



République Tunisienne
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tunis El Manar
École nationale d'ingénieurs de Tunis



Département de Génie Civil

RAPPORT DU PROJET DE FIN D'ANNÉE II

Justification des poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant : comparaison entre l'Eurocode 2 et les règles BAEL 99

Réalisé Par

Fares FRIKHA (*2AGC2*)

et

Meher BEN YAHYA (*2AGC1*)

Encadré Par

M. Karim MILED

Remerciements

C'est avec un grand plaisir que nous réservons cette page, en signe de gratitude et de profonde reconnaissance, afin d'exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué au bon déroulement de ce projet et son achèvement dans les meilleures conditions.

Nous remercions en premier lieu Monsieur « Karim MILED » pour nous avoir fait l'honneur de diriger notre projet de fin d'année , pour toute l'attention qu'il nous a portée, pour son assistance permanente et pour n'avoir épargné aucun effort pour nous mettre sur la bonne voie.

Aussi nos remerciements vont aux cadres du département de génie civil de l'ENIT, qui nous ont permis de réaliser ce projet de fin d'année pour consolider nos connaissances théoriques.

Table des matières

Introduction générale	1
1 Hypothèses générales et bases de calcul du béton armé : comparaison entre le BAEI et l'EC2	3
1.1 Introduction	4
1.2 Caractéristiques des matériaux	4
1.2.1 Béton	4
1.2.2 Acier	8
1.2.3 Béton Armé	10
1.2.4 Hypothèses et bases de calcul	11
1.3 Actions et Combinaisons d'actions	12
1.3.1 Actions	12
1.3.2 Combinaison d'action	14
1.4 Conclusion	14
2 Principe et méthodes de justification des poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant : Comparaison entre le BAEI et l'EC2	15
2.1 Introduction	16
2.2 Modèle de calcul en l'absence de fissuration du béton par cisaillement : armature d'effort tranchant non requises	17
2.2.1 Les éléments non concernés	17
2.2.2 Les valeurs d'efforts tranchants de référence	17
2.3 Modèle de calcul après fissuration du béton par cisaillement- traction : armatures d'âmes sont nécessaires	18
2.4 Justification d'une section courante à l'effort tranchant	20
2.5 Dispositions constructives	21
2.5.1 Selon le BAEI	22
2.5.2 Selon l'EC2	22
2.6 Justification des sections d'appuis	23

2.6.1	Appui simple d'about (appui de rive)	23
2.6.2	Appui intermédiaire	27
2.6.3	Jonction hourdis nervure	28
2.6.4	Poutres à talon : liaison talon âme	29
2.7	Conclusion	30
3	Exemple d'application	31
3.1	Introduction	32
3.2	Données	32
3.3	Dimensionnement	33
3.3.1	Calcul manuel	33
3.3.2	Calcul automatique à l'aide du logiciel Arche	37
3.4	Conclusion	40
	Conclusion générale	41
	Références bibliographiques	42
	Annexes	43

Table des figures

1.1	Diagramme de la contrainte en fonction du déformation Béton : BAEL	7
1.2	Diagramme de la contrainte en fonction du déformation Béton : EC2	8
1.3	Acier coupés – façonnées	9
1.4	Diagramme de la contrainte en fonction du déformation Acier : BAEL	10
1.5	Diagramme de la contrainte en fonction du déformation Acier : EC2	10
2.1	Fissuration d’une poutre sur 2 appuis simple	16
2.2	Treillis de Mörsch	19
2.3	Ancrage droit / Ancrage courbe	24
2.4	Ancrage forfaitaire	25
2.5	Appui de Rive	26
2.6	Détails poutre à talon : BAEL[7]	30
2.7	Détails poutre à talon : EC2 [6]	30
3.1	Poutre en béton armé de section en T [7]	32
3.2	Saisie de l’exemple BAEL	38
3.3	Vérification de l’appui de rive BAEL	38
3.4	Saisie de l’exemple EC2	39
3.5	Vérification de l’appui de rive EC2	40
3.6	Plan de Ferrailage BAEL	44
3.7	Plan de ferrailage EC2	45

Liste des tableaux

1.1	Caractéristiques du béton : Analogie BAEL99-EC2	5
1.2	Valeurs des contraintes en fonction du déformation Béton : EC2 [4]	8
1.3	Caractéristiques de l'acier : Analogie BAEL99-EC2	9
1.4	Valeurs liées au diagramme de la contrainte en fonction du déformation Aciers : EC2	10
1.5	Différents types d'actions : Analogie BAEL99-EC2	12
1.6	Différents types de combinaisons d'actions : Analogie BAEL99-EC2	13
1.7	Valeurs des coefficients des charges d'exploitation	14
1.8	Valeurs des coefficients des charges climatiques	14
2.1	Les vérifications pour une section courante à l'effort tranchant : BAEL99-EC2	20
2.2	Calcul d'espacement (modèle de Caquot)[6]	22
2.3	Justification d'ancrage d'armatures d'un appui intermédiaire : BAEL-EC2	27
2.4	Vérification de la compression d'un appui intermédiaire : BAEL-EC2	27
2.5	Vérification au risque de séparation de l'âme et la table : BAEL-EC2	28
2.6	Justification de poutres à talon : Analogie BAEL et EC2	29
3.1	Calcul de l'effort tranchant : BAEL99-EC2	33
3.2	Vérification d'armatures de l'effort tranchant : BAEL-EC2	33
3.3	Vérification du béton de l'âme : BAEL99-EC2	33
3.4	Vérification des armatures de l'âme : BAEL99-EC2	34
3.5	Vérification des charges concentrées au voisinage des appuis : BAEL99-EC2	34
3.6	Calcul du diamètre : BAEL99-EC2	35
3.7	Calcul de l'espacement : BAEL99-EC2	35
3.8	Calcul du liaison table-nervure : BAEL99-EC2	36
3.9	Calcul des sections d'appuis de rive : BAEL99-EC2	37

Introduction générale

En France, la circulaire du 20 octobre 1906 pose les premiers fondements techniques du béton armé qui est considéré parmi les matériaux de construction classiques. En effet cette réglementation s'est appuyé au début sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles ($\sigma < \sigma_{\text{adm}}$) qui sera remplacée par les règles : BA45, BA60, CCBA68, BAEL80, BAEL83, BAEL90 et enfin BAEL91 (révisé en 1999).

En 1975, la commission des communautés européennes décida d'harmoniser les méthodes et règles de calcul des structures de génie civil en lançant la rédaction des "*Eurocodes*" qui sont des normes européennes de conception et de calcul des structures. En 1989, la commission transféra au comité européen de normalisation (CEN) la prise en charge de la rédaction des Eurocodes, qui seront organisés 10 groupes de normes :

- 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 alliages d'aluminium.

La première version de l'Eurocode 2 dédié au calcul des structures en béton , est parue en 1992 sous forme de norme provisoire (ENV 1992-1) et fut reprise comme norme expérimentale par l'AFNOR. En effet elle devait pouvoir servir d'alternative aux règles BAEL99, mais fut très peu utilisée. La nouvelle version connue sous le nom EN 1992 ou EC2 est différente de la version ENV,

elle est le résultat de nombreuses discussions et forme un ensemble cohérent et complet.

L'EC2 comporte 3 parties :

- Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu.
- Partie 2 : Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives.
- Partie 3 : Silos et réservoirs.

L'Eurocode 2 est la norme utilisée dans les pays de l'union européenne depuis début 2006, en effet elle a remplacé les règles BAEL99 pour le béton armé et BPEL99 pour le béton précontraint en mars 2010. [3]

En Tunisie, nous continuons jusqu'aujourd'hui à utiliser principalement le règlement BAEL 99 pour la conception et le calcul des structures en béton, mais ce dernier devra être remplacé normalement par l'EC2 dans les années à venir.

Dans ce contexte, notre projet de fin de deuxième année (PFA2) propose de dresser une comparaison entre les méthodes de calcul ou de justification des éléments en béton armé et principalement les poutres, vis-à-vis de l'effort tranchant selon le BAEL et l'EC2

Pour ce faire le présent rapport est organisé en trois chapitres. Dans le premier chapitre, nous allons étudier les hypothèses générales et les bases de calcul du béton armé selon le BAEL99 et l'EC2. Dans le deuxième chapitre, nous allons présenter le principe et les méthodes de justification des poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant selon le BAEL et l'EC2. Dans le troisième chapitre, nous allons appliquer ce principe et ces méthodes de justification selon le BAEL et l'EC2 au dimensionnement, d'abord manuel et ensuite automatique ou numérique moyennant le logiciel "Arche", d'une poutre en béton armé soumise à la flexion simple vis-à-vis de l'effort tranchant.

HYPOTHÈSES GÉNÉRALES ET BASES DE CALCUL DU BÉTON ARMÉ : COMPARAISON ENTRE LE BAEI ET L'EC2

Plan

1	Introduction	4
2	Caractéristiques des matériaux	4
3	Actions et Combinaisons d'actions	12
4	Conclusion	14

1.1 Introduction

Les règlements de calcul du béton armé, ont été les premières à intégrer pleinement les modèles de comportement non linéaire des matériaux. Ces règles ont ensuite évolué en BAEL83, BAEL91 et BAEL91 (révisées 99), ensuite un nouveaux projet européen ambitieux intitulé "Eurocodes" est apparu, en effet ce sont des normes structurales regroupées en dix groupes , dont l'EC 2 vise à encadrer les méthodes de calcul des structures en béton.

La comparaison entre le BAEL et l'EC2 se limite seulement pour le cas du calcul des sections des bâtiments. Cette différence se manifeste sur :

- Caractéristiques du béton et de l'acier.
- Combinaisons d'action.
- Dimensionnement vis-à-vis de la flexion.
- Dimensionnement vis -à-vis de l'effort tranchant.

1.2 Caractéristiques des matériaux

1.2.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé à l'échelle mondiale. Celui-ci est un matériau composite, il est formé principalement par du granulat (gravier), de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

Les caractéristiques du béton sont :

- Facile à fabriquer.
- Nécessite peu d'entretien ainsi que les ressources nécessaires pour sa fabrication existent dans de nombreux pays en grandes quantités.
- Il dure très longtemps et résiste bien au feu et aux actions mécaniques usuelles.
- Béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression noté f_{c28} ou f_{ck} (selon le BAEL et l'EC2 respectivement). Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression à l'âge de 28 jours.

