en fonction de la classe d'exposition et de la classe structurale. Il est défini par rapport aux cadres transversaux qui sont les plus proches de la surface du béton.

La classe d'exposition considérée pour cet ouvrage est la classe XD1 (voir §1.2), on en déduit : $25 \text{ mm} \leq c_{\min,dur} \leq 45 \text{ mm}$.

La classe structurale de référence recommandée S4 sert de point de départ ; elle correspond à une durée d'utilisation de projet de 50 ans. Elle est ensuite modulée en fonction de choix particuliers pour le projet en utilisant le tableau 4.3N de l'EN 1992-1-1[6], modifié par l'annexe nationale en 4.3NF. Les ponts sont dimensionnés pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

- Pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans et une classe d'exposition XD1, on effectue une majoration de deux classes.
- Pour une classe de résistance du béton inférieure à C40/50, on n'effectue aucun surclassement vis-à-vis de la classe du béton ni de la nature du liant.
- Pour un enrobage compact en sous-face de dalle, on effectue une minoration d'une classe.

La classe de la paroi modulée : $4 + 2 + 0 + 0 -1$, ce qui nous donne une classe structurale S5.

Pour une classe d'exposition XD1 et une classe structurale S5, on obtient à partir du tableau 4.3N de l'EN 1992-1-1 [6] :

$$c_{\min, \text{dur}} = 40 \text{ mm}$$

3.1.4. Enrobage nominal

L'enrobage nominal qui doit être spécifié sur les plans est défini comme suit (Art 4.4.1.1 de l'EN 1992-1-1[6]) :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}}$$

c_{\min} est l'enrobage minimal ;

Δc_{dev} une marge de calcul pour tolérances d'exécution. La marge recommandée est de 10 mm. Elle peut être diminuée jusqu'à 5 mm lorsqu'un système d'assurance qualité incluant des mesures d'enrobage des armatures est mis en place.

Les poutres utilisées dans ce projets sont préfabriquées, on prend $\Delta c_{\text{dev}} = 5 \text{ mm}$.

L'enrobage minimal des cadres transversaux vaut donc :

$$c_{\text{nom}} = \max\{c_{\min, b} = 12 \text{ mm} ; c_{\min, \text{dur}} = 40 \text{ mm}\} + 5 = 45 \text{ mm}$$

L'enrobage des armatures longitudinales vaut donc :

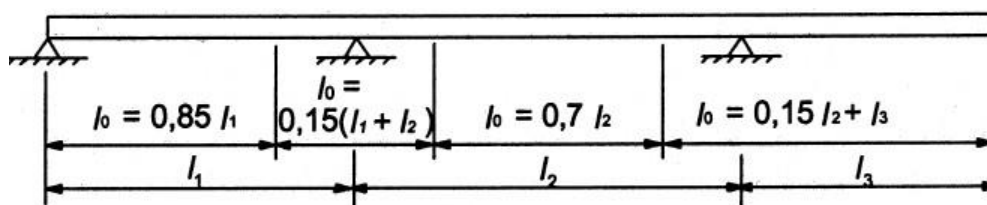
$$c_{\text{nom}} = 45 + 12 = 57 \text{ mm} > c_{\min, b} = 45 \text{ mm}$$

L'enrobage adopté pour les armatures transversales est suffisant pour assurer l'enrobage minimum vis-à-vis des exigences d'adhérence des armatures longitudinales.

3.2. Largeur participante de la table compression

Pour les poutres en T, la largeur participante de la table de compression dépend des dimensions de l'âme et de la table, ainsi du type de chargement considéré, la portée, les conditions d'appui et des armatures transversales.

Cette largeur est déterminée en fonction de la distance l_0 entre points de moment nul (voir figure 3.3).



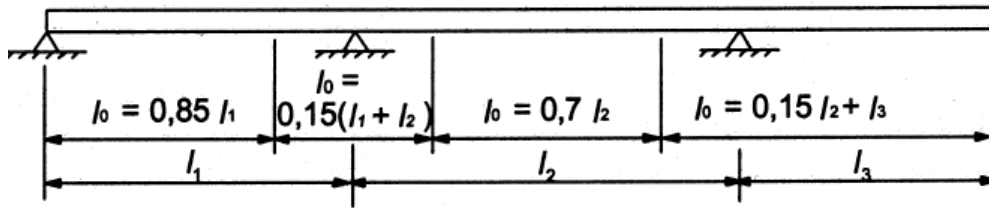


Fig. 3.1. Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression

La largeur participante b_{eff} est prise égale à :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0$$

$$\leq 0.2l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

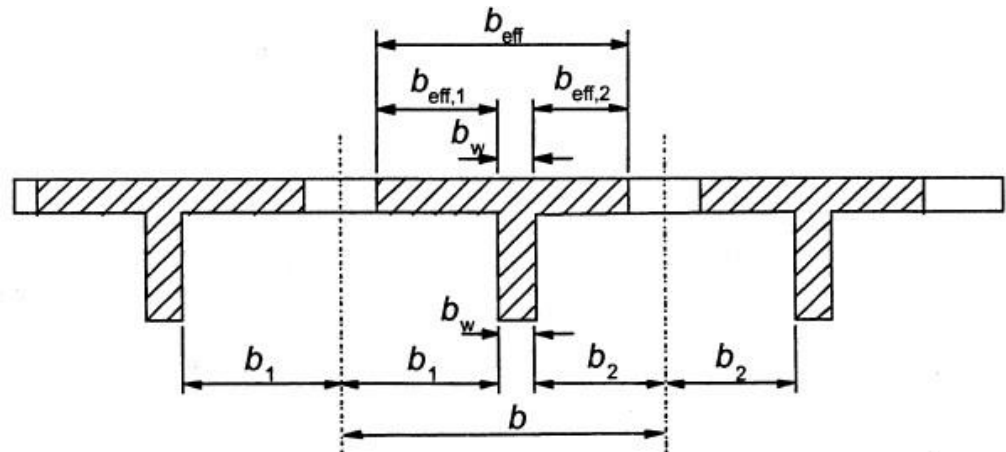


Fig. 3.2. Paramètres déterminant la largeur participante

Pour l'analyse structurale, dans les cas où une grande précision n'est pas requise, on peut admettre une largeur constante sur toute la longueur de la travée. Il convient alors d'adopter la valeur applicable en travée.

Pour la poutre de rive : $b_1 = 0.45 - 0.35/2 = 0.275$ m $b_2 = (1.50 - 0.35)/2 = 0.575$ m
 Pour une poutre sur deux appuis : $l_0 = l = 19.4$ m.

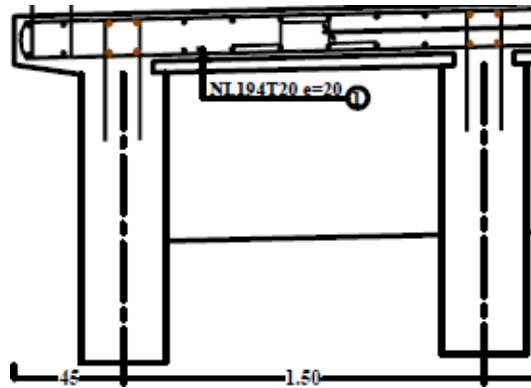


Fig. 3.3. Section transversale du tablier au droit de la poutre de rive

$$b_{\text{eff},1} = 0.2b_1 + 0.1l_0 = 0.2 \times 0.275 + 0.1 \times 19.4 = 1.995 > b_1 = 0.275 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } b_{\text{eff},1} = 0.275 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0.2b_2 + 0.1l_0 = 0.2 \times 0.575 + 0.1 \times 19.4 = 2.055 > b_2 = 0.575 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } b_{\text{eff},2} = 0.575 \text{ m}$$

La largeur efficace de la poutre rive vaut donc :

$$b_{\text{eff}} = b = 0.575 + 0.275 + 0.35 = 1.2 \text{ m}$$

3.3. Justifications aux ELU

3.3.1. Hypothèses

La justification aux ELU est la vérification des valeurs de calcul des sollicitations, qui sont nommées dans les EUROCODES, les effets des actions E_d ; ces valeurs doivent rester inférieures aux valeurs de calcul des résistances.

Ceci se traduit par la vérification de l'équation symbolique de l'EC0 [10] :

$$E_d \leq R_d$$

L'Eurocode 2 reconduit les hypothèses fondamentales du BAEL, à savoir :

les sections restent planes;

- les armatures adhérentes tendues ou comprimées subissent les mêmes déformations

- que le béton adjacent;
- la résistance du béton à la traction est négligée;
- la répartition des déformations au sein d'une section est représentée par une droite qui passe nécessairement par l'un des trois pivots A, B et C (Figure 3.6).

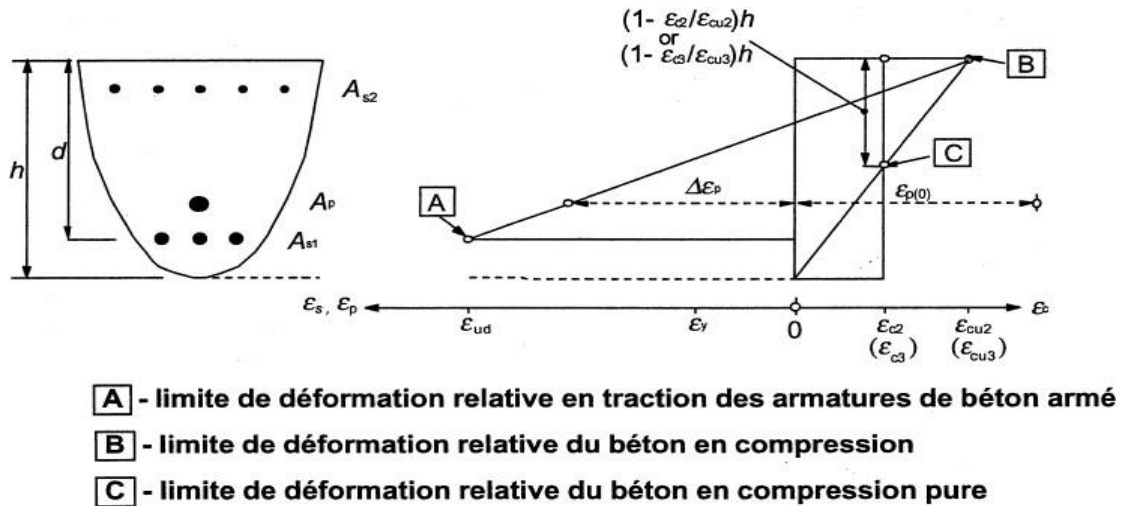


Fig. 3.4. Diagramme des trois pivots

3.3.2. Détermination du diagramme des déformations à l'état limite de résistance

Dans les cas de la traction simple, flexion simple ou composée deux cas de figure peuvent se présenter :

- La droite des déformations passe par le pivot A : conditionné par l'allongement maximum de l'acier, la déformation ϵ_s est limitée à $\epsilon_{uk} = 45 \text{ ‰}$ et celle du béton ϵ_c varie entre 0 et 3.5 ‰ ;
 - La droite des déformations passe par le pivot B : conditionné par le raccourcissement maximum du béton, la déformation ϵ_c est limitée à 3.5 ‰, celle de l'acier varie entre 0 et 45 ‰ dans le cas d'un diagramme contrainte-déformation de l'acier en pente et elle n'est pas limitée dans le cas d'un diagramme avec palier.
- Dans cette étude on considère le diagramme contrainte-déformation de l'acier avec palier.

3.3.3. Déformations limites dans le cas du diagramme avec palier

Dans ce cas, le pivot A n'a pas de sens, on est automatiquement au pivot B. Le diagramme de la figure 3.7 illustre le diagramme des déformations et des contraintes dans le cas où le diagramme des déformations passe par le pivot B.

La hauteur du béton comprimé vaut $x_u = \alpha \cdot d$. Si on admet que la plastification des aciers commencent pour une déformation $\epsilon_s = 2.17 \text{ ‰}$, pour un acier FeE 500, la valeur du coefficient sans unité α pour laquelle les aciers commencent à se plastifier est :

$$\alpha_{ul} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} = \frac{3.5}{3.5 + 2.17} = 0.617$$

Appelons μ_u le moment réduit défini par l'expression suivante :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w f_{cd} d^2}$$

Si en plus on remplace le diagramme parabole des contraintes par un diagramme rectangulaire de profondeur $0.8\alpha d$ et en considérant l'équilibre des efforts interne, on trouve :

$$\mu_u = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)$$

Si en plus on remplace le diagramme parabole des contraintes par un diagramme rectangulaire de profondeur $0.8 \cdot d$ et en considérant l'équilibre des efforts interne, on trouve :

$$\mu_u = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)$$

d'où : pour $\alpha_{ul} = 0.617$, $\mu_{ul} = 0.371$.

Si $\mu_u \leq 0.371$, $\epsilon_s \geq 2,17 \text{ ‰}$ l'acier est bien utilisé. Sinon $\epsilon_s < 2,17 \text{ ‰}$ l'acier est mal utilisé donc soit on utilise des aciers comprimés ou revoir la section de béton car autrement, la section des aciers tendus devienne excessive.