Le tableau ci-dessous illustre les différentes caractéristiques du béton selon BAEL et l'EC2 :

Tableau 1.1: Caractéristiques du béton : Analogie BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<u>Résistance à la compression</u>	
Mesurée par compression axiale de cylindres droits de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm.	
<p>Valeur de sa résistance caractéristique à la compression : elle est la résistance à la compression à j jours, est calculée par la relation suivante :</p> <p>- j < 28 jours :</p> $f_{cj} = \frac{j f_{c28}}{4.76 + 0.83j} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ $f_{cj} = \frac{j f_{c28}}{1.4 + 0.95j} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ <p>- j > 28 jours :</p> $f_{cj} = f_{c28}$ <p style="text-align: center;">(voir figure 1.1)</p>	<p>f_{ck} : résistance caractéristique à 28 jours</p> <p>f_{cm} : la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de 28 jours</p> <p>$f_{cm}(t)$: la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de t jours :</p> $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$ <p>La résistance à la compression à t jours, est calculée par la relation suivante :</p> <p>- 3 < t < 28 : $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$</p> <p>- t > 28 : $f_{ck}(t) = f_{ck}$</p> <p>Avec :</p> <p>- $\beta_{cc}(t)$: un coefficient qui dépend de l'âge t du béton := $\exp \left[s \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right]$</p> <p>- s : coefficient qui dépend du type de ciment :</p> <p>= 0,20 : ciment de classe de résistance R</p> <p>= 0,25 : ciment de classe de résistance N</p> <p>= 0,38 : ciment de classe de résistance S</p> <p style="text-align: center;">(voir figure 1.2 et tableau 1.2)</p>
<u>Résistance à la traction</u>	
La résistance du béton à la traction n'est pas déterminée par des essais, elle peut être définie conventionnellement par la relation suivante :	
<p>- si $f_{c28} < 60 \text{ MPa}$:</p> $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$	<p>- t < 28 jours :</p> $f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3}$ <p>- t > 28 jours :</p> $f_{ctm} = \max \left[\left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right]$

<p align="center"><u>Module instantané de déformation longitudinale</u></p> <p>Le module de déformation instantané du béton est le module d'élasticité sécant de la courbe contrainte-déformation du béton. C'est le module des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures pour le jour $j < 28$.</p>	
<p>Le module de déformation instantané : E_{ij} :</p> $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$	<p>Le module sécant moyen : E_{cm} :</p> $E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{3} \right)^{0.3}$
<p align="center"><u>Module différé de déformation longitudinale</u></p> <p>Pour des chargements de longue durée, on utilisera le module différé de déformation qui prend en compte les déformations de fluage du béton en fonction du jour j.</p>	
<p>Le module de déformation différé : E_{vj} :</p> $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$	<p>Le module de déformation différé : $E_{c,eff}$:</p> $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))}$ <p>avec : $\varphi(\infty, t_0)$: coefficient de fluage</p>
<p align="center"><u>Fluage</u></p> <p>C'est un raccourcissement progressif du béton sous la contrainte constante de compression. Ce phénomène se poursuit pendant des décennies avec une vitesse décroissante.</p>	
<p>La déformation due au fluage au bout d'un temps t_l après la mise en charge ε_{fl} :</p> $\varepsilon_{fl} = \varepsilon_i k_s (0.4 + k_c k_{tl}) f(t - t_l)$ <p>- ε_i : déformation instantanée au temps t_l</p> <p>- $k_s = \frac{1}{1+20\rho_s}$</p> <p>- $k_c = \frac{120-\rho_h}{30} + \frac{2}{3} \left(\frac{100-\rho_h}{20+r_m} \right)$</p> <p>- $k_{tl} = \frac{100}{100+t_l}$</p> <p>- $f(t - t_l) = \frac{\sqrt{t-t_l}}{5\sqrt{r_m} + \sqrt{t-t_l}}$</p> <p>- $t - t_l$: la durée du chargement en jours</p> <p>- ρ_h : l'humidité relative</p> <p>- ρ_s : section d'armatures</p> <p>- r_m : rayon moyen de la section</p>	<p>La déformation de fluage du béton à l'instant $t = \infty$ sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'instant t_0 : ε_{cc}</p> $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \left(\frac{\sigma_c}{E_0} \right)$ <p>Avec :</p> <p>- Si $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}(t_0)$:</p> <p>$\varphi(\infty, t_0)$: coefficient de fluage</p> <p>- Si $\sigma_c > 0.45 f_{ck}(t_0)$:</p> $\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp \left(1.5 \left(\frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)} - 0.45 \right) \right)$ <p>coefficient de fluage théorique</p>

Retrait	
C'est un raccourcissement spontané et progressif du béton en l'absence de toute contrainte. Ce phénomène est dû principalement à l'évaporation de l'excédent d'eau dégâchage non combinée au ciment dans la réaction d'hydratation.	
<p>Le retrait en fonction de j jours : $\varepsilon_r(t)$</p> $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t)$ <p>avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> - ε_r : retrait total final - $r(t) = 1/(t+9r_m)$ - r_m : rayon moyen de la section 	<p>Le retrait en fonction de t jours : $\varepsilon_{cs}(t)$</p> $\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$ <p>avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\varepsilon_{cd}(t)$: déformation due au retrait de dessiccation $\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}$ <ul style="list-style-type: none"> - $\varepsilon_{ca}(t)$: déformation due au retrait endogène $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$ <ul style="list-style-type: none"> - k_h : coefficient dépend du rayon moyen - $\varepsilon_{cd,0}$: valeur minimale du retrait - $\varepsilon_{ca}(\infty) : 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$ - $\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$

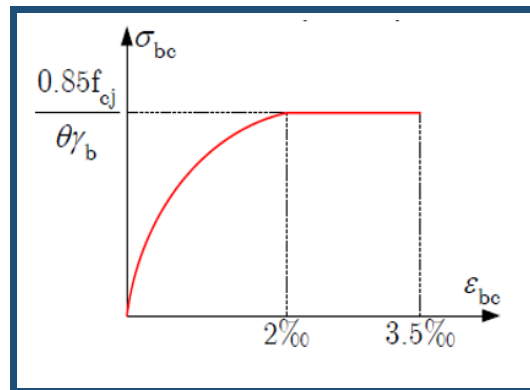


Figure 1.1: Diagramme de la contrainte en fonction de la déformation Béton : BAEL

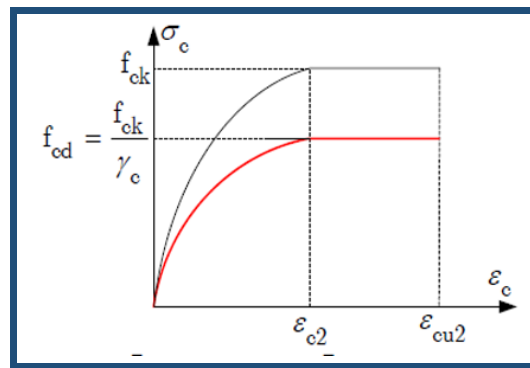


Figure 1.2: Diagramme de la contrainte en fonction du déformation Béton : EC2

Tableau 1.2: Valeurs des contraintes en fonction du déformation Béton : EC2 [4]

f_{ck}	$\leq 50\text{MPa}$	60MPa	90MPa
n	2	1.6	1.4
ε_{c2}	2‰	2.3‰	2.6‰
ε_{cu2}	3.5‰	2.9‰	2.6‰

1.2.2 Acier

L'acier est le matériau à utiliser pour obtenir les armatures du béton armé suite à des opération du dressage (pour les couronnes uniquement) : ces opérations sont de coupe, de façonnage et d'assemblage. Pour le béton armé, on distingue deux types d'acier selon leur composition chimique :

- L'acier au Carbone
- L'acier Inox

Les aciers se présentent sous formes de barres de grande longueur (souvent 12m) où de fils en couronnes. En béton armé, il en a trois formes :

- Barres droites lisses : diamètre entre 5 mm à 50 mm
- Barres droites à haute adhérence : diamètre entre 6 mm à 50 mm
- Fils à haute adhérence en couronne : diamètre entre 5 mm à 16 mm [5]

L'acier se caractérise par :

- Bonne résistance à la compression et à la traction
- Comportement élasto-plastique => **bonne ductilité**



Figure 1.3: Acier coupés – façonnées

Le tableau ci-dessous compare les différentes propriétés de l'acier selon le BAEL et l'EC2 :

Tableau 1.3: Caractéristiques de l'acier : Analogie BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<u>Résistance à la traction et à la compression de l'acier</u> L'acier se caractérise par une forte résistance à la traction et à la compression, en effet les essais donnent les diagrammes suivants :	
Limite d'élasticité f_e et déformation à la rupture ε_r : Barres à Haute Adhérence (HA) : - FeE400 $f_e = 400$ MPa et $\varepsilon_r \approx 0.14\%$ - FeE500 $f_e = 500$ MPa et $\varepsilon_r \approx 0.12\%$ Barres Ronds lisse (RL) : - FeE215 $f_e = 215$ MPa - FeE235 $f_e = 235$ MPa => grande déformation à la rupture avec $\varepsilon_r \approx 0.22\%$ (voir figure 1.4)	Deux types de diagramme contrainte-déformation : - Palier horizontal - Palier incliné 3 classes de ductilité pour les aciers : - Ductilité normale (A) - Haute ductilité (B) - Très haute ductilité (C) (voir figure 1.5)

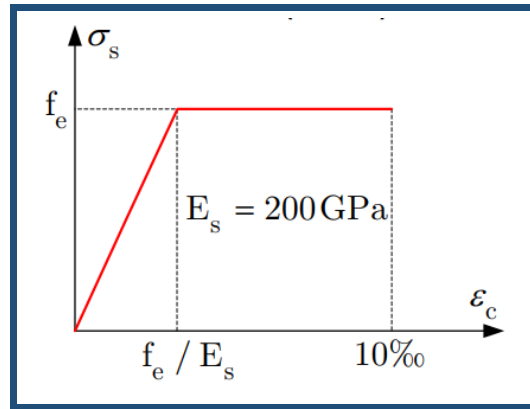


Figure 1.4: Diagramme de la contrainte en fonction du déformation Acier : BAEL

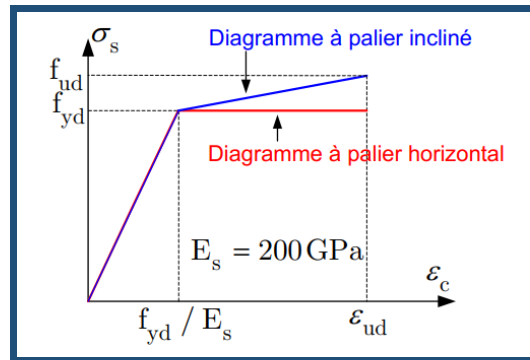


Figure 1.5: Diagramme de la contrainte en fonction du déformation Acier : EC2

Tableau 1.4: Valeurs liées au diagramme de la contrainte en fonction du déformation Aciers : EC2

Classe	f_{yd} (Mpa)	f_{ud} (MPa)	ϵ_{ud}
A	435	458	22,5‰
B	435	471	45‰
C	435	503	67,5‰

1.2.3 Béton Armé

L'association entre le béton et les armatures en acier nous donnent le béton armé qui est caractérisé par une très bonne résistance à la traction et une bonne ductilité.

En effet on ajoute au béton des armatures en acier qui travaillent à la fois à la traction et en compression car il à une faible résistance à la traction. D'autre part, le béton et l'acier sont des matériaux compatibles. Ceci est expliqué par les trois facteurs suivants :

- Coefficients de dilatation thermique proches (Béton de 7 à $12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ et Acier $\approx 11 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$).
- Adhésion parfaite entre les deux matériaux (Adhésion chimique, Rugosité des armatures,

Présence des nervures sur les armatures, ...).

- Corrosion des armatures empêchée par la présence du béton qui est un milieu basique.

— *Aventages du béton armé :*

- * Bonnes résistances à la compression, à la traction, au feu et à l'agression d'eau.
- * Bonne rigidité.
- * Prix bon marché (surtout par rapport à l'acier).
- * Entretien minimal et longue durée de vie.
- * Facilité de mise en œuvre : plusieurs formes (coques, arcs, ...).
- * Seul matériau disponible pour la plupart des fondations.

— *Inconvénients du béton armé :*

- * Retrait empêché du béton => Fissuration.
- * Fluage du béton => Déformations différées.
- * Matériau polluant (1 tonne CO₂/ 1 tonne ciment).
- * Variabilité de ses propriétés mécaniques selon la formulation et la mise en œuvre.
- * Nécessité du coffrage.

1.2.4 Hypothèses et bases de calcul

1.2.4.1 Hypothèses générales de calcul

- Hypothèse de Navier-Bernoulli => diagramme de déformation de la section linéaire.
- Adhérence parfaite entre l'acier et le béton=> l'acier et le béton adjacent ont la même déformation.
- Béton tendu négligé (dans le calcul de la résistance d'une section en béton).

Le BAEL et l'Eurocode se caractérisent par une approche semi-probabiliste, on doit alors :

- Définir le phénomène à éviter (rupture, fissuration, ...).
- Évaluer la gravité du risque qui lui est lié.
- Réduire les dispositions pour que la probabilité d'occurrence de ce phénomène soit ramenée à une valeur suffisamment faible pour être acceptée.

1.2.4.2 Les état-limites

Un état limite un état pour lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue 2 types d'état limite :

- Etat limite ultime *ELU*.
- Etat limite de service *ELS*.

Dans la suite on va s'intéresser uniquement à l'état limite ultime ELU qui met en jeu la sécurité des biens et des personnes. En BAEL il s'agit de **ELUR** (*ELU de Résistance*), tandis qu'en EC il s'agit de **ELU-STR** (*résistance de structure*).

1.3 Actions et Combinaisons d'actions

1.3.1 Actions

On s'intéresse au cas des combinaisons de calculs à l'état limite ultime pour les bâtiments.

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure. On peut classer les actions selon leur variation dans le temps.

Tableau 1.5: Différents types d'actions : Analogie BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<u>Actions Permanentes</u>	
Les actions permanentes, G , où leurs intensités sont constantes ou peu variables dans le temps. Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa moyenne, il faut en tenir compte en introduisant une valeur maximale (défavorable) G_{max} et une minimale (favorable) G_{min} .	Les actions permanentes, G_k , ont une durée d'application continue et égale à la durée de vie de la structure. Si les variations sont faibles, on leur attribue une valeur caractéristique unique G_k (poids propre). S'il y a des incertitudes concernant la valeur de l'action permanente, on définit deux valeurs caractéristiques : une supérieure $G_{k,sup}$ et une inférieure $G_{k,inf}$, qui sont déterminées de telle façon que la probabilité pour que la valeur réelle de l'action les dépasse soit inférieure à 5%.

Actions Variables	
<p>Les actions variables, Q, dont leurs intensités varient fréquemment dans le temps. On distingue :</p> <p>Les charges d'exploitation dont les valeurs représentatives sont fixées en fonction de l'intensité, de la durée d'application et de la nature des combinaisons. On aura une valeur :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Caractéristique Q_i - De combinaison $\psi_{0i} Q_i$ - Fréquente $\psi_{1i} Q_i$ - Quasi-permanente $\psi_{2i} Q_i$ <p>avec ψ_{0i}, ψ_{1i} et ψ_{2i} sont des coefficients tel que $\psi_{2i} < \psi_{1i} < \psi_{0i} < 1$</p> <p>(voir figure 1.5)</p> <p>Les charges climatiques dont on site :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Le Vent W - La Neige S - La Température T <p>(voir figure 1.6)</p>	
Actions Accidentelles	
Actions accidentelles, F_A : Séisme, choc, incendie.	<p>Actions accidentelles, A_d : choc, incendie.</p> <p>Actions sismiques : A_{Ed}.</p>

Tableau 1.6: Différents types de combinaisons d'actions : Analogie BAEL99-EC2

Coefficients	N°	Nature du local	
ψ_0	1	Tous les locaux, à l'exception des archives et des parcs de stationnement	0,77
	2	Parcs de stationnement et archives	0,90
ψ_1	1	Salles de réunions à places assises, halles diverses, salles d'exposition, salles de classe, restaurants, dortoirs	0,65
	2	Locaux non visés en 1 et 3	0,75
	3	Archives	0,90
ψ_2	1	Halles diverses, salles d'exposition, et autres locaux destinés principalement au transit des personnes. Salles de réunions, lieux de culte, salles et tribunes de sport, salles de danse et tout autre lieu avec places debout et utilisation périodique	0,25
	2	Salles de classe, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
	3	Locaux non visés en 1, 2 et 4	0,65
	4	Archives	0,80

Tableau 1.7: Valeurs des coefficients des charges d'exploitation

Nature des charges		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vent		0,77	0,2	0
Neige pour une altitude	≤ 500 m	0,77	0,15	0
	> 500 m	0,77	0,30	0,1
Variations uniformes de la température		0,6	0,5	0

1.3.2 Combinaison d'action

Tableau 1.8: Valeurs des coefficients des charges climatiques

BAEL	EC2
<u>Combinaison fondamentale</u>	
$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum_i^n 1,3\gamma_{Q_i}\psi_iQ_i$ avec $\gamma_{Q1} = 1.5$ (en général) où 1.35 (température, vent, ...) $\gamma_{Q_i} = 1.3$ si Q_i défavorable où 0 sinon	ELU-STR (Resistance de la structure) : $1.35G_{k\sup} (\text{ ou } G_{k\inf}) + 1.5Q_1 + \sum_i^n 1,3\gamma\psi_iQ_i$
<u>Combinaison accidentelle</u>	
$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_i^n \psi_{2i} * Q_{ik}$	Actions Accidentelles : $\sum_i^n G_{k,j} + A_d + (\psi_{11} \text{ ou } \psi_{21}) Q_{ki}, + \sum_i^n \psi_{2i}Q_{ki}$ Actions Sismiques : $\sum_i^n G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_i^n \psi_{2,i}Q_{kj}$

[1], [2]

1.4 Conclusion

On peut conclure alors que cette étude se limite donc à comparer entre les lois de comportement de calcul des matériaux acier et béton et au dimensionnement des poutres des bâtiments. Les chapitres suivants ont pour objectif l'étude des poutres vis à vis de l'effort tranchant et le traitement d'un exemple d'application de façon détaillée afin de faciliter la compréhension des méthodes de calcul proposées, en comparant celles de l'EC2 et du BAEL.

PRINCIPE ET MÉTHODES DE JUSTIFICATION DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ VIS-À-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT : COMPARAISON ENTRE LE BAEL ET L'EC2

Plan

1	Introduction	16
2	Modèle de calcul en l'absence de fissuration du béton par cisaillement : armature d'effort tranchant non requises	17
3	Modèle de calcul après fissuration du béton par cisaillement- traction : armatures d'âmes sont nécessaires	18
4	Justification d'une section courante à l'effort tranchant	20
5	Dispositions constructives	21
6	Justification des sections d'appuis	23
7	Conclusion	30

2.1 Introduction

Le dimensionnement d'une poutre à l'effort tranchant se fait directement à l'état de rupture (ELUR pour BAEL, ELU-STR pour l'EC2). En effet, pour une poutre en béton (sans armatures) fléchit, la rupture intervient brutalement pour des faibles valeurs de charge. Les fissures se forment lorsque les contraintes principales de traction atteignent la résistance du béton à la traction, pour remédier à cette insuffisance il faut qu'on coude les fissures, c'est-à-dire on va placer des barres d'acier là où se développent les contraintes de traction.

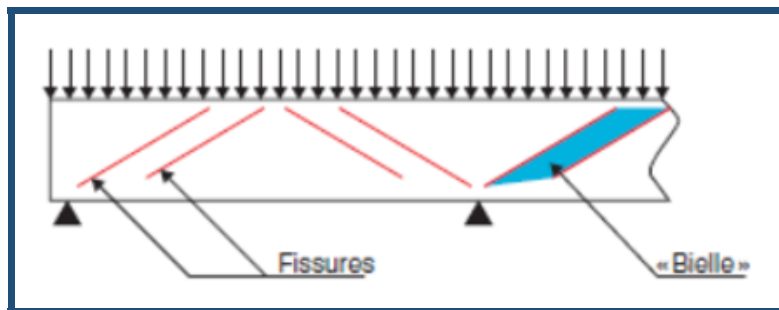


Figure 2.1: Fissuration d'une poutre sur 2 appuis simple

Armée d'aciers longitudinaux en partie tendue et transversaux (cadres), la poutre présente une résistance grandement améliorée. Donc pour éviter le risque de fissuration au voisinage des appuis (à 45°) on utilise des armatures d'âme.