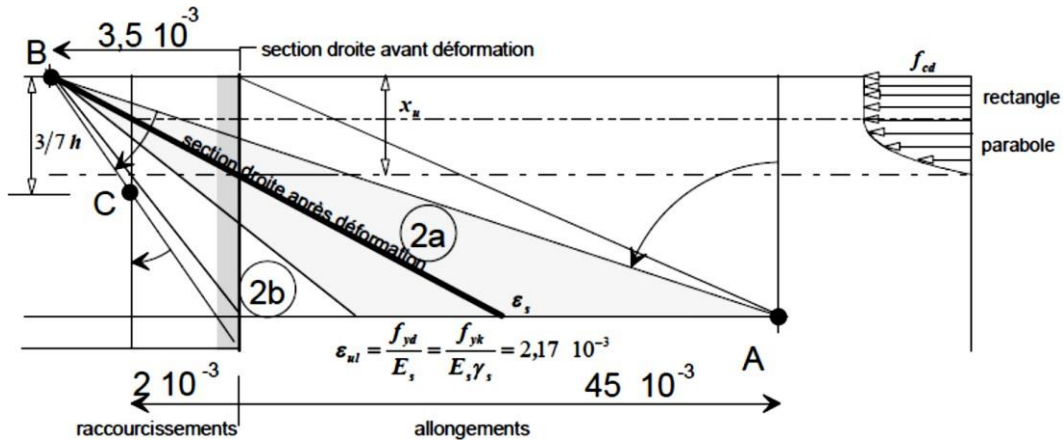


Fig. 3.5. Diagrammes des contraintes et des déformations dans le cas où l'état limite ultime est atteint au pivot B

3.3.4. Section des armatures longitudinales dans la section critique

On admet un diagramme rectangulaire de compression dans le béton (Figure 3.8). Le coefficient λ , définissant la hauteur utile de la zone comprimée, et le coefficient η , définissant la résistance effective, valent :

$\lambda = 0.8$ et $\eta = 1$ pour $f_{ck} \leq 50$ MPa

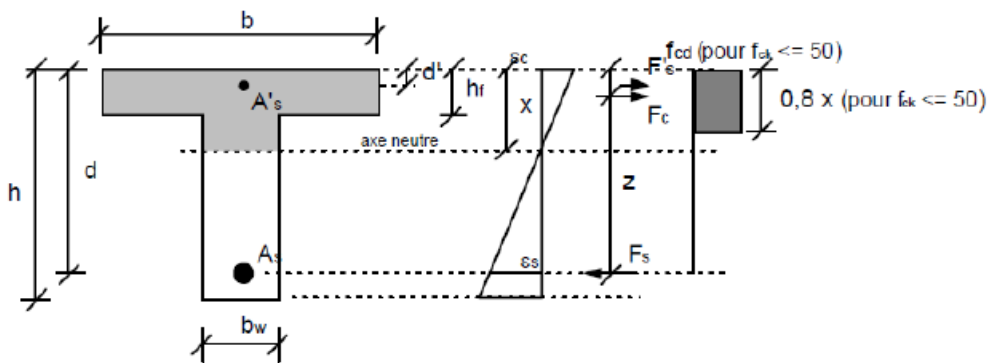


Fig. 3.6. Diagramme des contraintes et des déformations dans la section transversale
 $d \approx 0.9H = 1.08$ m $h = 1.2$ m $h_f = 0.2$ m $b = b_{eff} = 1.2$ m $b_w = 0.35$ m
 $M_{Ed} = 2308$ kN.m

Effort de compression de la partie extérieure de table :

$$N_{fe} = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} = 1.2 \times 0.2 \times 16.67 \times 10^3 = 4001 \text{ kN}$$

Bras de levier de cet effort par rapport aux aciers tendus :

$$z_{fe} = 1.080 - 0.5 \times 0.2 = 0.98 \text{ m}$$

Moment résistant de cette partie de table :

$$M_{fe} = N_{fe} \cdot z_{fe} = 4001 \times 0.98 = 3921 \text{ kN.m}$$

$M_{Ed} = 2308 \text{ kN.m} < M_{fe} = 4901 \text{ kN.m}$, la zone comprimée se trouve uniquement dans la table. Le béton tendu étant négligé, on considère la section rectangulaire de largeur b_{eff} .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{2308}{1.2 \times 1.08^2 \times 1 \times 16.67 \times 10^3} = 0.098 < \mu_{lu} = 0.371$$

Donc le diagramme des déformations passe par le pivot B, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}) = 0.13$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha_u \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.8 \times 0.13 \times 1.2 \times 1.08 \times 16.67}{435} = 51.65 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7HA32=56.30 cm² réparties en trois lits.

3.3.5. Sections minimale et maximale d'armatures

La section d'armatures longitudinales tendues ne doit pas être inférieure à $A_{s,min}$ dont la valeur est déterminée comme suit (Art 9.2.1 de l'EN 1992-1-1 [6]) :

$$A_s > A_{s,min} = \max \left[0.26 \frac{f_{ct,eff}}{f_{yk}} b_t d ; 0.0013 b_t d \right]$$

Où b_t désigne la largeur moyenne de la zone tendue ; pour une poutre en T dont la membrure supérieure est partiellement ou totalement comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de

$$b_t = b_w = 0.35 \text{ m.}$$

La résistance moyenne à la traction en flexion des éléments en béton armé dépend de leur résistance moyenne en traction directe et de la hauteur de leur section droite ;

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = - 2.6 \text{ MPa}$, si la maîtrise de la fissuration est requise.

$$A_{s,min} = \max[5.51 \text{ cm}^2 ; 4.91 \text{ cm}^2] = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 56.30 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 5.51 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

La section d'armatures longitudinales tendues ne doit pas être excéder $A_{s,max}$ en dehors des zones de recouvrement dont la valeur est déterminée comme suit (Art 9.2.1.1(3) de l'EN 1992-1-1 [6]) :

$$A_{s,max} = 0.04A_c$$

$A_c = 6500 \text{ cm}^2$ aire de la section droite du béton, d'où :

$$A_{s,max} = 260 \text{ cm}^2 > A_s = 56.30 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

3.3.6. Calcul de la hauteur utile réelle

L'Article 8.2(2)P de l'EN1992-1-1[6] prescrit la distance libre (horizontalement et verticalement) entre barres parallèles ou entre lits horizontaux de barres parallèles supérieure ou égale à la plus grande des valeurs suivantes :

$$(e_H \text{ ou } e_V) \geq e_{min} = \max\{k_1 \phi; (d_g + k_2); 20 \text{ mm}\}$$

Avec $d_g = 22 \text{ mm}$ dimension du plus gros granulat et ϕ diamètre de la barre.

Les règles relatives à l'espacement des barres s'appliquent, moyennant l'utilisation du diamètre équivalent, la distance libre entre paquets étant mesurée à partir du contour extérieur effectif du paquet comme il est illustré sur la figure 3.1. Les valeurs recommandées sont $k_1 = 1$ et $k_2 = 5 \text{ mm}$.

$$(e_H \text{ ou } e_V) \geq e_{min} = \max\{32; (22 + 5); 20 \text{ mm}\} = 32 \text{ mm}$$

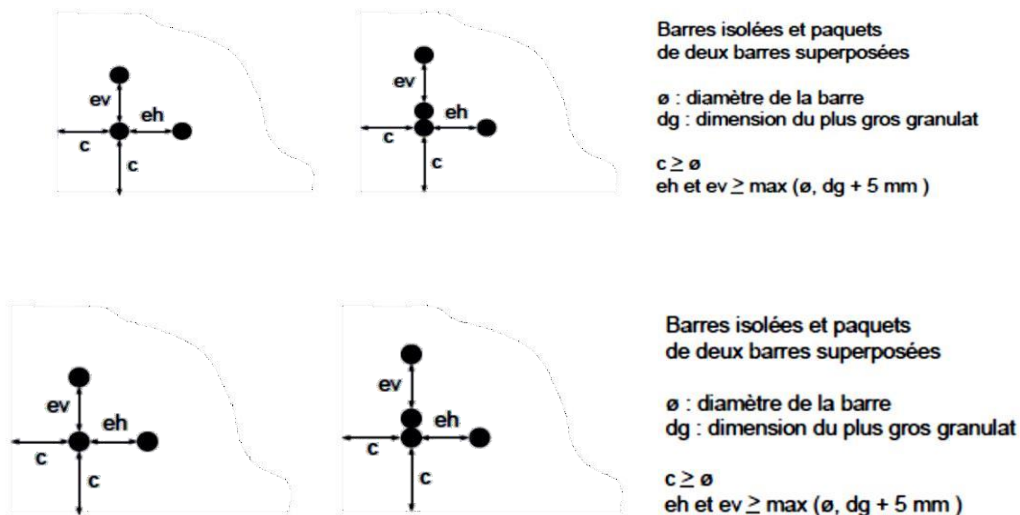


Fig 3.7. Distance minimales entre barres individuelles et entre un paquet et une barre individuelle

Les distances d_1, d_2, d_3 représentent les distances du centre de gravité des armatures de chaque lit à la fibre la plus tendue.

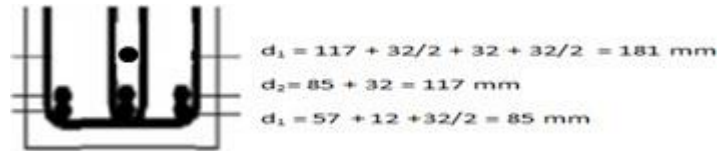


Fig. 3.8. Les distances entre chaque lit de la fibre

Si on adopte 7 barres de 32 mm, l'espacement horizontal entre les barres vaut :

$$e_H = \frac{350 - 2 \times 57 - 3 \times 32}{2} = 70 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

$$c = \frac{85 \times 24.13 + 117 \times 24.13 + 181 \times 8.04}{56.3} = 112 \text{ mm}$$

La hauteur utile en fonction de la hauteur totale de la poutre vaut donc :

$$d_{\text{réel}} = 1200 - 112 = 1088 \text{ mm} \approx d = 1080 \text{ mm}$$

Il est inutile de refaire les calculs avec $d_{\text{réel}}$.

3.3.7. Armatures de montage

Dans la zone comprimée, lorsque les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on prévoit des armatures de montage dont la section doit être supérieure à $A_s/10$, où A_s est la section des barres tendues. Leur nombre doit être le même que celui du premier lit inférieur, disposées en un seul lit à la verticale des aciers inférieurs correspondants. Ces aciers peuvent être utilisés comme acier résistant dans l'épure d'arrêt des barres et pour les aciers de peau éventuels.

$$A'_s \geq \frac{56.30}{10} = 5.63 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

On adopte $d' = 5 \text{ cm}$ la distance entre le centre de gravité de armatures comprimées et la fibre supérieure de la poutre.

3.4. Vérifications aux ELS

Les états-limites de service courant sont :

- limitation des contraintes;
- maîtrise de la fissuration;
- limitation des flèches.

3.4.1. Homogénéisation de la section

Dans la réalité, le béton armé est un matériau hétérogène. Pour pouvoir utiliser les résultats de la RDM, la section va être "homogénéisée" en remplaçant la section d'acier tendue A_s ou la section d'acier comprimé A'_s par une section de béton dite équivalente nA_s ou nA'_s . n est appelé coefficient d'équivalence et a pour valeur le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s à celui du béton $E_c(t)$, ce qui signifie qu'une section d'acier "travaille" n fois plus que la même section de béton tout en gardant le même emplacement.

3.4.2. Coefficients d'équivalence

Le coefficient d'équivalence pour les calculs à court terme a pour valeur :

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210000}{31475} = 6.67$$

Dans le cas de charges d'une durée telle que le béton subit un fluage, la déformation totale, fluage inclus, le coefficient d'équivalence pour les calculs de la structure à long terme noté n_L a pour valeur :

$$n_L = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{[1 + \varphi(\infty, t_0)]}} = n_0 [1 + \varphi(\infty, t_0)]$$

$\varphi(\infty, t_0)$ est le coefficient de fluage à l'instant $t = \infty$ sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'âge du béton t_0 .

La fonction de fluage $\varphi(t, t_0)$ est calculée par la fonction de l'Annexe B de l'EN 1992-1-1 [6] :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0)$$

Au temps $t = \infty$:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0$$

φ_0 est le coefficient de fluage conventionnel déterminé à partir de la formule :

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$$

φ_{RH} est un facteur tenant compte de l'influence de l'humidité relative, $RH = 70\%$ dans ce projet) sur le coefficient de fluage conventionnel :

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \times \sqrt[3]{h_0}} = 1.5 \text{ pour } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$\beta(f_{cm})$ est un facteur tenant compte de l'influence de la résistance du béton, $f_{cm} = 33$ MPa dans ce projet, sur le coefficient de fluage conventionnel :

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.9$$

L'influence du type de ciment sur le coefficient de fluage du béton peut être prise en compte en modifiant l'âge du chargement t_0 conformément à l'expression suivante :

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5$$

$t_{0,T}$ est l'âge du béton au moment du chargement, en jours, corrigé en fonction de la température :

- pour les charges permanentes exercées sur les structures bétonnées en plusieurs étapes, une valeur unique moyenne de $t_{0,T}$ peut être utilisée pour la détermination du coefficient de fluage;
- pour le retrait, supposer que l'âge au moment du chargement est d'un jour.

α est une puissance qui dépend du type de ciment :

- = -1 pour les ciments de la classe S ;
- = 0 pour les ciments de la classe N ;
- = 1 pour les ciments de la classe R.

On utilise un ciment de classe N, d'où $\alpha = 0$.

Faute de données précise, on adopte les valeurs moyennes suivantes : $t_0 = 30$ jours pour le bétonnage de la dalle et $t_0 = 70$ jours pour la pose des superstructures (chaussée, garde-corps, trottoir et glissière).