Pour éviter le risque d'écrasement des bielles du béton on doit limiter la contrainte tangente.

Pour le dimensionnement, tous les calculs qui suivent sont à l'ELUR pour le BAEL99 et à l'ELU-STR pour l'EC2. En effet l'état limite ultime sous sollicitation tangente d'effort tranchant peut être atteint soit par compression excessive du béton des bielles comprimées, **ELU du béton de l'âme**, soit par dépassement de la résistance de calcul des armatures d'âme, **ELU des armatures d'âme**. Donc on a deux justifications à faire [6] :

- Au niveau des sections courantes (voisinage des appuis).
- Au niveau des sections ou des zones d'appuis de rive et intermédiaires (zone d'application d'efforts concentrés).

2.2 Modèle de calcul en l'absence de fissuration du béton par cisaillement : armature d'effort tranchant non requises

2.2.1 Les éléments non concernés

Pour les éléments où une distribution transversale des charges est possible (dalles pleines, nervurées ou alvéolées), il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant (pièces caractérisées par une largeur d'âme importante). De plus on les évite pour les éléments de faible importance, c'est-à-dire ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité de l'ouvrage (linteaux, portée inférieure à 2 mètres ...).

2.2.2 Les valeurs d'efforts tranchants de référence

2.2.2.1 Selon BAEL99

En effet, lorsque la contrainte tangente de référence $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$, le béton de l'âme n'est pas fissuré par cisaillement traction par conséquent les armatures d'âme ne sont pas nécessaires, avec :

- τ_u : Contrainte tangente conventionnellement.
- V_u : effort tranchant sollicitant.
- b_0 : largeur de l'âme.
- d : hauteur utile.
- f_{c28} : résistance caractéristique à la compression.
- γ_b : coefficient de sécurité = 1 pour les combinaisons accidentelles où 1.15 sinon.

2.2.2.2 Selon EC2

On remarque que l'EC2 utilise ou bien l'effort tranchant sollicitant de calcul V_{Ed} ou bien la contrainte tangente ultime conventionnelle v_{Ed} (les valeurs de ces contraintes sont introduites ci-dessous), avec :

- V_{Ed} : effort tranchant sollicitant
- v_{Ed} : contrainte tangente ultime conventionnelle
- $V_{Rd,c}$: effort tranchant résistant de calcul d'un élément sans armatures d'effort tranchant

- $V_{Rd,s}$ effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité.

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c1}, V_{Rd,c2})$$

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho_1 \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c2} = [v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

- $v_{\min} = 0.035k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}$
- $k = \min(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2)$
- $k_1 \sigma_{cp} = 0$ (on ne considère pas l'effort normal : $N_{Ed} = 0$)
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_b}$

La vérification de la compression des bielles se fait même si les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires; on doit alors vérifier que $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ (obtenue pour $\alpha = 90$) ou $V_{Rd,max}$ présente l'effort tranchant de calcul maximal pouvant être supporté par l'élément sans provoquer l'écrasement des bielles de béton comprimé. [6]

2.3 Modèle de calcul après fissuration du béton par cisaillement-traction : armatures d'âmes sont nécessaires

Lorsque $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ on se réfère au modèle du treillis généralisé (de Mörsch) qui impose deux conditions :

- Limitation de l'effort tranchant sollicitant de calcul V_{Ed} à une valeur $V_{Rd,max}$ définie par une limitation de la contrainte de compression dans les bielles de béton découpées par les fissures inclinées; cette condition fixe ainsi la largeur minimale de l'âme (b_0 ou b_w).
- Limitation de l'effort tranchant de calcul à une valeur $V_{Rd,s}$ définie par une limitation de la contrainte de traction dans l'armature d'effort tranchant et tenant compte d'un certain nombre d'effets secondaires. Cette condition fixe ainsi le pourcentage d'armatures d'effort tranchant nécessaire.

En effet, la théorie de Treillis de Mörsch modélise le fonctionnement mécanique d'une poutre en béton armé après la fissuration oblique comme celui d'un treillis, ces barres sont sollicitées uniquement à des efforts normaux soit de compression soit de traction. Ce treillis est constitué de :

- Une membrure comprimée est constituée par la zone comprimée de la poutre (béton en partie supérieur) : bielle
- Une membrure tendue est constituée par les armatures longitudinales tendues : tirants
- La hauteur : égale au bras de levier des forces internes z .

Les bielles de béton forment un angle θ avec la ligne moyenne de la poutre, alors que les armatures d'âme forment un angle α avec la ligne moyenne de la poutre.

Les paramètres de **Treillis de Mörsch** sont :

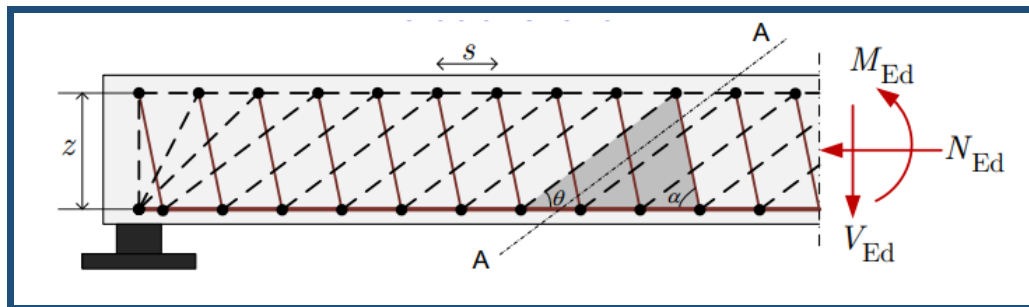


Figure 2.2: Treillis de Mörsch

— Selon le BAEL :

- L'angle des bielles est généralement égal à $\theta = 45^\circ$
- La hauteur : $z = 0.9d$

— Selon l'EC2 :

- L'angle des bielles θ est compris entre $21,8^\circ$ et 45°
- La hauteur : $z = 0.9d$

La règle des coutures généralisées se présente comme suit : Tout plan P soumis à un effort de glissement ultime g par unité de longueur doit être traversé par des armatures de couture qui sont inclinées en sens inverse de la fissuration probable, ou bien totalement ancrées de part et d'autre de ce plan. Dans le plan P à coudre on considère un élément plan de largeur (b_0 (BAEL) ou b_w (EC2)) qui est perpendiculaire au plan moyen et parallèle à la ligne moyenne, il est soumis à un effort de glissement longitudinal dans le plan P qui doit être équilibré par :

- Une force de compression, inclinée d'un angle θ sur P (compression des bielles de béton)
- Une force de traction, inclinée d'un angle α sur P (traction des armatures de couture)

La partie suivante du rapport est consacrée pour le dimensionnement des sections courantes et des sections d'appuis.

2.4 Justification d'une section courante à l'effort tranchant

Tableau 2.1: Les vérifications pour une section courante à l'effort tranchant : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<u>Contrainte tangentes de calcul</u>	
<p>Contrainte tangente conventionnellement :</p> $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ <p>b_0 : largeur de l'âme d : hauteur utile V_u : l'effort tranchant sollicitant de calcul</p>	<p>Contrainte tangente ultime conventionnelle :</p> $v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d}$ <p>b_w : largeur de l'âme d : hauteur utile V_{Ed} : l'effort tranchant sollicitant de calcul</p>
<u>Vérification du béton de l'âme : ELU du béton de l'âme</u>	
<p>1-Pour des armatures d'âme droite ($\alpha=90^\circ$)</p> <ul style="list-style-type: none"> · En Fissuration peu préjudiciable : $\tau_u < \tau_{ulim} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right)$ <ul style="list-style-type: none"> · En Fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\tau_u < \tau_{u,lim} = \min \left(0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right)$ <p>2-Armatures inclinées à 45°</p> $\tau_u < \tau_{u,lim} = \min \left(0, 27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7MPa \right)$ <p>3-$45^\circ < \alpha < 90^\circ$ Interpolation linéaire entre 1 et 2</p>	$V_u \leq V_{Rd,max} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ <ul style="list-style-type: none"> - v_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant $v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) (f_{ck} \text{ en } MPa)$ <ul style="list-style-type: none"> - $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_b}$ ($\gamma_b = 1.5$) - Les valeurs limites de θ sont données par $1 \leq \cot(\theta) \leq 2,5$, en béton armé : $\theta = 45^\circ$ généralement

<u>Vérification d'armatures d'âme requises</u>	
$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$ <ul style="list-style-type: none"> · A_t : la section d'armatures d'âme · s_t : espacement d'armatures d'âme · f_{tj} : résistance à la traction à j jours · $k=0$: en flexion simple et si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable ou s'il y a reprise de bétonnage non traité. · $k=1$: en flexion simple et si la fissuration est peu préjudiciable ou si la reprise de bétonnage est munie d'indentations dont la saillie atteint au moins 5mm · En flexion composée avec compression : $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ · En flexion composée avec traction : $k = 1 - \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ 	$\frac{A_{nv}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$ <ul style="list-style-type: none"> · A_{nv} : aire de la section des armatures d'effort tranchant · f_{yd} : limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant <p>On définit ensuite :</p> $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha)$ <p>Tel que : $V_{Ed} < V_{Rd,s}$</p> <p>Posons :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\tau_{red} = \frac{V_{Ed,red}}{0.9 b_w d}$ - $\tau^* = \frac{\tau_{red}}{v f_{cd}}$ · Si $\tau^* \leq 0,3348$; $\cot(\theta) \geq 2,5$ · Si $\tau^* > 0,3348$; $\cot(\theta) = 1 + \sqrt{1 - 4\tau^{*2}}$

2.5 Dispositions constructives

La répartition des armatures transversales pour les deux réglementes se fait en suivant le modèle de caquot qui est applicable uniquement pour les poutres de section constante et supportant des charges uniformément réparties. On commence par le calcul d'écartement initial (s_0) pour l'effort tranchant, en suite on choisie l'écartement de départ des armatures d'âme (s_t) inférieur à s_0 et choisie dans la suite : 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40 et 60 cm. Depuis l'abscisse $\frac{s_0}{2}$, on répète les espacements (de la suite) avec un nombre de répétitions de $l'_0 + \frac{d}{s_0}$ pour le 1er espacement, ensuite de l'_0 ($l'_0 = l_0 - d$) .

Si le nombre de répétitions n'est pas entier, le nombre de répétitions cumulé depuis l'origine est arrondi à l'entier le plus voisin. Mais les vérifications de l'espacement sont différentes pour chaque règlement.

Tableau 2.2: Calcul d'espacement (modèle de Caquot)[6]

s	$\frac{s_0}{2}$	s_1	s_1
Nombre théorique de répétitions		$l'_0 + \left(\frac{d}{s_0}\right)$	l'_0
Nombre cumulé		$a l'_0 + \left(\frac{d}{s_0}\right)$	$2l'_0 + \left(\frac{d}{s_0}\right)$
Nombre arrondi		m_1	m_2
Nombre de répétitions		$n_1 = m_1$	$n_2 = m_2 - m_1$
Abscisses	$\frac{s_0}{2}$	$\frac{s_0}{2} + n_1 \cdot s_1$	$\frac{s_0}{2} + n_1 \cdot s_1 + n_2 \cdot s_2$

2.5.1 Selon le BAEL

On commence par fixer le diamètre ϕ_t des armatures d'âme, puis on détermine leur espacement maximal s_t .

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

. avec :

- ϕ_t : diamètres d'armatures d'âme longitudinale .
- s_t : espacement maximal des armatures d'âme est donné par : $S_t \leq \min[0.9d; 40\text{cm}]$.
- A_s : pourcentage minimal d'armatures d'âme : $A_s \geq \frac{A_t f_e}{b_0 s_t}$.

2.5.2 Selon l'EC2

Le choix des armatures transversales se fait comme pour le BAEL99, mais pour l'espacement maximal l'EC2 distingue entre l'espacement longitudinale et l'espacement transversale.

— L'espacement longitudinale maximal :

$$S_{t,\max} = \min [0.75d(1 + \cot(\alpha)); 15\phi_1]$$

.

- L'espacement transversale maximal :

$$S_{t,\max} = \min[0.75d; 60\text{cm}]$$

avec la pourcentage minimal d'armatures d'âme :

$$\frac{A_{sw}}{s} > \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w \sin \alpha$$
$$\rho_{w,\min} = \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

2.6 Justification des sections d'appuis

2.6.1 Appui simple d'about (appui de rive)

2.6.1.1 Ancrage d'armatures

Ce paragraphe nous renseigne sur les armatures inférieures longitudinales à prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) :

- Selon BAEL99 :

La section minimale à ancrer est donnée par

$$A_s \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

avec longueur d'ancrage droit nécessaire est :

$$l_S = \frac{V_u}{n_s \pi \phi \tau_{su}}$$

avec n_s : nombre de barres ancrées

- Si $l_s < a$: ancrage droit .
- Si $l_s > a$: ancrage courbe avec a largeur de la bielle d'about.

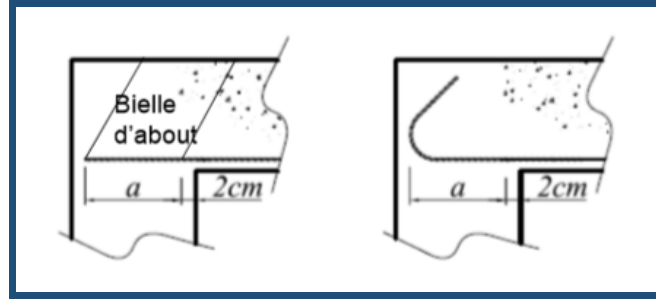


Figure 2.3: Ancrage droit / Ancrage courbe
[7]

- Selon l'EC2 :

L'effort de traction à ancrer peut-être déterminer en incluant l'effet de l'effort normal s'il existe, ou en appliquant la règle de décalage, en effet la section des armatures longitudinales qui équilibre l'effort tranchant est donnée par :

$$A_s \geq \frac{F_E}{f_{yd}}$$

avec :

$$F_E = \frac{V_{Ed} \frac{a_1}{z} + N_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{z}}{f_{yd}}$$

— M_{Ed} : moment fléchissant concomitant (nul sur appui simple d'about)

— $a_1 = 0.45d$ ($\theta = 45^\circ$ et $\alpha = 90^\circ$)

Pour $N_{Ed} = 0$ on obtient :

$$A_s \geq 0.45 \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} + \frac{M_{Ed}}{0.9d f_{yd}}$$

La longueur d'ancrage définie par :

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

avec :

- α_1 : coefficient qui prend en compte la forme de l'ancrage, $\alpha_1 = 1$ si droit où $\alpha_1 = 0.7$ si $c_d > 3\phi$.
- α_2 : coefficient qui prend en compte le confinement de l'enrobage du béton.
- α_3 : coefficient qui prend en compte l'influence du confinement par des armatures

transversales.

- α_4 : coefficient qui prend en compte l'influence d'un ou plusieurs aciers transversaux soudés.
- α_5 : coefficient qui prend en compte la présence d'une contrainte de compression transversale.

À titre de simplification l'EC2 permet de retenir la longueur d'ancrage :

$$l_{b,eq} = 0.7l_{bd,rqd}$$

avec

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

$$f_{bd} = 2.25n_1n_2f_{ctd}$$

Longueur minimale d'ancrage :

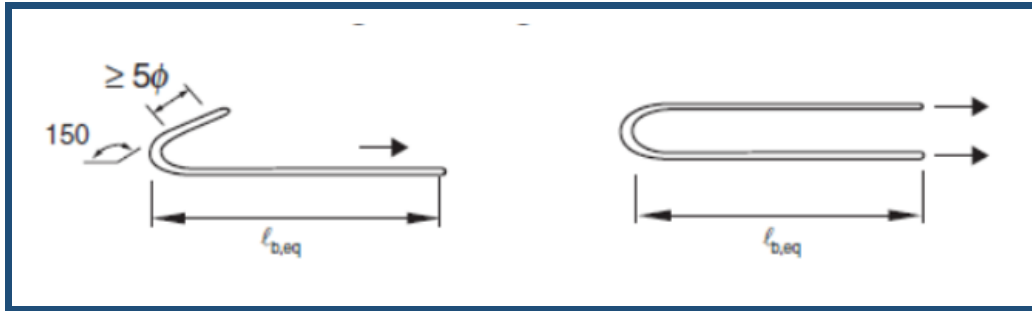


Figure 2.4: Ancrage forfaitaire

- Barres tendues : $l_{b,min} \geq \max(0.3l_{bd,rqd}; 10\phi; 100mm)$
- Barres comprimées : $l_{b,min} \geq \max(0.6l_{bd,rqd}; 10\phi; 100mm)$ [8]

2.6.1.2 Vérification de la compression des bielles d'about d'un appui de rive

• Selon le BAEL :

La condition du non écrasement par excès de compression de la bielle d'about est donner par :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab_0} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

• Selon l'EC2 :

Dans les nœuds soumis à compression et à traction, avec tirants ancrés dans une direction on doit vérifier que :

$$\sigma_{Rd} = [\max(\sigma_{Rd,1}; \sigma_{Rd,2})] \leq \sigma_{Rd,\max} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

avec :

- $\sigma_{Rd,1} = \frac{2V_{Ed}}{b_w a_1}$.
- $\sigma_{Rd,2} = \frac{2V_{Ed}}{b_w a_2 \sin \theta}$.
- $a_1 = a_{\text{appui}} - c_{\text{nom}} - 2S_0$.
- $a_2 = (a_1 + (\cot(\theta') (2S_0 + S))) \sin(\theta')$.
- S_0 : distance entre le bas de la poutre et l'entraxe de l'acier le plus bas.
- S : espacement entre les lits des aciers

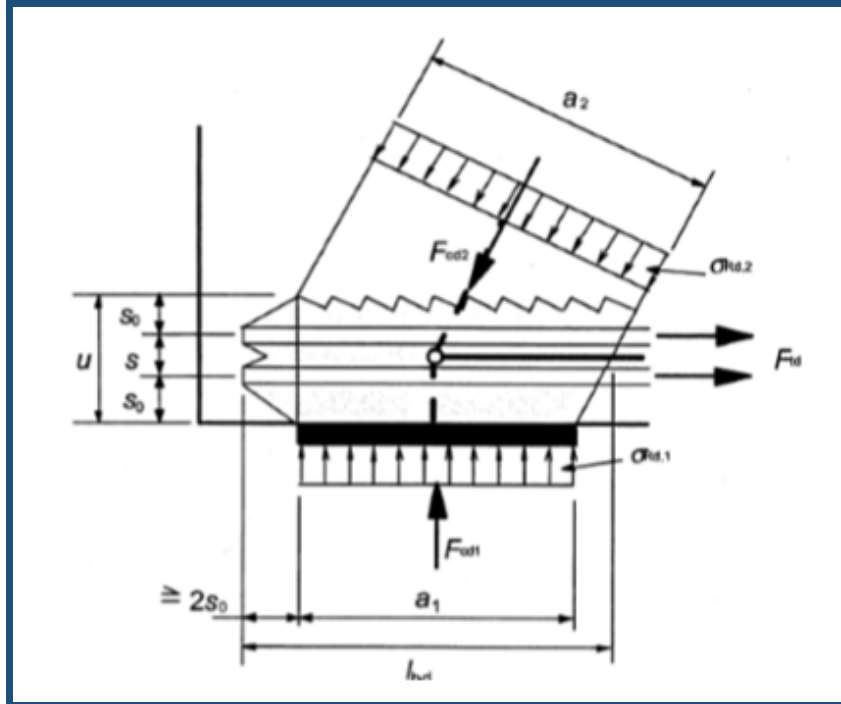


Figure 2.5: Appui de Rive

2.6.2 Appui intermédiaire

2.6.2.1 Ancrage d'armatures

Tableau 2.3: Justification d'ancrage d'armatures d'un appui intermédiaire : BAEL-EC2

BAEL	EC2
<u>Section minimale à ancrer</u>	
$A_s \geq \frac{\gamma_s \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)}{f_e}$ <p>M_u : valeur algébrique</p>	<p>Le calcul se fait de la même façon de celui d'un appui de rive :</p> $A_s \geq \frac{F_E}{f_{yd}} = \frac{V_{Ed} \frac{a_1}{z} + N_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{z}}{f_{yd}}$