$\beta(t_0)$ est un facteur tenant compte de l'influence de l'âge du béton au moment du chargement sur le coefficient de fluage conventionnel :

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

A_c = est l'aire de la section droite ;

$u = 3.5$ m est le périmètre de l'élément en contact avec l'atmosphère.

h_0 est le rayon moyen de l'élément, en mm :

$$h_0 = \frac{A_c}{u} = 186 \text{ mm}$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs de la fonction de fluage, ainsi que les valeurs des coefficients d'équivalence utilisés dans le calcul de ce pont.

Tableau. 3.1. Valeurs des coefficients d'équivalence

Chargement	t_0 (jours)	$\varphi(\infty, t_0)$	n_L
Bétonnage	30	2.088	20.50
Superstructures	70	1.7835	18.56

Dans le cas d'une flexion composée combinant des charges de longue durée et charges de courte durée variables, le problème est plus complexe. L'Eurocode 2 ne dit rien : on peut retenir un coefficient d'équivalence correspondant à chaque part du moment (rapide ou lent), ou plus simplement la valeur 15 adopté par l'annexe française NF 1992-1-1 [11].

3.4.3. Moment de fissuration

Il convient de vérifier d'abord si la section de béton est fissurée en comparant le moment de flexion M_{ser} , engendrée par la combinaison caractéristique, avec le moment $M_{ct,ser}$ provoquant l'apparition de la première fissure.

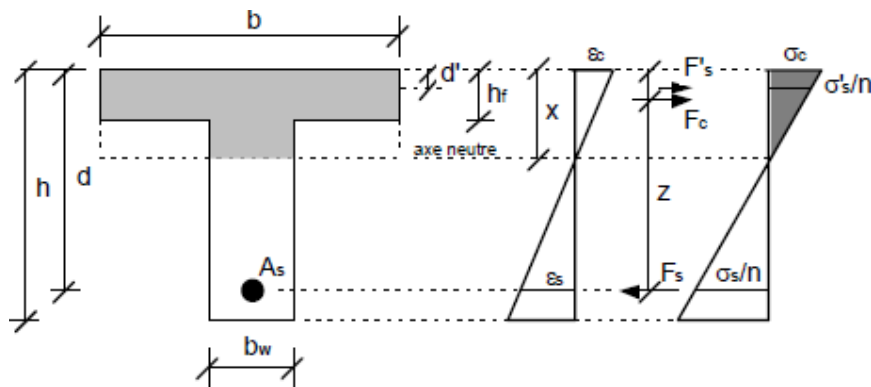


Fig. 3.9. Section en T soumise à la flexion simple

Le béton est fissuré si :

$$\sigma_{ct} \geq f_{ct,eff}$$

Où :

σ_{ct} est la contrainte dans le béton tendu ;

$f_{ct,eff}$ est la valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître :

$f_{ct,eff} = \underline{f_{ctm}}$ ou une valeur inférieure, ($\underline{f_{ctm}(t)}$), si l'on prévoit que la fissuration se produira

avant 28 jours.

Le moment résistant de la section non-fissurée se détermine alors :

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_{c,eq}}{h - x}$$

La combinaison caractéristique comprend des charges de courte et de longue durée. On adopte en première approximation $n = 15$.

L'aire de la section transversale est calculée par la formule :

$$A_{c,eq} = b_w h + (b_{eff} - b_w) h_f + n(A'_s + A_s)$$

$$= 35 \times 120 + (120 - 35)20 + 15(6.03 + 56.30)$$

$$A_{c,eq} = 6834.95 \text{ cm}^2$$

La profondeur de l'axe neutre x est ainsi obtenue par la formule :

$$x = \frac{\frac{b_w h^2}{2} + \frac{(b_{eff} - b_w) h_f^2}{2} + n(A_s d + A'_s d')}{A_{c,eq}}$$

$$x = \frac{\frac{35 \times 120^2}{2} + \frac{(150 - 35)20^2}{2} + 15(56.30 \times 108 + 6.03 \times 5)}{6834.95} = \text{cm}$$

Le moment d'inertie se calcule par la formule :

$$I_{c,eq} = \frac{b_w h^3}{3} + (b_{eff} - b_w) \frac{h_f^3}{3} + n(A'_s d'^2 + A_s d^2) - A_{c,eq} x^2 =$$

$$I_{c,eq} = \frac{35 \times 120^3}{3} + (150 - 35) \frac{20^3}{3} + 15(56.30 \times 108^2 + 6.03 \times 5^2) - 6834.95$$

$$\times 55.82^2$$

$$I_{c,eq} = \text{cm}^4$$

$$M_{ser} = 1867 \text{ kN.m} > M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_{c,eq}}{h - x} = 2.6 \times 1000 \times \frac{11426874 \times 10^{-8}}{(120 - 52.81) \times 10^{-2}}$$

$$= 442.177 \text{ kN.m}$$

On utilise les caractéristiques de la section fissurée.

3.4.3. Caractéristiques géométriques de la section fissurée

La partie du béton tendu sous l'axe neutre étant ignorée, les propriétés géométriques de la section homogène dans le cas où l'axe neutre se trouve dans la

table ($x \leq h_f$) de la section en T se calculent comme suit.

La profondeur de l'axe neutre x est obtenue en résolvant l'équation suivante en x

$$b_w x^2 + 2[(b_{\text{eff}} - b_w)h_f + n(A'_s + A_s)]x - [(b_{\text{eff}} - b_w)h_f^2 + n(A'_s d' + A_s d)] = 0$$

$035x^2 + 6469.9x - 137929.6 = 0$ $x \leq h_f = 0.2$ m, l'axe neutre se trouve bien dans la table de la section en T, on applique les formules de la section rectangulaire. Le moment d'inertie se calcule par la formule :

$$I_{c,\text{eq}} = \frac{b_{\text{eff}} x^3}{3} + n[A'_s(x - d')^2 + A_s(d - x)^2]$$

$cx > h_f$ l'axe neutre se trouve dans la nervure de la section en T. le moment d'inertie se calcul par la formule :

$$I_{c,\text{eq}} = \frac{b_{\text{eff}} x^3}{3} + \frac{(b_{\text{eff}} - b_w)h_f^3}{3} + n[A'_s d'^2 + A_s d^2]$$

Le tableau contient les caractéristiques géométriques des sections homogénéisées.

Tableau. 3.2. Caractéristiques géométriques des sections homogénéisées

	n	Ac,eq [m ²]	x [m]	Ic,eq [m ⁴]
Poutres + dalle	20.50	0.382	0.345	0.140
Superstructures	18.56	0.367	0.325	0.127
Action variables	6.67	0.633	0.158	0.042
Combinaison rare	19	0.370	0.329	0.130

3.4.4. Limitation des contraintes

L'EN 1992-1-1 [6] rappelle qu'une contrainte de compression excessive peut conduire à une microfissuration ou à un fluage plus élevé que prévu. Une telle fissuration peut aussi conduire à une réduction de la durabilité. Si le fonctionnement d'un élément peut être affecté par ce type de conséquences, il faut limiter les contraintes en l'absence d'autres mesures, par exemple en augmentant l'enrobage des armatures comprimées ou en disposant un frettage au moyen d'armatures transversales. Les contraintes de traction dans les armatures doivent être limitées afin d'éviter les déformations inélastiques ainsi qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable.

3.4.4.1. Limitation des contraintes de compression

Afin d'éviter les fissures longitudinales, les micro-fissures ou encore des niveaux élevés de fluage, lorsque ceux-ci pourraient avoir des effets inacceptables pour le fonctionnement de la structure, on limite la contrainte de compression dans le béton en combinaison caractéristique à :

$$\sigma_c = \frac{M_{ser,c}}{I_{c,eq}} x_c + \frac{M_{ser,sup}}{I_{sup,eq}} x_{sup} + \frac{M_{ser,Q}}{I_{c,Q}} x_Q \leq 0.6f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

On peut admettre que le fluage est linéaire si sous charges quasi-permanentes, la contrainte de compression dans le béton en combinaison caractéristique est limitée à :

$$\sigma_c = \frac{M_{ser,c}}{I_{c,eq}} x_c + \frac{M_{ser,sup}}{I_{sup,eq}} x_{sup} \leq 0.4f_{ck} = 10 \text{ MPa}$$

Si la contrainte dans le béton excède $0.4f_{ck}$, il convient de considérer un fluage non-linéaire.

3.4.5.2. Limitation des contraintes de l'acier

Pour éviter des allongements inélastiques et avoir des déformations et fissurations acceptables, on limite les contraintes de traction σ_s et de compression σ'_s de l'acier en combinaison caractéristique à :

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{n_c M_{ser,c} (d - x_c)}{I_{c,eq}} + \frac{n_{sup} M_{ser,sup} (d - x_{sup})}{I_{sup,eq}} + \frac{n_Q M_{ser,Q} (d - x_Q)}{I_{c,Q}} \leq k_3 f_{yk} \\ &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_s &= \frac{n_c M_{ser,c} (x_c - d')}{I_{c,eq}} + \frac{n_{sup} M_{ser,sup} (x_{sup} - d')}{I_{sup,eq}} + \frac{n_Q M_{ser,Q} (x_Q - d')}{I_{c,Q}} \leq k_3 f_{yk} \\ &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Valeur recommandée $k_3 = 0.8$.

n_c , n_{sup} et n_Q : coefficients d'équivalence relatifs aux poids propre du béton du tablier du poids des superstructures et des actions variables ;

x_c , x_{sup} et x_Q : distances entre l'axe neutre et la face supérieure de la dalle calculées respectivement avec les coefficients d'équivalence relatifs aux poids propre du béton du tablier du poids des superstructures et des actions variables ;

$I_{c,eq}$, $I_{sup,eq}$ et $I_{Q,eq}$: moments d'inerties homogénéisés calculées respectivement avec les

coefficients d'équivalence relatifs aux poids propre du béton du tablier du poids des superstructures et des actions variables.

Le tableau 3.3. Contient les résultats des contraintes calculées pour les différents cas de charge.

Tableau. 3.3. Contraintes de compression dans le béton et dans les aciers et de traction dans les aciers

	M_{ser} [daN.m]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	σ'_s [MPa]
Poutres + dalle	109500	2.463	119.391	38.006
Superstructures	19800	0.466	22.100	6.386
Action variables	41600	1.546	60.733	5.094
Combinaison caractéristique	X	4.475	202.224	49.486
Combinaison rare	1293	X	142.846	X

Les limites des contraintes sont vérifiées et on peut considérer que le fluage est linéaire

3.4.5. Vérification de la fissuration

3.4.5.1. Ouvertures des fissures

La vérification a pour objet de s'assurer que l'ouverture maximale calculée (w_k) des fissures n'excède pas une limite (w_{max}) en fonction de la nature et de la destination de l'ouvrage et du coût résultant de cette limitation.

En l'absence d'exigences spécifiques (étanchéité à l'eau par exemple), les valeurs recommandées de w_{max} pour la classe d'exposition XD sous la combinaison quasi-permanente de charges est de 0.2 mm.

L'ouverture des fissures, w_k , peut être calculée au moyen de l'expression :

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$s_{r,max}$ est l'espacement maximal des fissures ;

ϵ_{sm} est la déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de

charges considérée, incluant l'effet des déformations imposées et en tenant compte de la participation du béton tendu. Seul est pris en compte l'allongement relatif au-delà de l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau ;

ϵ_{cm} est la déformation moyenne du béton entre les fissures.

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ peut être calculé au moyen de l'expression :

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Le coefficient α_e ne doit pas être confondu avec le coefficient d'équivalence n retenu pour le calcul de la contrainte.

σ_s est la contrainte dans les armatures de béton armé tendues, en supposant la section fissurée.

$A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, c'est-à-dire l'aire de la section de béton autour des armatures de traction, de largeur b_w et de hauteur $h_{c,ef}$:

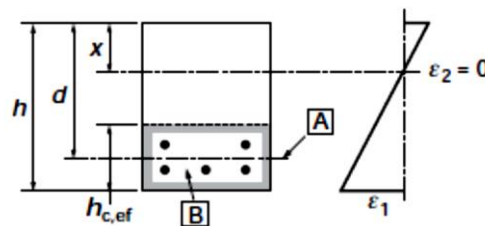
$$h_{c,ef} = \min \left\{ \frac{(h - x)}{3}; 2.5(h - d); \frac{h}{2} \right\}$$

Où

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$k_t = 0.6$ pour un chargement de courte durée ;

$k_t = 0.4$ pour un chargement de longue durée ;



- A** niveau du centre de gravité des armatures
- B** aire de la section effective de béton autour des armatures tendues

Fig. 3.10. Aires effectives de béton autour des armatures dans le cas des poutres

Dans le cas où la distance entre les axes de deux barres voisines (Figure 3.11) est au plus égal à $5(c + \varnothing/2)$, l'espacement final maximal entre les fissures, en mm, est pris égal à :

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

C'est l'enrobage des armatures longitudinales ;

ϕ Diamètre de la barre ou diamètre équivalent des barres en mm ;

Lorsque deux diamètres de barres sont utilisés dans une même section, on remplace ϕ par ϕ_{eq} telle que :

$$\phi_{eq} = \frac{n_2 \phi_2^2 + n_1 \phi_1^2}{n_2 \phi_2 + n_1 \phi_1}$$

k_1 est un coefficient qui tient compte des propriétés d'adhérence des armatures adhérentes = 0,8 pour les barres à haute adhérence ;

k_2 est un coefficient qui tient compte de la distribution des déformations = 0,5 en flexion ;

$k_3 = 3,4$ et $k_4 = 0,425$.

Lorsque l'espacement des armatures adhérentes excède $5(c + \phi/2)$ ou lorsqu'il n'y a pas d'armatures adhérentes à l'intérieur du béton tendu, on peut définir une limite supérieure à l'ouverture des fissures

en admettant un espacement maximal des fissures :

$$S_{r,max} = 1.3(h - x)$$

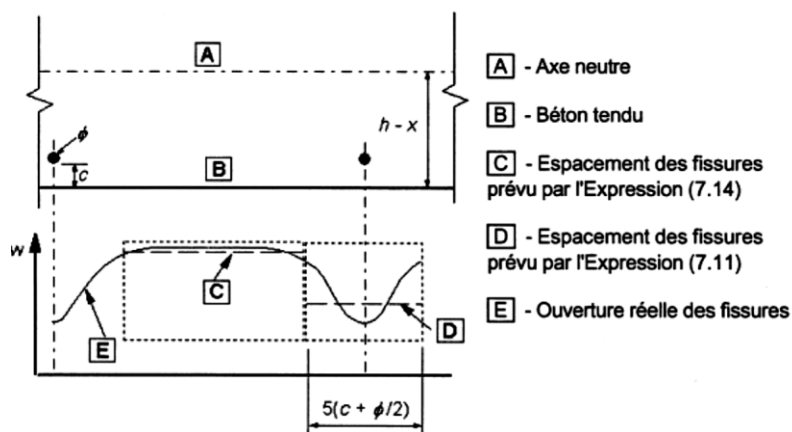


Fig. 3.11. Ouverture des fissures w à la surface du béton en fonction de la distance aux armatures

Sous la combinaison quasi-permanente de charges : $x = 0.329$ m $\sigma_s = 143$ MPa ;

$$A_s = 56.3 \text{ cm}^2;$$

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \frac{(1.2 - 0.329)}{3} = 0.32 \text{ m}; 2.5(1.2 - 1.088) = 0.28 \text{ m}; \frac{1.2}{2} = 0.6 \text{ m} \right\}$$

$$= 0.3 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0.35 \times 0.28 = 0.098 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{56.3}{980} = 0.057$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 57 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \frac{32}{0.057} = 289 \text{ mm}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.67$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{143 - \frac{0.4 \times 2.6}{0.057} (1 + 6.67 \times 0.057)}{210000} = 0.000561 \geq 0.6 \frac{203}{210000}$$

$$= 0.00041$$

$$w_k = 289 \times 0.000561 = 0.16 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

3.4.6.2. Section minimale d'armatures tendues

Indépendamment du calcul d'ouvertures de fissures, il convient de prévoir un ferrailage minimal dans les zones susceptibles d'être tendues sous combinaison caractéristique. Cette quantité d'armatures doit être évaluée sur la base de l'effort de traction obtenue dans la partie tendue du béton avant qu'il ne fissure avec des aciers travaillant à leur limite élastique, ou moins si on souhaite limiter l'ouverture des fissures. L'Art 7.3.2 de l'EN 1992-1-1 [6] propose la formule suivante :

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

Où

$A_{s,min}$ est la section minimale d'armatures de béton armé dans la zone tendue ;

A_{ct} est l'aire de la section droite de béton tendu. La zone de béton tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure ;

σ_s est la valeur absolue de la contrainte maximale admise dans l'armature immédiatement après la formation de la fissure. Elle peut être prise égale à la limite

d'élasticité, f_{yk} , de l'armature. Une valeur inférieure peut toutefois être adoptée afin de satisfaire les limites d'ouverture de fissures en fonction du diamètre maximal ou de l'espacement maximal des barres ;

$f_{ct,eff}$ a été définie au § 3.4.4 ;

k est un coefficient qui tient compte de l'effet des contraintes non-uniformes auto équilibrées conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées :

= 1,0 pour les âmes telles que $h \leq 300$ mm ou les membrures d'une largeur inférieure à 300 mm ;

= 0,65 pour les âmes telles que $h \geq 800$ mm ou les membrures d'une largeur supérieure à 800 mm ;

k_c est un coefficient qui tient compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement

avant la fissuration ainsi que de la modification du bras de levier.

Pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple ou composée :

$$k_c = 0.4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$$

N_{Ed} est l'effort normal agissant à l'état-limite de service dans la partie de la section considérée (positif pour un effort de compression).

Dans le cas d'une section rectangulaire en flexion simple, k_c vaut 0,4. Le ferrailage minimal vaut donc :

$$A_{smin} = \begin{cases} 0.2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w h & \text{si } h \leq 30 \text{ cm} \\ 0.13 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w h & \text{si } h \geq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour h compris entre 30 et 80 cm, on interpole linéairement.

Les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation ;

Dans le cas des sections en caissons ou en T et poutres-caissons, l'Art 7.3.2 de l'EN 1992-2 [7] exige de découper en éléments rectangulaires qui sont soit des hourdis, soit des âmes selon les indications de la figure 3.12. On détermine ensuite séparément le

ferraillage minimal pour chacun des éléments de la section.

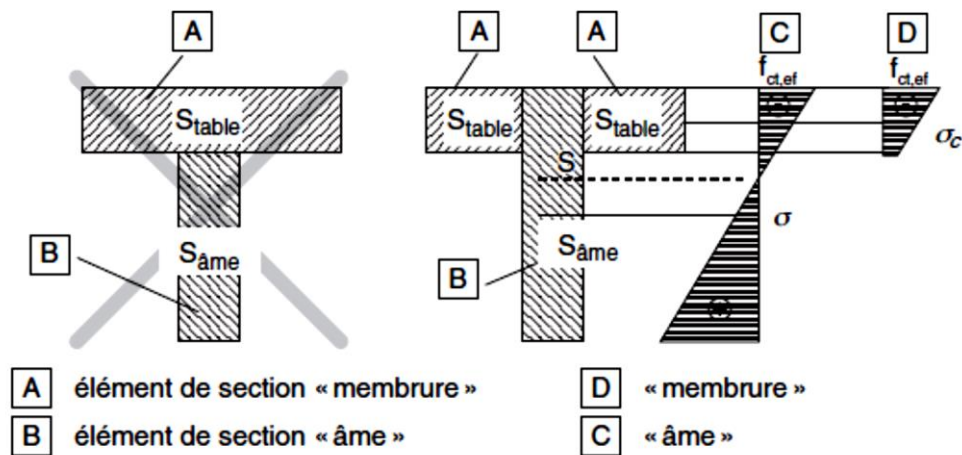


Fig.3.12. Découpage d'une section à membrures pour l'analyse de la fissuration

Dans un élément de type âme, on calcule le ferraillage minimal selon la formule générale en prenant σ_c égal à la contrainte au centre de gravité de l'âme.

Dans un élément de type hourdis, le ferraillage minimal est obtenu par la relation :

$$A_{smin} f_{yk} = \max[0.9kF_{cr}; 0.5kf_{ctm}A_{ct}]$$

F_{cr} est la valeur absolue de l'effort de traction dans la membrure juste avant la fissuration, correspondant au moment de fissuration calculé avec $f_{ct,eff}$.

$F_{cr} = 0$ si le hourdis est entièrement comprimée. Ce cas se produit lorsque l'axe neutre se trouve dans la nervure. En d'autres termes si la profondeur de l'axe neutre de la section non fissurée $x > h_f$ sous moment positif;

A_{ct} aire de la zone de béton tendue. La zone tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.

Dans cette étude on ne s'intéresse qu'au ferraillage de la poutre. La section minimale d'armature dans la zone tendue de l'âme de la poutre vaut :

$$A_{smin} = 0.13 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w h = 21.84 \text{ cm}^2$$

3.4.5.2. Armatures de peau

Pour la maîtrise de la fissuration des poutres de hauteur > 1 m, on prévoira des aciers à répartir dans la partie tendue située entre l'axe neutre et les aciers de

flexion, à l'intérieur des cadres, de section (Art 7.3.3 (3) de l'EN 1992-1-1 [6]) :

$$A_{s,peau} = \frac{k k_c f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s}$$

Avec

A_{ct} est l'aire de la section droite de béton tendu. La zone de béton tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.

La position de l'axe neutre étant variable sur la longueur de la travée, on considère la section tendue dans la section médiane de la poutre afin de simplifier le plan de ferrailage et éviter de mettre en place une épure d'aciers de peaux.

$$x = 52.81 \text{ mm (voir § 3.4.3), } A_{ct} = (1200 - 52.81) \cdot 350 = 401516 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ MPa; } k = 0.5; k_c = 0.4; f_{ct,eff} = f_{ctm} = -2.6 \text{ MPa.}$$

D'où :

$A_{s,peau} \geq 4.17 \text{ cm}^2$ à répartir sur une hauteur égale à : $(1200 - 52.81) - (181 + 16) = 950$ mm.

Dans le cas des ponts et pour les poutres de grande hauteur ou précontraintes, l'EC2-2/AN 9.1(103) [12], impose de mettre en place sur tout le pourtour de la poutre au moins 3 cm^2 par mètre de paroi perpendiculaire à la direction de ces armatures pour les classes d'expositions courantes (XC4), ou $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ en environnement agressif (XD, XS) sans pouvoir être inférieure à 0,10% de la section droite de la poutre. Les aciers de peau sont donc répartis entre le dernier lit des armatures inférieures et le dernier lit des armatures supérieures.

Ce ferrailage de peau couvre la vérification demandée en 7.3.3 (3) de l'EN 1992-1-1 [6] concernant le ferrailage de peau en zone tendue pour les poutres de plus de 1 m de hauteur, d'où :

$$A_{s,peau} = 5(2 \times 1.12 + 0.35) = 7.75 \text{ cm}^2 > 0.001 \times 120 \times 35 = 4.2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte } A_{s,peau} = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2.$$

La distance entre le dernier lit des armatures inférieures et le dernier lit des armatures supérieures vaut : $h'' = 1200 - 197 - 66 = 937$ mm. Sur la hauteur h'' .

L'espacement entre les lits horizontaux des aciers de peau vaut : $937/5 = 187$ mm.

La distance entre le dernier lit des armatures inférieures tendues et le lit inférieur des

aciers de peau vaut 203 mm. La distance entre le lit des armatures de montage et le lit supérieur des aciers de peau vaut 195 mm.

3.5. Ancrage des armatures longitudinales et adhérence

3.5.1. Ancrage des armatures longitudinales

Pour qu'un élément béton armé puisse fonctionner, il faut que tous les efforts repris par les armatures puissent être transmis au béton. Cette transmission des efforts se fera par adhérence entre l'acier et le béton.

L'Eurocode 2 définit une contrainte limite d'adhérence, qui dépend :

- de la résistance à la traction du béton ;
- des nervures (aciers HA) et inclinaison des armatures lors du bétonnage;
- de l'épaisseur de la gaine de béton;
- des aciers transversaux de couture des fissures de la gaine de béton;
- du serrage du béton à la mise en œuvre;
- du confinement par compression transversale.

3.5.1.1. Modes d'ancrages

Les ancrages adoptés pour cet ouvrage sont réalisés à l'aide de barres rectilignes (ancrages droits) pour les barres ancrées en-dehors de la zone d'appui et de barres courbées avec un angle de 150° pour les barres ancrées sur appui (Figure 3.13.).

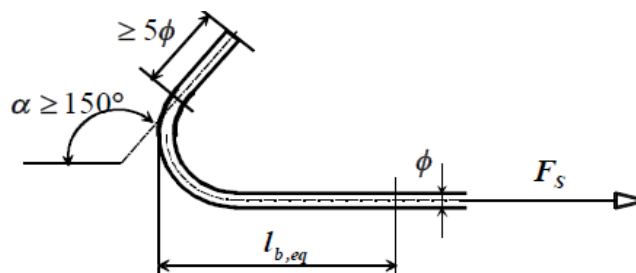


Fig. 3.13. Ancrage courbe avec un angle de 150°

3.5.1.2. Contrainte limite d'adhérence

La contrainte limite d'adhérence (au-delà de laquelle, il y a une rupture d'adhérence

notée f_{bd} est définie par la formule (Art 8.4.2 de l'EC2-1-1) :

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$\eta_1 = 0.7$ les conditions d'adhérence des barres tendues sont considérées comme médiocres tel qu'il est défini dans l'Art 8.4.2(2) de l'EN 1992-1-1 [6] (voir Figure 3.14 (c)) ;

$\eta_2 = 1$ pour $\phi \leq 32$ mm ;

f_{ctd} : la résistance de calcul en traction du béton est égale à :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = -\frac{1.8}{1.5} = -1.2 \text{ MPa}$$

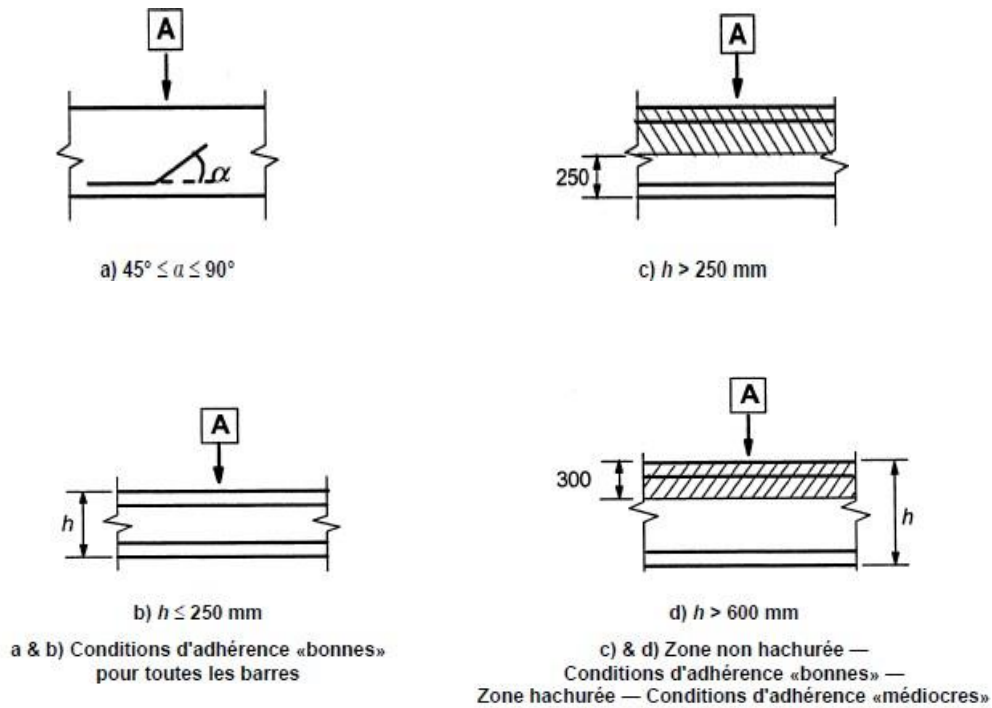


Fig. 3.14. Illustration des conditions d'adhérence La valeur recommandée de $\alpha_{ct} = 1$.