2.6.2.2 Vérification de la compression d'un appui intermédiaire

Tableau 2.4: Vérification de la compression d'un appui intermédiaire : BAEL-EC2

BAEL	EC2
<u>Condition du non-écrasement par excès de compression de la bielle d'about</u>	
$\sigma_{bc} = \max \left(\frac{2V_{ug}}{ab_0} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; \frac{2V_{ud}}{ab_0} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right)$	$\sigma_{Rd} = [\max (\sigma_{Rd,1}; \sigma_{Rd,2}; \sigma_{Rd,3})] \leq \sigma_{Rd,max}$ $\sigma_{Rd,max} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ $\sigma_{Rd,1} = \frac{V_{Ed} + V_{Ede}}{b_w a_1}$ $\sigma_{Rd,2} = \frac{V_{Edw}}{b_w a_2 \sin \theta_w}$ $\sigma_{Rd,3} = \frac{V_{Ede}}{b_w a_3 \sin \theta_e}$ $a_1 = a_{appui} - c_{nom} - 2S_0$ $a_2 = (a_1 + (\cot (\theta'_w) (2S_0 + S))) \sin (\theta'_w)$ $a_3 = (a_1 + (\cot (\theta'_e) (2S_0 + S))) \sin (\theta'_e)$

2.6.3 Jonction hourdis nervure

On remarque qu'on a risque de séparation entre la table de compression et l'âme, sous l'action des contraintes de cisaillement d'où la nécessité de prévoir des armatures de couture droites.

Tableau 2.5: Vérification au risque de séparation de l'âme et la table : BAEL-EC2

BAEL	EC2
<u>Vérification de la compression des bielles de béton</u>	
<p>L'effort de glissement est donné par :</p> $g_u = \frac{V_u}{0.9d} \frac{(b - b_0)}{2b}$ <p>La contrainte tangente moyenne :</p> $\tau_u = \frac{g_u}{h_0}$ <p>La vérification de la compression des bielles est assurée si $\tau_u \leq \tau_{ulim}$</p>	<p>L'effort de glissement moyen par unité de longueur est défini par :</p> $g_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x}$ <p>avec :</p> $\Delta F_d = \Delta F \frac{b_{eff} - b_w}{2b_{eff}} Si M_{Ed} > 0$ $\Delta F_d = \Delta F \frac{A_{sl}}{A_s} Si M_{Ed} < 0$ <p>Δx : demi-distance du point de moment nul au point de moment maximal</p> <p>La contrainte tangente</p> $V_{Ed} = \frac{g_{Ed}}{h_f}$ <p>La vérification de la compression des bielles est assurée si : $V_{Ed} \leq v_1 f_{cd} \cos \theta_f \sin \theta_f$ avec :</p> <p>$1 \leq \cot(\theta_f) \leq 2$ dans les membrures comprimées</p> <p>$1 \leq \cot(\theta_f) \leq 1.25$ dans les membrures tendues</p>
<u>Section d'acier de couture</u>	
$\frac{A_c}{s_c} \geq \frac{V_u}{0.9d} \frac{(b - b_0)}{2bf_e} \gamma_s$	$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{V_{Ed} h_f}{f_{yd} \cot(\theta_f)}$

2.6.4 Poutres à talon : liaison talon âme

Il s'agit de poutres en T dont l'âme est élargie au niveau des armatures tendues, en effet il s'agit du risque de séparation entre l'âme et le talon sous l'action des contraintes de cisaillement d'où les armatures de couture droite nécessaires.

Tableau 2.6: Justification de poutres à talon : Analogie BAEI et EC2

BAEI	EC2
(voir figure 2.6)	(voir figure 2.7)
L'effort de glissement est donné par :	L'effort de glissement moyen par unité de longueur est défini par :
$g_u = \frac{V_u}{0.9d} \frac{A_{l1}}{A_l}$	$g_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x} = \Delta F_d \frac{A_{s1}}{A_s} \frac{1}{\Delta x}$
Section d'acier de couture :	Section d'acier de couture :
$\frac{A_c}{s_c} \geq \frac{V_u}{0.9d} \frac{\gamma_s A_{l1}}{f_e A_l}$	$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{g_{Ed}}{f_{yd} \cot(\theta_f)}$
avec :	avec :
- A_l : Section des aciers longitudinaux dans le talon entier	- A_{s1} : section des barres longitudinales situées dans une saillie du talon,
- A_{l1} : Section des aciers longitudinaux dans un demi-talon	- A_s : section de l'ensemble des barres longitudinales situées dans le talon.
- S_c : Espacement des cadres du talon	- A_{sf} : section d'une nappe d'acier de couture.
	- S_f : Espacement des nappes

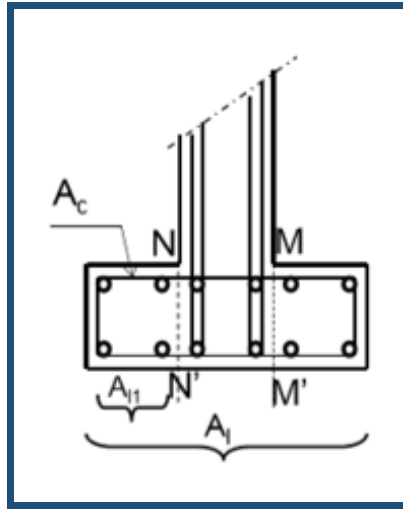


Figure 2.6: Détails poutre à talon : BAEL[7]

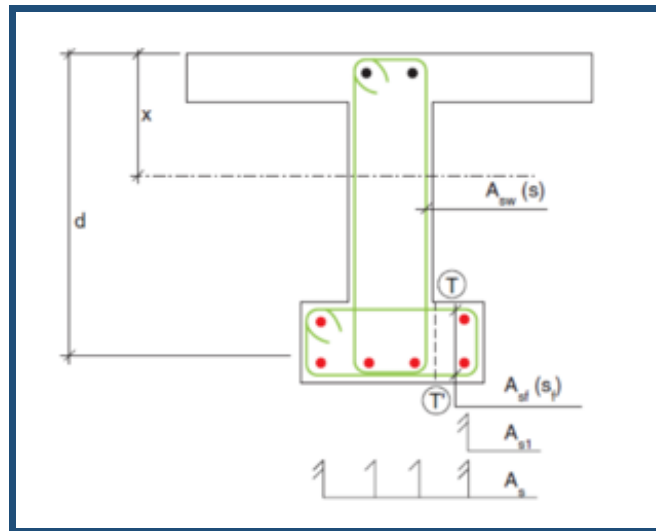


Figure 2.7: Détails poutre à talon : EC2 [6]

2.7 Conclusion

L'objectif majeur de cette étude était de faire une comparaison entre les deux règlements (BAEL et l'EC2) afin de justifier le comportement des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant. L'utilité de cette étude est illustré dans le chapitre suivant, qui traite un exemple pratique.

EXEMPLE D'APPLICATION

Plan

1	Introduction	32
2	Données	32
3	Dimensionnement	33
4	Conclusion	40

3.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de faire une étude manuel et automatique à l'aide de logiciel «**Arche**», d'une poutre soumise au cisaillement, en suivant le BAEL et l'EC2 et en comparant les résultats obtenues.

3.2 Données

On considère la poutre en béton armé suivante :

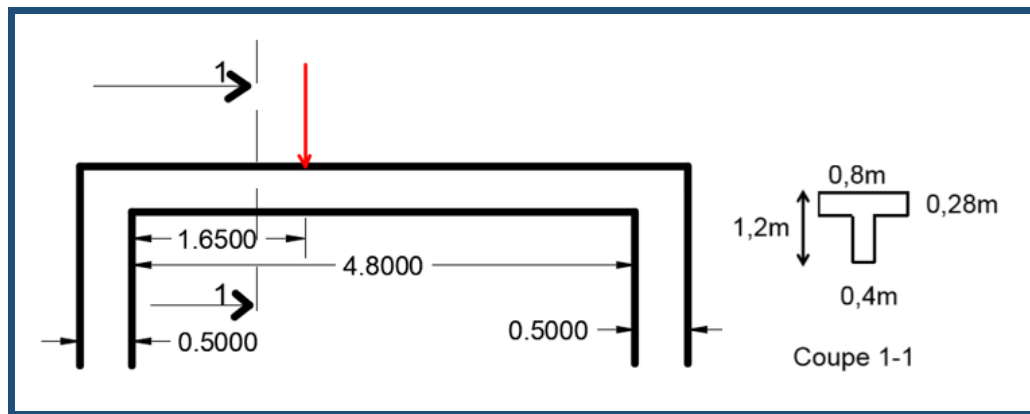


Figure 3.1: Poutre en béton armé de section en T [7]

Données et hypothèses de calcul :

- Action de calcul :
 - Charges permanentes + poids propre = 3T/ml
 - Charges d'exploitation = 0.8T/ml
 - Charges permanentes concentrés = 79T
 - Charges d'exploitation concertés = 23T
 - Duré d'application des charges > 24 heures
- Matériaux :
 - Béton : $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 - Acier : FeE 400 HA
 - Fissuration préjudiciable
 - Armatures d'âme droites
 - Reprise de bétonnage non traitée

3.3 Dimensionnement

3.3.1 Calcul manuel

- Calcul de l'effort tranchant

Tableau 3.1: Calcul de l'effort tranchant : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
$V_u = (1.35g + 1.5q)\frac{l}{2} + (1.35G + 1.5)\frac{(l-a)}{l}$ $= 1.052MN$	$V_{Ed} = (1.35g + 1.5q)\frac{l}{2} + (1.35G + 1.5)\frac{(l-a)}{l}$ $= 1.052MN$

- Armatures d'effort tranchant

Tableau 3.2: Vérification d'armatures de l'effort tranchant : BAEL-EC2

BAEL	EC2
$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 2.43\text{MPa}$ $\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$ $2.43 > 1.167$ $\Rightarrow \text{Armatures d'âme requises}$	$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,C} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \right] b_w d$ $= 0.45 \text{ MN}$ $V_{Rd,c2} = v_{min} b_w d = 0.13\text{MN}$ $\Rightarrow V_{Rd,c} = 0.45\text{MN} < V_{Ed}$ $\Rightarrow \text{Armatures d'âme requises}$