D'où :

$$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1 \times (-1.2) = -1.89 \text{ MPa}$$

3.5.1.3. Longueur d'ancrage de référence

L'EC2 définit une longueur d'ancrage droit de référence, notée $l_{b,rqd}$, calculée à partir de la formule suivante :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

Où σ_{sd} est la contrainte effective dans la barre que l'on souhaite ancrer.

Les barres arrêtées en travée courante doivent être ancrées pour reprendre une contrainte égale à : $f_{yk} / \gamma_S = 435 \text{MPa}$

D'où :

$$l_{b,rqd} = \frac{32}{4} \times \frac{435}{1.89} = 1841 \text{ m}$$

Les barres ancrées sur appui doivent reprendre un effort tranchant égal à :

$$F_{td} = \frac{V_{Ed}(0)}{\tan\theta}$$

$V_{Ed}(0)$ est l'effort tranchant sur appui (voir § 2.3.1.2) et θ est l'angle d'inclinaison des bielles de l'âme est choisi entre 21.8° et 45° . Pour le calcul des ancrages, on adopte $\theta = 45^\circ$, d'où :

$$F_{td} = 776000 \text{ N}$$

Seul le premier lit d'armatures inférieures est prolongé jusqu'aux appuis, soit $A_S = 3HA$

$32 = 2413 \text{ mm}^2$. La contrainte effective dans les armatures vaut donc :

La contrainte effective dans les armatures vaut donc :

$$\sigma_s = \frac{776000}{2413} = 322 \text{ MPa}$$

D'où :

$$l_{b,rqd} = \frac{32}{4} \times \frac{322}{1.89} = 1363 \text{ m}$$

3.5.1.4. Longueur d'ancrage de calcul

La longueur d'ancrage de calcul est définie par :

$$l_{bd} = \max \{ \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} ; l_{b,min} \}$$

Où :

α_1 : tient compte de l'effet de forme des barres, l'enrobage étant supposé correct

α_2 : tient compte de l'effet de l'enrobage minimal ;

α_3 : tient compte de l'effet de confinement des armatures transversales ;

α_4 : tient compte de l'effet de une ou plusieurs barres transversales soudées le long de l_{bd} ;

α_5 : tient compte de l'effet de la pression orthogonale au plan de fendage le long de l_{bd} .

α_1 , α_2 , α_3 , α_4 et α_5 sont des coefficients donnés dans le Tableau 8.2 de l'EC2. Le produit $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$ ne peut être inférieur à 0,7. On pourra retenir la valeur 1,0 pour tous les coefficients α .

La figure 3.14 donne la valeur de c_d pour le calcul des coefficients α_1 et α_2 .

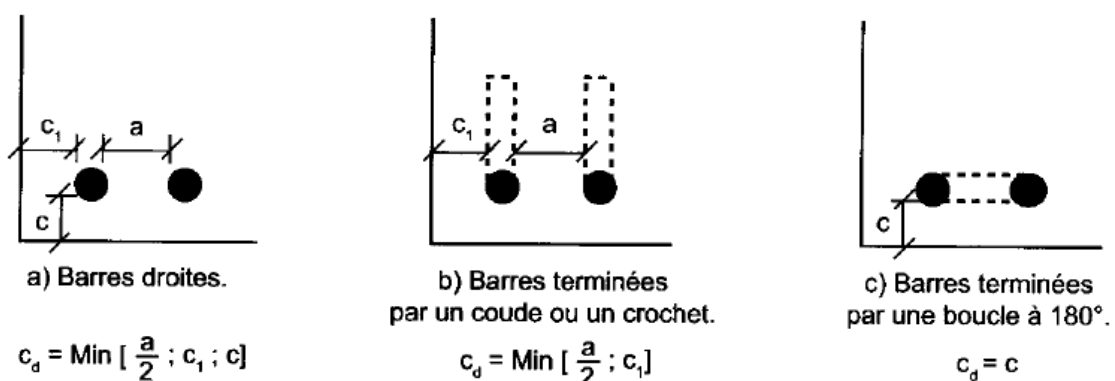


Fig. 3.14. Valeurs de c_d

$a = 70 \text{ mm}$, $c = 57 \text{ mm}$, $c_1 = 57 \text{ mm}$ (voir § 3.3.6)

- Pour un ancrage droit : $\alpha_1 = 1$

- Pour un ancrage courbe : $c_d = 35 \text{ mm} < 3\phi = 96 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_1 = 1$.

- Pour un ancrage droit :

$$\alpha_2 = 1 - \frac{0.15(c_d - \phi)}{\phi} = 1.04 > 1 \Rightarrow \alpha_2 = 1$$

- Pour un ancrage courbe :

$$\alpha_2 = 1 - \frac{0.15(c_d - 3\phi)}{\phi} = 1.34 > 1 \Rightarrow \alpha_2 = 1$$

On retient de façon sécuritaire $\alpha_3 = 1$ en considérant qu'il n'y a pas de confinement par des armatures transversales (pas d'aciers transversaux).

$\alpha_4 = 1$. On néglige l'effet favorable par compression dû à la valeur de l'effort tranchant sollicitant la bielle de béton.

- Pour les barres tendues :

- Pour les barres ancrées en travée courante :

$$l_{bd,min} > \max\{0.3l_{b,rqd} = 552 \text{ mm} ; 10\phi = 320 \text{ mm} ; 100 \text{ mm}\} = 552 \text{ mm}$$

- Pour les barres ancrées sur appui :

$$l_{bd,min} > \max\{0.3l_{b,rqd} = 409 \text{ mm} ; 10\phi = 320 \text{ mm} ; 100 \text{ mm}\} = 409 \text{ mm}$$

- Pour les barres comprimées :

- Pour les barres ancrées en travée courante :

$$l_{bd,min} > \max\{0.6l_{b,rqd} = 1104 \text{ mm} ; 10\phi = 320 \text{ mm} ; 100 \text{ mm}\} = 1104 \text{ mm}$$

- Pour les barres ancrées sur appui :

$$l_{bd,min} > \max\{0.6l_{b,rqd} = 818 \text{ mm} ; 10\phi = 320 \text{ mm} ; 100 \text{ mm}\} = 818 \text{ mm}$$

Les longueurs d'ancrages de calcul des barres tendues ou comprimées ont pour valeur :

- Pour les barres ancrées en travée courante :

$$l_{bd} > \max\{1841 \text{ mm} ; 552\} = 1841 \text{ mm}$$

- Pour les barres ancrées sur appui :

$$l_{bd} > \max\{1363 \text{ mm} ; 409 \text{ mm}\} = 1363 \text{ mm}$$

3.5.1.5. Mandrins de cintrage

Dans le cas général des barres pliées par cintrage sans armature soudée, le diamètre minimal

du mandrin ϕ_m de cintrage vis-à-vis du critère de non endommagement des armatures est donné par le tableau 8.1N de l'EN 1992-1-1 (clause 8.3(3)).

Pour $\phi > 16 \text{ mm} \Rightarrow \phi_m = 7\phi = 224 \text{ mm}$

Il n'est pas nécessaire de justifier le diamètre du mandrin vis-à-vis de la rupture du béton si les conditions ci-après sont remplies (Art 8.3(3) de l'EC2-1-1) :

- l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas 5ϕ au-delà de l'extrémité de la partie courbe ;
- la barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il existe une barre transversale de diamètre $\geq \phi$ à l'intérieur de la partie courbe ;
- le diamètre du mandrin est supérieur ou égal aux valeurs recommandées du Tableau 8.1N de l'EC2-1-1.

La deuxième condition n'est pas remplie, le diamètre du mandrin doit vérifier :

$$\phi_m = F_{bt} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) \times \frac{1}{f_{cd}}$$

F_{bt} est l'effort de traction ELU dans une barre ou un groupe de barres en contact à l'origine de la partie courbe déterminée à partir de la formule :

$$F_{bt} = \frac{776000}{3} = 258667 \text{ N}$$

Pour une barre intermédiaire (ou groupe de barres en contact), a_b est la moitié de l'entraxe entre les barres (ou groupes de barres) perpendiculairement au plan de la courbure. Pour une barre ou un groupe de barres proches du parement de l'élément a_b est l'enrobage majoré de $\phi/2$:

- pour une armature intermédiaire : $a_b = 86/2 = 43 \text{ mm}$;
- pour une armature proche du parement : $a_b = 57 + 16 = 73 \text{ mm}$

Ce qui donne :

- pour une armature intermédiaire :

$$\phi_m \geq 258667 \left(\frac{1}{43} + \frac{1}{2 \times 32} \right) \times \frac{1}{16.67} = 603 \text{ mm}$$

- Pour une armature proche du parement :

$$\phi_m \geq 258667 \left(\frac{1}{73} + \frac{1}{2 \times 32} \right) \times \frac{1}{16.67} = 455 \text{ mm}$$

L'annexe D de la norme NF EN 13670 recommande d'utiliser les mandrins de diamètre 16, 20, 32, 40, 50, 63, 80, 100, 125, 160, 200, 320, 400, 500, 630 mm. On retient donc un mandarin de diamètre $D = 630 \text{ mm}$.

3.5.1.6. Détermination de la longueur au-delà de l'extrémité de la partie courbe l_1

Ce calcul a pour objet de déterminer la longueur l_1 nécessaire pour assurer l'ancrage total à 150° d'une barre HA 32 à l'extrémité d'une poutre (Figure. 3.15.).

On déduit l_2 des hypothèses de coffrage :

$$l_2 = 300 - 45 - 32 - \frac{630}{2} = -27 < 0 \Rightarrow l_2 = 0$$

La longueur développée nécessaire de cet ancrage

$$l_{bd} = l_1 + 0.5\theta D$$

On en déduit la longueur rectiligne :

$$l_1 = 1363 - 0.5 \frac{5}{6} \pi \times 630 = 824 \text{ mm}$$

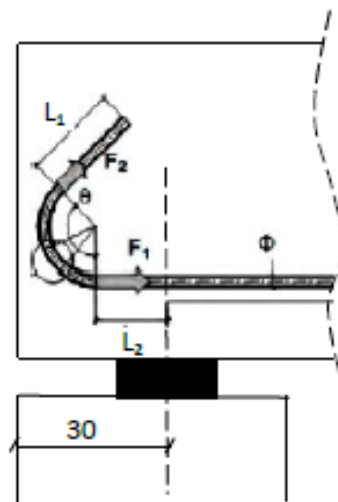


Fig. 3.15. Tronçons d'un crochet courbe

3.5.2. Recouvrement

3.5.2.1. Longueur de recouvrement l_0

Le recouvrement des barres, avec ou sans coudes ou crochets, doivent être tels que (Clause 8.7.2 (1) de l'EC2):

- la transmission des efforts d'une barre à l'autre soit assurée ;
- il ne se produise pas d'éclatement du béton au voisinage des jonctions ;
- il n'apparaisse pas de fissures ouvertes qui affecteraient le comportement de la structure.

La longueur de recouvrement de calcul vaut :

$$\text{- si } c \leq \sup \{4\phi, 50 \text{ mm}\} \quad l_0 = \sup \{ \alpha_6 l_{bd} ; l_{0,\min} \}$$

$$\text{- si } c > \sup \{4\phi, 50 \text{ mm}\} \quad l_0 = \sup \{ \alpha_6 l_{bd} ; l_{0,\min} \} + c$$

C'est la distance libre entre les deux barres du recouvrement.

α_6 est un coefficient de sécurité qui prend en compte la simultanéité de plusieurs recouvrements concernant une section donnée. $\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$, limité à l'intervalle défini par les valeurs 1 et 1.5, avec ρ_1 proportion de barres avec recouvrement dont l'axe se situe à moins de $0,65 l_0$ de l'axe du recouvrement considéré. α_6 varie de 1 à 1,5 déterminée à partir du tableau 8.3 de l'EC2-1-1.

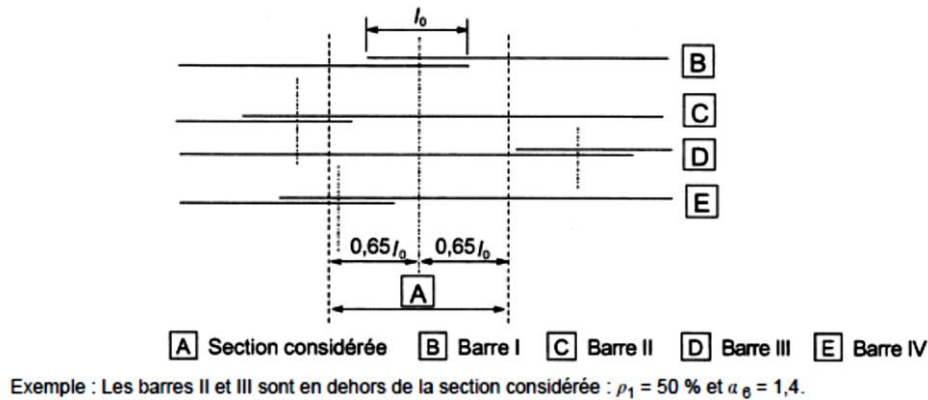


Fig. 3.16. Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée

$$l_{0,\min} = \max \{ 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} = 552 \text{ mm} ; 15\phi = 480 ; 200\text{mm} \} = 552 \text{ mm}$$

Dans le cas des poutres de ce projet, $\rho_1 = 0$, d'où : $\alpha_6 = 1$.

Pour $c < 50$ mm et pour des recouvrements en travée ($l_{bd} = 1841$ mm)

$$l_0 = \sup \{ \alpha_6 l_{bd} = 1841 ; l_{0,\min} = 552 \text{ mm} \} = 1841 \text{ mm.}$$

3.5.2.2. Armatures transversales dans une zone de recouvrement

$\rho_1 = 0 < 25\%$, alors on peut, sans plus de justification, considérer que les armatures transversales nécessaires par ailleurs suffisent pour équilibrer les efforts transversaux de traction (Clause 8.7.4.1(2)).

CHAPITRE 4

Justification aux efforts tranchants

4.1. Théorie de Ritter-Mörsch

L'EC2 retient pour le calcul d'une poutre en béton armé à l'effort tranchant le modèle de treillis nommé treillis de Ritter-Mörsch (Figure 4.1). Les barres d'un treillis sont sollicitées uniquement à des efforts normaux soit de compression soit de traction. En béton armé, la barre comprimée est appelée bielle, la barre tendue tirant. Ce treillis est constitué :

- d'une membrure qui représente le béton comprimé en partie supérieure de poutre;
- d'une membrure tendue constituée des aciers longitudinaux;
- de diagonales constituées de bielles de béton inclinées d'un angle θ ;
- de montants constitués par les armatures d'effort tranchant verticales.

Les 2 membrures reprennent le moment de flexion. Les diagonales et montants reprennent l'effort tranchant. Les montants tendus constituent les armatures d'âme ou d'effort tranchant. Pour des raisons de facilité de montage de la cage d'armatures elles sont verticales (90°) mais elles pourraient être inclinées.

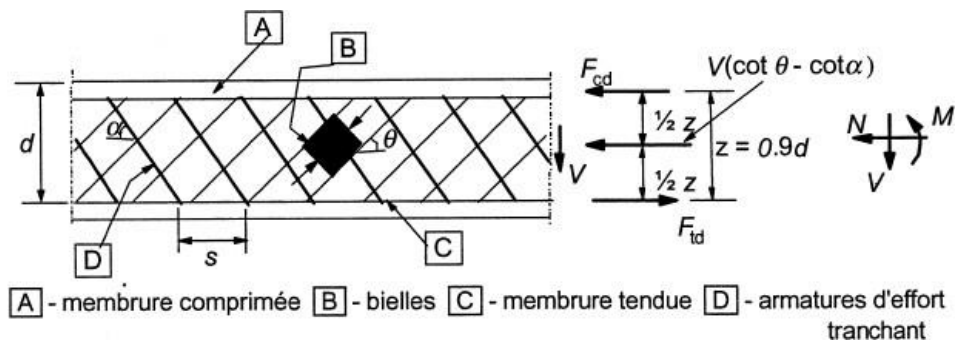


Fig. 4.1. Modèle de treillis de Ritter-Mörsch

Ceci va conduire à envisager les états limites principaux suivants (figure 4.2):

1. Traction limite des armatures d'âmes ou armatures transversales.
2. Compression limite des bielles de béton comprimées limitées par deux fissures ayant une inclinaison avec les armatures longitudinales θ .
3. Traction limite des aciers longitudinaux existants.

On définit donc les efforts dans une section quelconque :

- F_{cd} dans la membrure comprimée;
- F_{sd} dans la membrure tendue;

- $F_{c,bielle}$ effort normal dans la bielle de béton comprimé;
- F_{sw} effort normal dans la diagonale tendue.

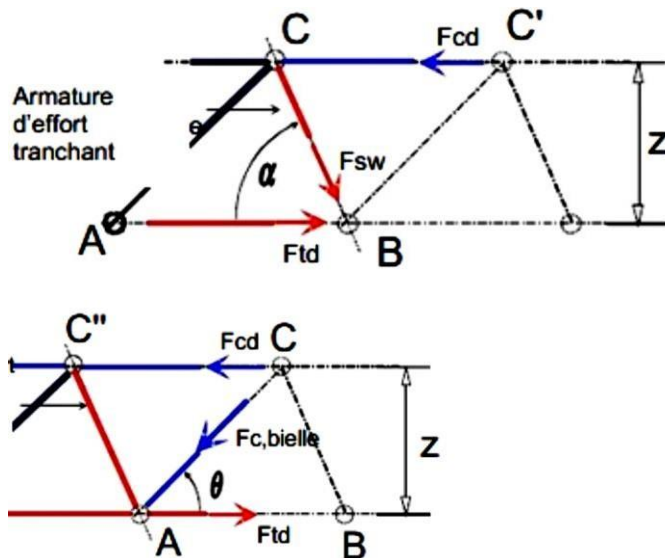


Fig. 4.2. Bilan des efforts dans le treillis de Ritter-Mörsh

Ces états limites pourraient se décliner à l'ELS et l'ELU mais compte tenu de l'aspect nettement prépondérant de l'ELU sur l'ELS, les règlements n'envisagent que des calculs à l'ELU.

4.2. Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement

La contrainte tangente τ_{Ed} prise conventionnellement égale à :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} \approx \frac{V_{Ed}}{0.9 b_w d}$$

V_{Ed} étant l'effort tranchant sollicitant vis-à-vis de l'état limite ultime dans la section considérée ;

b_w est la plus petite largeur de la section comprise entre la membrure tendue et la membrure comprimée.

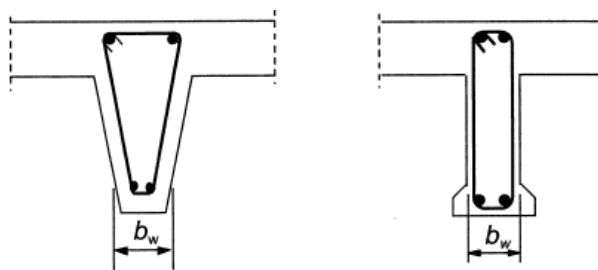


Fig. 4.3. Définition de la largeur b_w

Lorsqu' un élément n'est pas soumis principalement à des charges réparties uniformes, telle qu'est le cas des poutres de pont, on ne peut plus prendre l'effort tranchant à une distance d de l'appui pour déterminer les armatures d'effort tranchant.

Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $0,5d \leq a_v < 2d$ (ou au centre de l'appareil d'appui s'il est souple), la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être multipliée par $\beta = a_v / 2d$.

Cette réduction peut être appliquée pour la vérification de l'effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$. Ceci n'est valable que si les armatures longitudinales sont totalement ancrées au droit de l'appui.

Pour $a_v = 0.5d$, il convient de prendre la valeur $a_v = 0.5d$.

Dans le cas présent, les poutres sont soumises à des charges concentrées mobiles, l'effort tranchant est calculée sans appliquer le coefficient de réduction β .

L'effort tranchant maximum $V_{Ed} = 776 \text{ kN}$ est déterminé sur appui à partir du diagramme enveloppe (voir Fig. 2.13).

Pour tenir compte de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant, on introduit le coefficient de réduction v_1 calculée à l'aide de la formule (clause 6.2.2 (6) de l'EN 1992-1-1) :

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.54$$

Pour la valeur de V_{Ed} calculée sans appliquer le facteur de réduction β , il convient de satisfaire la condition :

$$V_{Ed} = 776000 \text{ N} < 0.5b_w d v f_{cd} = 1756476 \text{ N} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Seule les barres du premier lit sont prolongées jusqu'aux appuis, d'où $d = 1200 - 85 = 1115 \text{ mm}$ (voir Figure 3.8).

La contrainte de cisaillement conventionnelle sur appui vaut donc : $\tau_{Ed} = 2.21 \text{ MPa}$.

4.3. Principes de vérification à la résistance à l'effort tranchant

L'Eurocode 2 définit dans les procédures générales de vérification quatre valeurs de calcul. Ces vérifications sont faites exclusivement aux états limites ultimes :

$V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul pouvant être repris par l'élément en l'absence

d'armatures d'effort tranchant ;

$V_{Rd,max}$ effort tranchant de calcul maximal pouvant être repris par l'élément avant écrasement des bielles

$V_{Rd,s}$ est l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité de calcul f_{ywd} ;

$V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant de calcul pouvant être supporté par un élément avec armatures d'effort tranchant (contribution des armatures d'âme).

Si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ les armatures transversales ne sont théoriquement pas nécessaires mais il convient de prévoir des armatures minimales. Cette vérification vise principalement les éléments minces tels que les dalles qui n'ont pas de ferrailage transversal. Pour les poutres principales de pont, les armatures sont toujours nécessaires et il est inutile de calculer $V_{Rd,c}$.

Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ les armatures d'effort tranchant sont calculées de manière à vérifier la relation :

$$V_{Ed} \leq \min[V_{Rd,max}, V_{Rd,s}]$$

et vérifier la section minimale des armatures.

4.3.1. Recherche de l'angle θ

L'angle d'inclinaison θ des bielles de l'âme en flexion simple ou composée avec compression est choisi en fonction du cisaillement entre 21.8° et 45° . Cela correspond à :

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

En adoptant un angle $\theta = 21.8^\circ$ on réduira la densité des armatures transversales et on augmentera le taux de compression des bielles d'about (les plus sollicitées), de la même manière un angle $\theta = 45^\circ$ permet de limiter le taux de compression des bielles.

On évalue l'angle des bielles par l'expression :

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \left(\frac{2\tau_{Ed}}{\sqrt{1}f_{cd}} \right)$$

f_{ck} est introduit en MPa.

4.3.2. Vérification de la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$

La valeur de calcul $V_{Rd,max}$ et calculée par la formule :

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} = 1107 \text{ kN}$$

α est l'angle d'inclinaison des armatures d'âme ;

α_{cw} est un coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée.

$\alpha_{cw} = 1$ Pour les structures non précontraintes

$v_1 = v =$ si $f_{ywd} > f_{yw}$

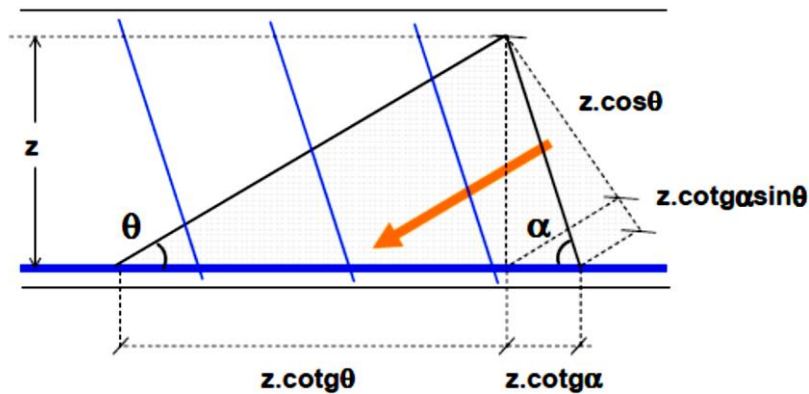


Fig. 4.4. Bielle comprimée

- Épaisseur de la bielle : b_w

- Largeur d'appui de la bielle : $z(\cos\theta + \cotg\alpha.\sin\theta)$

- Longueur d'appui de la bielle sur l'horizontale : $z(\cotg\theta + \cotg\alpha)$

Pour des armatures verticale ($\alpha = 0$) et $z = 0.9d$:

$$V_{Rd,max} = \frac{0.9b_w d v_1 f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 0.9b_w d v_1 f_{cd} \frac{\sin 2\theta}{2}$$

La condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ pourra définir la largeur minimale de l'âme de la poutre en se fixant une valeur de 45° ou connaissant le coffrage déterminer la valeur de θ .

- Si pour $\theta = 21.8^\circ$, $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$, la résistance des bielles est surabondante. L'angle θ des bielles est choisi égal à 21.8° .

- Si pour $\theta = 21.8^\circ$, $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, on recalcule $V_{Rd,max}$ avec $\theta = 45^\circ$:

- si $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, il faudrait théoriquement incliner les bielles d'un angle supérieur à 45° , ce que le règlement ne permet pas, alors il faut redimensionner le coffrage ou augmenter la résistance du béton pour obtenir $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$.
- sinon, et on évalue l'angle des bielles par l'expression :

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin\left(\frac{2\tau_{Ed}}{v_1 f_{cd}}\right)$$

Ce qui permet de limiter le taux de compression des bielles.