- Vérification du béton de l'âme (ELU du béton de l'âme)

Tableau 3.3: Vérification du béton de l'âme : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<p>Armature d'âme droite $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$</p> <p>Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_{ulim} =$</p> $\min\left(\frac{0.15 \cdot f(28)}{1.5}; 4\text{MPa}\right) =$ $\min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ $\Rightarrow \text{vérifié}$	$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{cd}}{250}\right) = 0.54$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.67\text{MPa}$ $b_w = 0.4\text{m}$ $z = 0.9d = 1.08\text{m}$ $\Rightarrow V_{Rdmax} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{2} = 1.75\text{MN}$ $\Rightarrow \text{vérifié}$

- Vérification de l'ELU d'armatures d'âme

Tableau 3.4: Vérification des armatures de l'âme : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<p>Armature d'âme droite $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$</p> <p>Fissuration préjudiciable $\Rightarrow k = 0$</p> <p>$\Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \frac{1.15\tau_{umax}b_0}{f_e} = 0.31\text{cm}^2/\text{cm}$</p> <p>Pourcentage minimale de non-fragilité :</p> <p>$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e} = 0.04\text{cm}^2/\text{cm}$</p> <p>$\Rightarrow$ vérifié</p>	<p>$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ydz}} = 0.311\text{cm}$</p> <p>Pourcentage minimale de non-fragilité :</p> <p>$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}b_w}{f_{yk}} = 0.046\text{cm}$</p> <p>$\Rightarrow$ vérifié</p>

- Vérification complémentaire pour les charges concentrée au voisinage des appuis. Il s'agit des forces localisées (vérification vis-à-vis le poinçonnement)

Tableau 3.5: Vérification des charges concentrées au voisinage des appuis : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<p>$P_u = 0.91\text{MN} \leq \frac{0.045u_c h f_{c28}}{\gamma_b} = 2.1412\text{MN}$</p> <p>$\Rightarrow$ vérifié</p> <p>u_c : Périmètre du contour défini</p>	<p>$V'_{Ed0} = V_g + V_q + \beta (V_G + V_Q) = 0.149\text{MN}$</p> <p>$\geq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha = 0.139\text{MN}$</p> <p>avec :</p> <p>$\beta = \max\left(\frac{a_v}{2d}; \frac{1}{4}\right)$</p> <p>$a_v$: la distance entre point d'application et l'appui</p> <p>\Rightarrow non vérifié</p>

- Choix du diamètre

Tableau 3.6: Calcul du diamètre : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
$\phi_t \leq \min \left(Q_l, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(1; \frac{120}{3.5}; \frac{40}{10} \right)$ $= 1 \text{ cm}$ $\Rightarrow \text{on choisi } \phi_t = 0.8 \text{ cm}$	$\phi_t \leq \min \left(Q_l, \frac{h}{35}, \frac{b_w}{10} \right) = \min \left(1; \frac{120}{3.5}; \frac{40}{10} \right)$ $= 1 \text{ cm}$ $\Rightarrow \text{on choisi } \phi_t = 0.8 \text{ cm}$

- Choix et vérification de l'espacement

Tableau 3.7: Calcul de l'espacement : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
<p>Le ferrailage transversal choisi précédemment pour cet exemple (1 cadre+3 étriers HA8) nous donne :</p> $A_t = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow s_t \leq \frac{A_t}{0,31} = 12.9 \text{ cm}$ $\Rightarrow \text{on choisi } s_t = 12 \text{ cm}$ <p>Vérification de l'espacement :</p> $s_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ $\Rightarrow \text{espacement vérifié}$	<p>Pour calculer le ratio $\frac{A_{sw} f_{yd} z}{V_{Ed}}$, on suppose que</p> $A_{sw} = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow s \leq \frac{A_{sw}}{0,31} = 12.8$ $\Rightarrow \text{on choisi } s = 12 \text{ cm}$ <p>Vérification de l'espacement longitudinale :</p> $s \leq \min(0.75d; 15\Phi) = 12 \text{ cm}$ $\Rightarrow \text{espacement longitudinale vérifié}$ <p>Vérification del'espacement transversal :</p> $s \leq \min(0.75d; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$ $\Rightarrow \text{espacement transversale vérifié}$

- Liaison table nervure

Tableau 3.8: Calcul du liaison table-nervure : BAEL99-EC2

BAEL	EC2
$g_u = \frac{V_U}{0.9d} \frac{(b - b_0)}{2b} = 0.26 MN.m$ $\tau_u = \frac{g_u}{h_0} = 1.238 MPa \leq \tau_{ulim} = 2.5 MPa$ <p>=> vérifié</p> <p>Section d'acier de couture :</p> $\frac{A_c}{s_c} \geq \frac{V_u}{0.9d} \frac{(b - b_0)}{2bf_e} \gamma_s = 0.0747 cm$ <p>Soit un cadre HA 8 => $A_c = 1.01 cm^2$</p> $s_c \leq \frac{1.01}{0.0747} = 13.38 cm^2$ <p>On prend $s_c = s_t = 12 cm$</p>	$g_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x} = 0.29 MN.m$ <p>Avec :</p> $\Delta F_d = \Delta F \frac{b_{eff} - b_w}{2b_{eff}} = 0.1755 MN$ <p>car $M_{Ed} > 0$</p> $\Delta F = F_{cd} - 0 \text{ Avec } F_{cd}$ $= \lambda b_{eff} \chi_u f_{cd} = 0.8 * 0.8 * 0.065 * 16.67$ $= 0.702 MN$ $\Delta x = \frac{1}{2} \frac{l_{eff}}{4} = 0.6 m$ $V_{Ed} = \frac{g_{Ed}}{h_f} = 0.24 MN \leq v_1 f_{cd} \cos \theta_f \sin \theta_f$ $\Rightarrow \sin 2\theta_f \geq \frac{2V_{Ed}}{v_1 f_{cd}} = 0.053 \Rightarrow \theta_f \geq 1.51^\circ$ $\Rightarrow \cot \theta_f \leq 38.18$ $1 \leq \cot \theta_f \leq 2$ <p>=> vérifié pour la membrure comprimée</p> <p>-</p> $\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{V_{Ed} h_f}{f_{yd} \cot(\theta_f)} = 0.041 cm$ <p>Soit un cadre HA8 => $A_{sf} = 1.01 cm^2$</p> $s_f \leq \frac{1.01}{0.041} = 24.63 cm^2$

- Justification des sections d'appuis de rive

Tableau 3.9: Calcul des sections d'appuis de rive : BAE99-EC2

BAEL	EC2
<p>Section minimale à ancrer :</p> $A_{st,ancr} \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = 30.25 \text{cm}^2$ $l_s = \frac{V_v}{n_s \pi \phi \tau_{su}}$ <p>Pour le 1er lit 5HA20=15.7cm² < 30.25 cm²</p> <p>$l_s=0.8\text{m} > a \Rightarrow$ ancrage courbe</p> <p>Pour le 2eme lit 5HA20=15.7 cm²</p> <p>$l_s = 0.8\text{m} > a \Rightarrow$ ancrage courbe</p> <p>$\Rightarrow A_{st} = 31.4\text{cm}^2 > A_{st, ancré}$</p> <p>$a = l_p - 0.02 - c = 0.45\text{m}$</p> <p>Condition de non écrasement :</p> $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab_0} = 10.52\text{MPa}$ $\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} = 13.3\text{MPa}$ $\Rightarrow \sigma_{bc} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} \Rightarrow \text{vérifié}$	$A_s = \frac{\Delta F_{Bd}}{f_{yd}} = 15.127\text{cm}^2$ <p>Avec $\Delta F_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{2}(\cot(\theta))$</p> <p>Pour le 1er lit 5HA20=15.7cm² > A_s</p> <p>$l_{b,rqd} = 40\phi = 80\text{cm} \Rightarrow l_{b,eq} = 56\text{cm} > a$</p> <p>$\Rightarrow$ ancrage courbe</p> <p>$a_1 = a_{apput} - c_{nom} - 2s_0 = 0.45\text{m}$</p> <p>$a_2 = (a_1 + (2s_0 + s)) \sin \theta = 0.68\text{m}$</p> <p>Condition de non écrasement :</p> $\sigma_{Rd1} = \frac{V_{Ed}}{a_1 b_w} = 5.84\text{Mpa}$ $\sigma_{Rd2} = \frac{V_{Ed}}{a_2 \sin(\theta) b_w} = 8.91\text{Mpa}$ <p>$\sigma_{Rd} = \text{Max}(\sigma_{Rd1}; \sigma_{Rd2}) = 8.91\text{Mpa}$</p> $\sigma_{Rd,max} = 0.85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 12.75\text{Mpa}$ <p>$\sigma_{Rd} \leq \sigma_{Rd,max} \Rightarrow \text{vérifié}$</p>

3.3.2 Calcul automatique à l'aide du logiciel Arche

Le but de cette étude est la modélisation numérique du fonctionnement de la poutre soumise à la flexion simple par le logiciel "ARCHE" et de vérifier les résultats obtenus ainsi que les plans de ferrailages pour les deux règlements étudiés.

3.3.2.1 Selon le BAEL

On commence d'abord par la saisie du cas étudié dans "Arche" poutre BAEL" tout en vérifiant les conditions imposées par l'exemple. On change la section rectangulaire en une section en T, la largeur des appuis indiquées et on charge la poutre dans les positions voulues.