Pour $\theta = 21.8^\circ$, $V_{Rd,max} = 1107 \text{ kN} > V_{Ed} = 776 \text{ kN}$ condition vérifiée.

On adopte $\theta = 21.8^\circ$

4.4. Dimensionnement des armatures transversales

L'effort dans un cours d'armatures transversales vaut $A_{sw}f_{ywd}$. Pour n cours l'effort est donné par

$nA_{sw}f_{ywd}$. L'effort dans la diagonale tendue du treillis a pour valeur :

$$F_{sw} = \frac{V_{Ed}}{\sin\alpha}$$

L'effort tranchant repris par les cours d'armatures sur la longueur $z(\cot\theta + \cot\alpha)$ vaut :

$$V_{Rd,s} = A_{sw}f_{ywd}\sin\alpha \frac{z(\cot\theta + \cot\alpha)}{s} \geq V_{Ed}$$

s représente l'espacement de 2 cours consécutifs mesuré suivant la fibre moyenne (Figure 4.5).

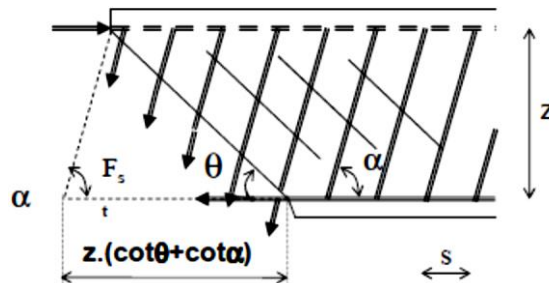


Fig. 4.5. Détermination de l'espacement des armatures transversales

La condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ permet de calculer l'espacement des cours d'armatures qui traversent une fissure inclinée de θ sur la longueur élémentaire $l = z(\cot\theta + \cot\alpha)$.

Dans le cas des poutres de ce pont, la section des brins constitutifs d'un cours d'armature transversales : $A_{sw} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Si les armatures sont verticales, l'espacement s_1 de deux cours successifs au voisinage de l'appui est calculé par la formule :

$$s_1 \leq \frac{0.9dA_{sw}f_{ywd} \cot\theta}{V_{Ed}(0)} = 636 \text{ mm}$$

L'aire effective maximale de la section des armatures d'effort tranchant $A_{sw,max}$, pour $\cot\theta = 1$, est donnée par :

$$A_{sw,max} = 452 \text{ mm}^2 < 0.5 \frac{b_w s \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}}{f_{ywd}} = 2303 \text{ mm}^2 \text{ ok}$$

α_{cw} est un coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée, $\alpha_{cw} = 1$ pour les structures non précontraintes.

Le taux d'armatures verticales d'effort tranchant doit satisfaire la condition (Art 9.2.2 de l'EN 1992-1-1) :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} = 0.002 > \frac{0.08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.0009 \text{ ok}$$

L'espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures verticales d'effort tranchant ne doit pas être supérieur à $\min \{0.75d = 836 \text{ mm} ; 600 \text{ mm}\} = 600 \text{ mm}$

On adopte donc $s_1 = 600 \text{ mm}$.

La position du premiers cours s_0 par rapport au nu de l'appui est déterminée empiriquement pour des raisons pratiques et non réglementaire par la formule :

$$s_0 \leq \max \left[\frac{h}{6} = 200 \text{ mm}, 70 \text{ mm}, \frac{s_1}{2} = 300 \text{ mm} \right] = 300 \text{ mm}$$

Sur le reste de la poutre, l'épure d'espacements est basée sur le diagramme d'effort tranchant.
On

détermine ensuite l'espacement s_1 des cadres avec l'effort tranchant sur appui sur une distance $z \cot\theta$. On détermine ensuite l'espacement s_2 avec l'effort tranchant situé à une distance $s_0 + n_1 s_1 \geq z \cot\theta$. A noter que les espacements réels s_0 et s_1 peuvent être inférieurs aux valeurs de calcul. Les espacements suivants s_2, s_3, \dots, s_n applicables sur une longueur $z \cot\theta$ sont calculés avec l'effort tranchant maximum sur cette longueur tant que ceux-ci sont inférieurs à l'espacement maximum. L'EN 1992-1-1 recommande d'utiliser l'effort tranchant minimum sur la longueur $z \cot\theta$ dans les régions où il n'y a pas de discontinuité de V_{Ed} (par exemple, pour un chargement uniforme) ce qui n'est pas le cas des poutres de ponts. Dans le cas des poutres de ce projet l'espacement de cadres s_1 déterminé au droit de l'appui est inférieur à l'espacement minimum imposé par l'EC2. Il est inutile donc de calculer les espacements s_2, s_3, \dots , étant donné que leur valeur sera supérieure à l'espacement minimum imposé par l'EC2 ou d'utiliser les barres relevées pour augmenter l'espacement des cadres. Les espacements adoptés le long de la poutre seront donc inférieurs à 600 mm.

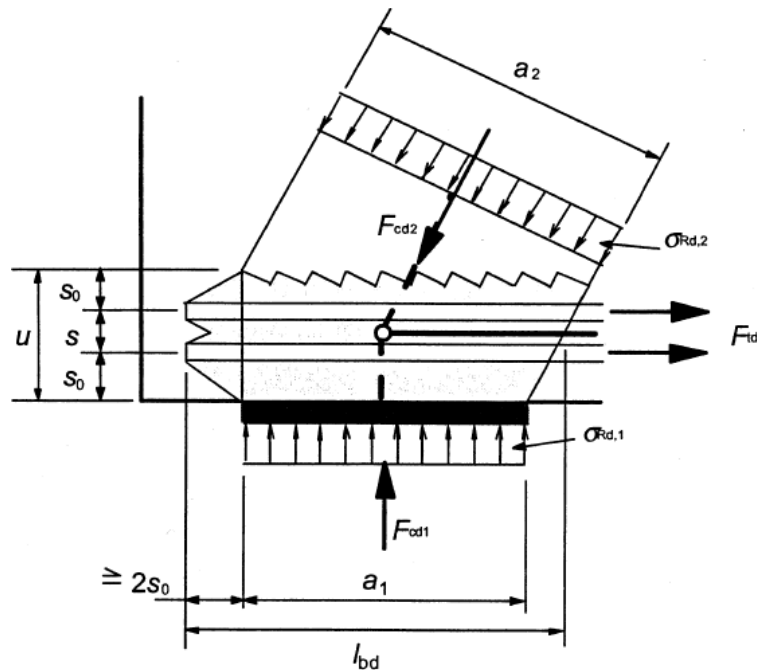


Fig. 4.6. Efforts dans une bielle d'about

Ces trois forces ne doivent pas créer des contraintes excessives dans le béton, ni dans l'acier des armatures, il faut donc vérifier que la contrainte de compression sur appui ($\sigma_{Rd,1}$) et la contrainte de compression dans la bielle d'about ($\sigma_{Rd,2}$) ne doivent pas dépasser la contrainte limite: Avec :

$$\max(\sigma_{Rd1}, \sigma_{Rd2}) \leq \sigma_{Rd,max} = 0.85 \nu' f_{cd}$$

$$\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 0.9 \quad (f_{ck} = 25 \text{ MPa})$$

D'où

$$\sigma_{Rd,max} = 12.75 \text{ MPa}$$

4.5.1. Vérification de la contrainte sur appui

La compression sur la surface d'appui doit vérifier :

$$\sigma_{Rd,1} = \frac{V_{Ed}}{b_w a_1} \leq \sigma_{Rd,max}$$

$a_1 = 400 \text{ mm}$ est la largeur de la bielle sur appui égale à longueur de l'appareil d'appui :

La compression sur la surface d'appui doit vérifier :

$$\sigma_{Rd,1} = \frac{V_{Ed}(0)}{b_w a_1} = 5.54 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} = 12.75 \text{ MPa ok}$$

4.5.2. Vérification de la bielle en compression

Pour une bielle inclinée à θ' , l'effort normal dans celle-ci est :

$$F_{cd,2} = \frac{V_{Ed}}{\sin\theta'}$$

On admet sur appui que les charges sont transmises par une bielle d'about θ' telle que :

$$\cot\theta' = \frac{(\cot\theta - \cot\alpha)}{2}$$

et si on retient une bielle courante à 45° et des cadres verticaux, on obtient :

$$\cot\theta' = \frac{\cot 45^\circ}{2} = 0.5 \Rightarrow \theta' = 63^\circ$$

La largeur de la bielle sur appui se calcule par la formule :

$$a_2 = (a_1 + 2s_0 \cot\theta') \sin\theta$$

s_0 est la distance entre le bas de la poutre et l'entraxe de l'acier le plus bas (Figure 4.6) :

$$s_0 = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} = 85 \text{ mm}$$

L'effort normal dans la bielle d'about a pour valeur :

$$F_{cd2} = \frac{V_{Ed}}{\sin\theta'}$$

La contrainte dans la bielle d'about doit vérifier :

$$\sigma_{Rd,2} = \frac{V_{Ed}}{b_w a_2 \sin\theta'} \leq \sigma_{Rd,max}$$

La largeur de la bielle sur appui est égale à :

$$a_2 = (a_1 + 2s_0 \cot\theta') \sin\theta' = 433 \text{ mm}$$

La contrainte dans la bielle d'about doit vérifier :

$$\sigma_{Rd,2} = \frac{V_{Ed}(0)}{b_w a_2 \sin\theta'} = 5.75 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} = 12.75 \text{ MPa ok}$$

4.5.3. Vérification de la force de traction dans l'armature inférieure

Les aciers inférieurs sur appuis de rive doivent pouvoir reprendre les efforts des bielles et être ancrées au-delà du bord de l'appui. L'action de l'armature inférieure sur le tronçon de bielle, transmis par adhérence F_{td} vaut :

$$F_{td} = V_{Ed}(0) \cot 63^\circ = V_{Ed}(0) \frac{\cot 45^\circ}{2} = 388000 \text{ N}$$

La section des armatures minimale nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant est égale à :

$$A_{s,appui}^{min} = \frac{F_{td}}{f_{yd}} = 892 \text{ mm}^2 = 8.92 \text{ cm}^2 < 3HA32 = 24.13 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

4.6. Détermination des arrêts des barres longitudinales tendues

4.6.1. Approche de l'EC2

Dans le fonctionnement en poutre à treillis, selon le schéma classique de Ritter-Mörsch (Figure 4.1), la composante horizontale de l'effort de compression dans une bielle inclinée à θ a pour effet d'ajouter en un point quelconque de la membrure tendue, d'abscisse x , une force de traction égale à (Art 6.2.3 (7) de l'EN 1992-1-1 [6]) :

$$\Delta F_{td} = 0.5V_E(\cot\theta - \cot\alpha)$$

L'effort de traction dans les aciers tendus se calcule alors par la formule :

$$F_s = \frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} = \frac{M_1}{z}$$

L'effort F_s ne doit pas être supérieur à $M_{Ed,max}/z$, où $M_{Ed,max}$ est le moment maximal le long de la

poutre.

M_1 est le moment agissant dans la section située à une distance $a_1 = z (\cot\theta - \cot\alpha)/2$ de la section d'abscisse x pour des éléments comportant un ferrailage d'effort tranchant (Art 9.2.1.3 (2) de l'EN 1992-1-1 [6]). Ce résultat conduit à décaler les courbes enveloppes pour $\alpha = 90^\circ$ et $\theta = 45^\circ$ de $a_1 = 0.5z \approx 0.5 (0.9d)$. Comme d est variable selon la variation de la section des armatures, nous considérons par mesure de sécurité la hauteur utile maximale ($d = 1115 \text{ mm}$), d'où $a_1 = 502 \text{ mm}$.

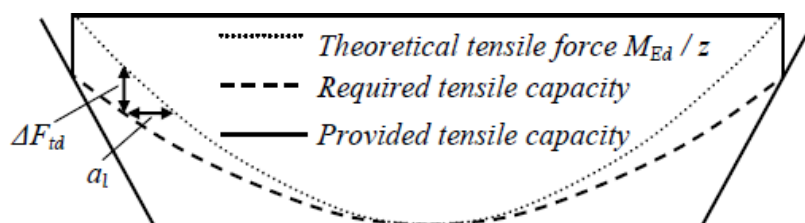


Fig. 4.7. Décalage de la courbe enveloppe des efforts de traction sollicitant

Le point d'arrêt théorique des barres, correspondants à la réduction de la section des aciers longitudinaux, se situera à partir du point où l'on aura la courbe des efforts de traction $M_1/z < M_r/z$ (Figure 4.8), où M_r est le moment résistant de la section réduite.

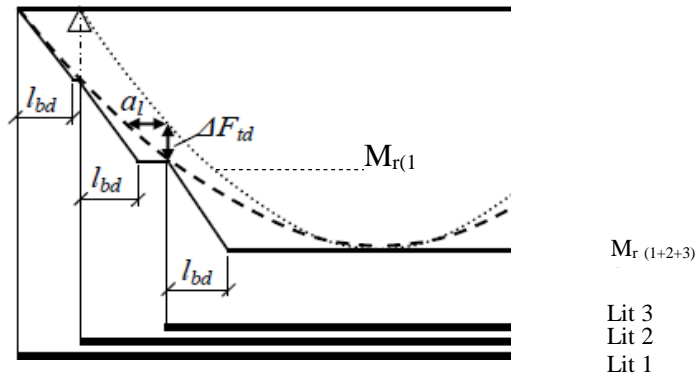


Fig. 4.8. Détermination des arrêts des barres

On considère que les barres tendues se mettent progressivement en charge à partir de leurs extrémités et que leurs contraintes croît linéairement de zéro à f_{yd} , sur une longueur l_{bd} . Par sécurité, la contribution de cette longueur d'ancrage peut être négligée. Les barres doivent donc être prolongées au-delà du point d'arrêt théorique d'une longueur égale à l_{bd}

4.6.2. Calcul des moments résistants ultimes

Le principe de calcul du moment résistant d'une section en T lorsque l'on dispose de la section des

armatures d'acier tendues A_s et comprimées A'_s ainsi que les dimensions de la section du béton b , b_w , h_d et d (Figure 4.9) consiste à choisir à priori une valeur de $\alpha_u = x/d$ dont on vérifiera ensuite le bien-fondé selon que le diagramme passe par le pivot A ou B. On peut considérer que $d'/d \leq \alpha_u < 1$.

Dans cette étude, on utilise le diagramme contrainte-déformation des aciers avec palier. Le diagramme de déformations passe donc par le pivot B (voir § 3.3.3). Dans ce cas, $\alpha_u \leq 0.617$.

La déformation maximale du béton $\epsilon_c = \epsilon_{cu3} = 0.035$. On en déduit la déformation des armatures tendues ϵ_s et la déformation des armatures comprimées ϵ_{sc} à partir des formules suivantes :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3} \cdot \frac{1 - \alpha_u}{\alpha_u}$$

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cu3} \cdot \frac{1 - d'/d}{\alpha_u}$$

Le diagramme contrainte-déformation pour l'acier de béton armé permet de déterminer les contraintes dans les armatures σ_s et σ'_s :

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \text{ si } \varepsilon_s \leq 2.17\text{‰}$$

$$\sigma'_s = \varepsilon_{sc} E_s \text{ si } \varepsilon_{sc} \leq 2.17\text{‰}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ MPa si } \varepsilon_s \geq 2.17\text{‰}$$

$$\sigma'_s = f_{yd} = 435 \text{ MPa si } \varepsilon_{sc} \geq 2.17\text{‰}$$

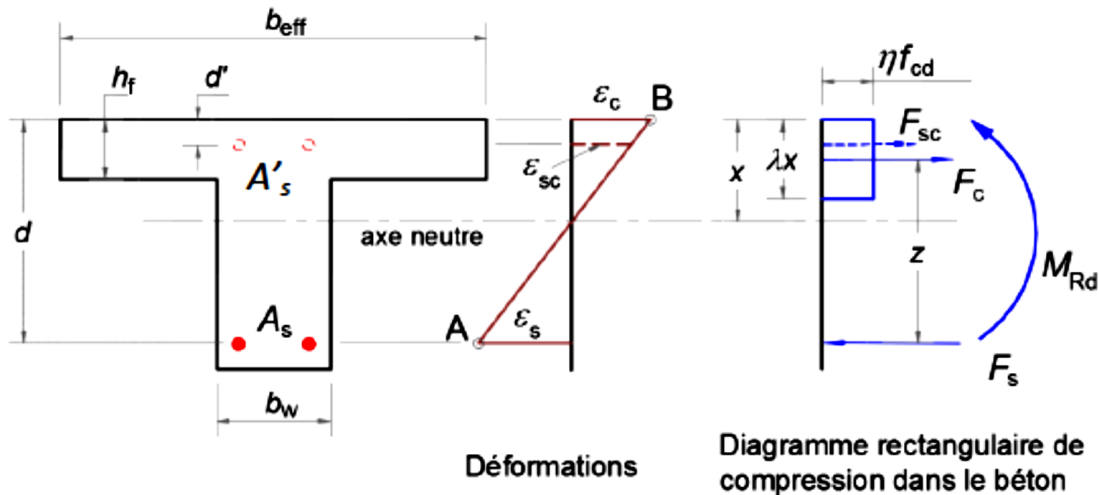


Fig. 4.9. Notations utilisées pour le calcul du moment résistant ultime

A l'équilibre, la somme des forces agissant sur la section donne :

$$\alpha_u^* = \frac{(A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s)}{b_{eff} d \lambda \eta f_{cd}} \text{ si } \alpha_u \leq \frac{h_f}{d}$$

$$\alpha_u^* = \frac{[A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s - (b_{eff} - b_w) h_f \eta f_{cd}]}{b_w d \lambda \eta f_{cd}} \text{ si } \alpha_u \leq \frac{h_f}{d}$$

Si la différence entre α_u^* et α_u est supérieure à 5 %, on refait le calcul avec une valeur plus importante de

α_u . Si la différence est inférieure à 5 %, on accepte la valeur initiale α_u comme le ratio de hauteur comprimée.

La somme des moments au centre de gravité des armatures tendues donne :

$$M_{Rd} = A'_s \sigma'_s (d - d') + b_w \lambda x \eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) + (b_{eff} - b_w) h_f \eta f_{cd} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \text{ si } \alpha_u \leq \frac{h_f}{d}$$

$$M_{Rd} = A'_s \sigma'_s (d - d') + b_{eff} \lambda x \eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) \text{ si } \alpha_u > \frac{h_f}{d}$$

On choisit $\alpha_u = 0.13$ comme valeur départ pour évaluer la profondeur de l'axe neutre. Cette valeur correspondant à un moment résistant égal au moment sollicitant maximum $M_{Ed} = 2308$ kN.m (voir § 3.3.4).

Les calculs des moments résistants sont résumés dans les tableaux ci-après :

3 lits : $A_s = 56.3 \text{ cm}^2$ $d = 1088 \text{ mm}$; $d'/d = 0.046$; $h_f/d = 0.18$.

α_u	ϵ_s	ϵ_{sc}	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	α_u^*	α_u / α_u^*	M_{Rd} (kN.m)
0.13	0.0234	0.0023	435	435	0.1266	1.03	2588.832

2 lits : $A_s = 6HA32 = 48.25 \text{ cm}^2$ $d = 1099 \text{ mm}$; $d'/d = 0.0454$; $h_f/d = 0.18$

α_u	ϵ_s	ϵ_{sc}	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	α_u^*	α_u / α_u^*	M_{Rd} (kN.m)
0.13	0.0234	0.0023	435	435	0.1074	1.21	
0.1074	0.0291	0.0020	435	423.65	0.1077	1.00	2201.145

1 lit : $A_s = 3HA32 = 24.32 \text{ cm}^2$ $d = 1115 \text{ mm}$; $d'/d = 0.044$; $h_f/d = 0.18$

α_u	ϵ_s	ϵ_{sc}	σ_s (MPa)	σ'_s (MP)	α_u^*	α_u / α_u^*	M_{Rd} (kN.m)
0.13	0.0234	0.0023	435	435	0.053	2.44	
0.053	0.0621	0.0006	435	117.31	0.058	0.92	
0.058	0.0568	0.0008	435	166.73	0.0570	1.02	1170.357

4.6.3. Courbe enveloppe des moments à l'ELU ajustée

Les calculs précédents ont montré que l'ELU est l'état dimensionnant de la section critique. La courbe enveloppe fournie par le logiciel SAP 2000 est utilisée pour déterminer les points d'arrêts des barres.

Cette courbe est construite à partir des moments maximums obtenus dans 7 sections courantes de la poutre. Afin d'approcher au mieux les série de points de la courbe, une courbe

d'ajustement Polynomiale est construite en utilisant le logiciel OriginPro 8.5.1 comme il est illustré sur la figure 4.10.

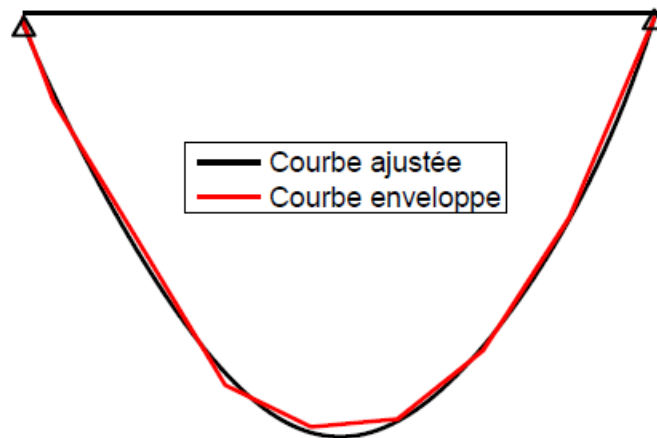


Fig. 4.10. Courbe enveloppe ajusté des moments à l'ELU

4.6.4. Tracé de l'épure

La figure 4.11 représente l'épure d'arrêt des barres déterminée après la construction de la courbe enveloppe (courbe noir), la courbe enveloppe décalée (courbe rouge) et le diagramme des moments résistants en bleu. On constate que les moments résistants sont supérieurs aux moments sollicitants dans toutes les sections. La poutre est bien dimensionnée vis-à-vis de l'ELU de flexion.

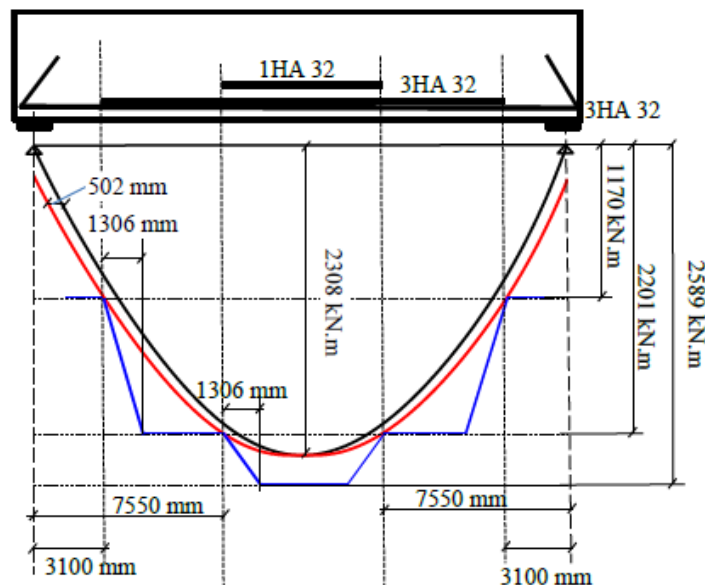


Fig. 4.11. Epure des arrêts de barres

4.7. Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

L'aire des armatures inférieures au niveau des appuis doit au moins être β_2 fois l'aire des armatures présente en travée (Art 9.2.1.4(1) de l'EC2-1-1). La valeur recommandée est $\beta_2 = 0.25$. Sur appui nous avons $A_{s,appui} = 24.32 \text{ cm}^2 > A_{s,travée}/4 = 14.07 \text{ cm}^2$. La condition est donc satisfaite.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude nous a permis de nous approcher tout peu du domaine pratique ainsi que de nous initier avec les calculs d'un ouvrage d'art. D'autres parts, ce travail nous a permis à modéliser l'ouvrage et voir son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations. Outre de ça, de bien maîtriser le logiciel SAP2000 V14 ainsi que ceux de la base à l'instar de Microsoft Office.

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite et nul n'est omniscient.

Enfin, ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre cycle de formation, ainsi que de bénéficier des connaissances et l'expérience des gens du domaine.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] EN 1992-1-1 : Eurocode 2 : Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Octobre 2005.
- [2] EN 1992-2 Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 2: Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives, Décembre 2004.
- [3] NF EN 1990/A1 (P06-100-1/A1) : Eurocodes structuraux, Bases de calcul des structures. Annexe A2, Application aux ponts. Juillet 2006.
- [4] EN 1991-1 : Eurocode 1: Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments, Mars 2003.
- [5] EN 1991-2 : Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic, Septembre 2003.
- [6] EN 1992-1-1 : Eurocode 2, Calcul des structures en béton. Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments. Octobre 2005.
- [7] EN 1992-2 : Eurocode 2, Calcul des structures en béton. Partie 2, Ponts en béton, Calcul des dispositions constructives. Mai 2006.
- [8] Cahier des prescriptions communes applicable aux marchés des travaux publics relevant des services de l'équipement, Fascicule 61 Titre V - conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, Fascicule n° 77-647, Editions du journal officiel, 22 juin 1977.
- [9] Eurocodes 0 et 1 Application aux ponts routes et passerelles. Publications Sétra, Janvier 2010.
- [10] NF EN 1990 (P06-100-1) : Eurocodes structuraux, Bases de calcul des structures. Mars 2003.
- [11] Paillé, J.M. Calcul des structures en béton guide d'application de l'Eurocode 2, Eyrolles 2016.
- [12] NF EN 1992-1-1/NA (P18-711-1/NA) : Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1. Mars 2007
- [13] Perchat. J., Eurocode 2. Béton armé Vérification des états-limites ultimes. Techniques de l'Ingénieur, C 2 331.
- [14] Perchat, J., Eurocode 2. Béton armé Vérification des états-limites de service. Techniques de l'Ingénieur, C 2 332.
- [15] Multon. S. , Béton armé Eurocode 2, INSA de Toulouse 2012.
www-lmdc.insa-toulouse.fr/pres/mastergc/.../EC2_M2P_COAB_Multon_2012.pdf.

- [16] Roux. J. , Maîtrise de l'Eurocode 2, Eyrolles 2009.
- [17] Vigné J.F. (2013), cours de béton arme aux eurocodes partie 1.
<https://www.scribd.com/document/.../16-11-2012-08-19-36-Cours-de-BA-partie-1-1>
- [18] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008,
Ministère des travaux publics, Alger 2008.