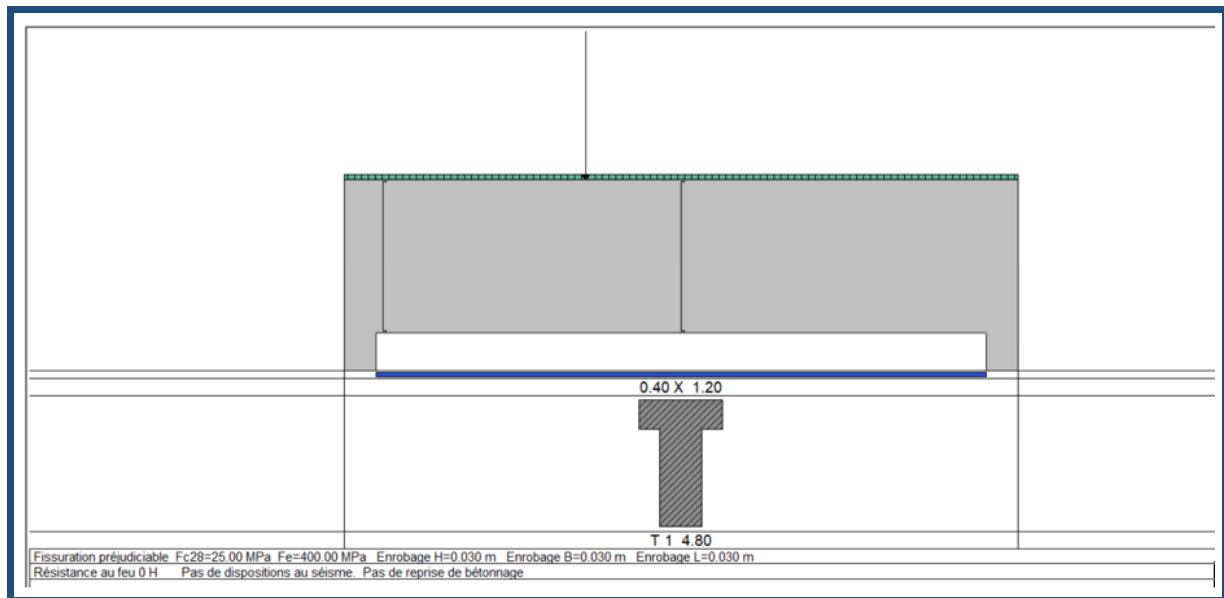


Figure 3.2: Saisie de l'exemple BAEL

Ensuite on vérifie les résultats obtenus manuellement en suivant le règlement par les notes de calcul obtenus par "Arche".

Poutre n°1 Niveau n°1		T 1 Nombre : 1	Analyse des vérifications sur appuis
Appuis G		Poutre T 1	
A Reel		32.15 cm²	
A Mini		29.95 cm²	
• Béton		11.58 MPa (ELU)	
• Maxi		13.33 MPa (ELU)	
Tu Reel		2.14 MPa (ELU)	
Tu Maxi		2.50 MPa (ELU)	
Réaction ELU-ELA		-1.042 MN (ELU)	

Figure 3.3: Vérification de l'appui de rive BAEL

On remarque que les résultats théoriques sont proches des résultats pratique, en effet :

$$V_{u,manuel}(A) = 1.052MN; V_{u,automatique}(A) = 1.042MN$$

$$\tau_{u,manuel} = 2.43\text{MPa}; \tau_{u,automatique} = 2.14\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc,manuel} = 10.52\text{MPa}; \sigma_{bc,automatique} = 11.58\text{MPa}$$

Le plan de ferrailage est fourni en annexe ; on obtient (voir la figure dans la page suivante) :

Pour le 1^{er} et le 2^{ème} lit, "Arche" utilise aussi 10 HA20 ; pour le cadre 26 HA6 et pour les étriers et 78 HA6. On remarque l'augmentation d'acier longitudinaux et 2 épingles.

L'espacement dans ce plan augmente en suivant le modèle ce caquot, on remarque qu'on commence à 9cm, puis 12 cm jusqu'à arriver à 30cm .

3.3.2.2 Selon l'EC2

Afin d'utiliser l'Eurocode2 on doit changer le règlement dans le menu environnement du "Graitec OMD", par suite on modélise notre exemple dans "BIM designers beam".

Après l'initialisation de toute les paramètres on obtient les résultats suivants :

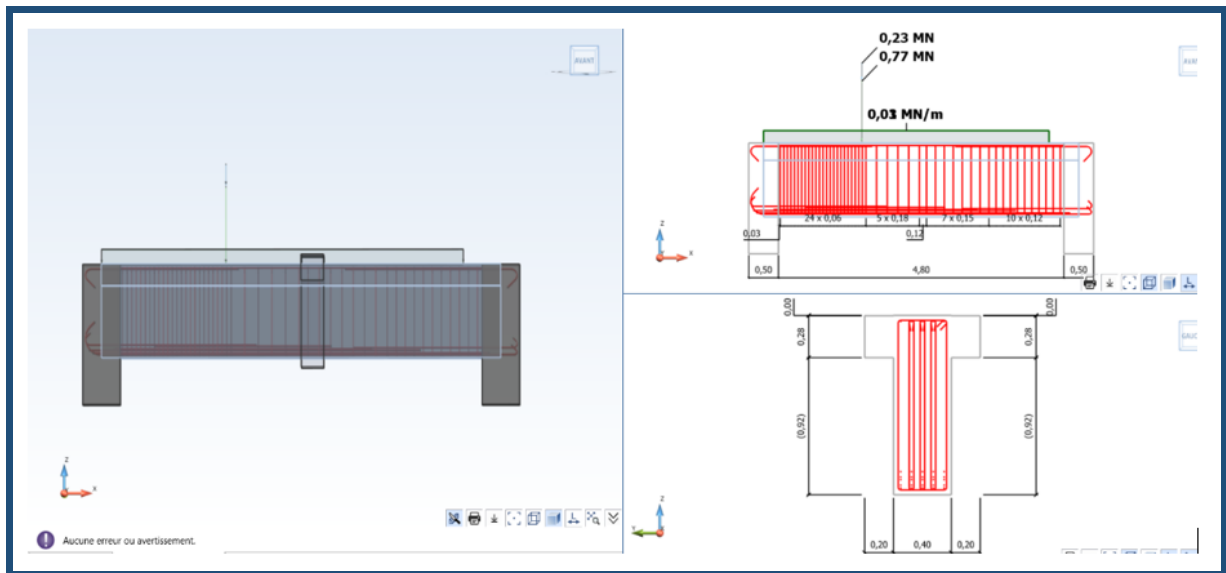


Figure 3.4: Saisie de l'exemple EC2

Ensuite on vérifie les résultats obtenus manuellement en suivant le règlement par les notes de calcul obtenus par "Arche".

Analyse des vérifications sur appuis - Appui gauche	
Appui gauche	T 1.1
Section d'aciers réelle	28,90 cm ²
Section d'aciers minimale	27,84 cm ²
Contrainte σ réelle	8,24 MN/m ² (ELU)
Contrainte σ maximale	12,75 MN/m ² (ELU)
Contrainte τ réelle	2,82 MN/m ² (ELU)
Contrainte τ maximale	4,50 MN/m ² (ELU)
Réaction ELU-ELA	-1,13 MN (ELU)

Figure 3.5: Vérification de l'appui de rive EC2

De même on remarque que les résultats théoriques obtenues manuellement et les résultats pratique sont proche et que "Arche" raisonne à partir de la contrainte tangente ultime conventionnelle

$$v_{Ed} = V_{Ed}/(b_w d)$$

$$v_{(Rd, max)} = V_{(Rd, max)}/(b_w d)$$

au lieu de raisonner de l'effort tranchant sollicitant de calcul :

$$V_{Ed,theo}(A) = 1.052 MN; V_{Ed,pratique}(A) = 1.13 MN$$

$$v_{Ed, manuel} = \frac{V_{Ed}}{b_w d} = 2.43 MPa; v_{Ed, automatique} = 2.82 MPa$$

$$v_{Rd, max, manuel} = \frac{V_{Rd, max}}{b_w d} = 4.05 MPa; v_{Rd, max, automatique} = 4.5 MPa$$

$$\sigma_{Rd, manuel} = 8.91 MPa; \sigma_{Rd, automatique} = 8.24 MPa$$

Pour le 1^{er} et le 2^{eme} lit, "Arche" utilise aussi 10 HA16, pour le cadre 48 HA6 et pour les étriers 144 HA6.

L'espacement pour ce modèle commence à 6cm, puis 18 cm ,12cm jusqu'à arriver à 15 cm .

Le ferrailage selon l'EC2 est de même en annexe.

3.4 Conclusion

L'exemple étudié et modélisé montre que le calcul en suivant les 2 règlements est proches, mais la justification de la poutre en suivant l'EC2 est plus économique pour le ferrailage.

Conclusion générale

Les Eurocodes sont appelés normalement à devenir le principal moyen de conception et de calcul des structures en Tunisie dans un futur très proche. En particulier, l'EC2 remplacera normalement les règles françaises BAEL91 modifiées 99 pour la conception et le calcul des structures en béton armé.

Ainsi, dans ce contexte général, notre projet de fin de deuxième année (PFA2) a essayé de dresser une comparaison entre les méthodes de calcul ou de justification des éléments en béton armé et principalement les poutres, vis-à-vis de l'effort tranchant selon le BAEL et l'EC2.

Cette comparaison a montré que les deux règlements sont basés sur la même méthode ou approche dite "*aux états limites*" et qu'ils utilisent pratiquement la même méthode de justification des poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant. Cette dernière est basée sur le modèle simplifié du treillis de Ritter-Morsh qui permet de modéliser le comportement d'une poutre soumise à la flexion et à l'effort tranchant après fissuration du béton par cisaillement-traction.

Par conséquent, nous avons montré à l'issue de cette comparaison que les résultats du calcul aussi bien manuel qu'automatique à l'aide du logiciel "Arche", d'une poutre en béton armé, suivant ces deux normes sont comparables voire très proches.

Finalement, nous suggérons alors que les bureaux d'étude tunisiens commencent à intégrer les Eurocodes dans le dimensionnement des structures en béton, non seulement pour connaître les différences qui existent entre les règlements mais aussi pour mieux se préparer à une éventuelle transition et s'ouvrir également aux appels d'offres internationaux.

Références bibliographiques

- [1] : BAEL. 91-99., Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Eyrolles, 2000.
- [2] : Norme européenne EN 1992-1-1. – Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. AFNOR, avr. 2004
- [3] : BOUDEBOUS Hadjar (2017), MEMOIRE, Université Larbi tébessi – Tébessa – Faculté des Sciences et de la Technologie,
- [4] : Quang Huy Nguyen, passage BAEL EC2 , INSA-Rennes, Forum scientifique Mars 2017
- [5] : Dimensionnement des structures en béton (2013)
www.infociments.fr/sites/default/files/article/fichier/CT-G12.63-71.pdf
- [6] : Jean Roux, Eurocode2.pratique de l'EC2
- [7] : K.Miled. Polycopié du cours Béton Armé, ENIT, 2019
- [8] : Jean-Marie Paillé, Eurocode2, calcul des structures en béton

Annexes

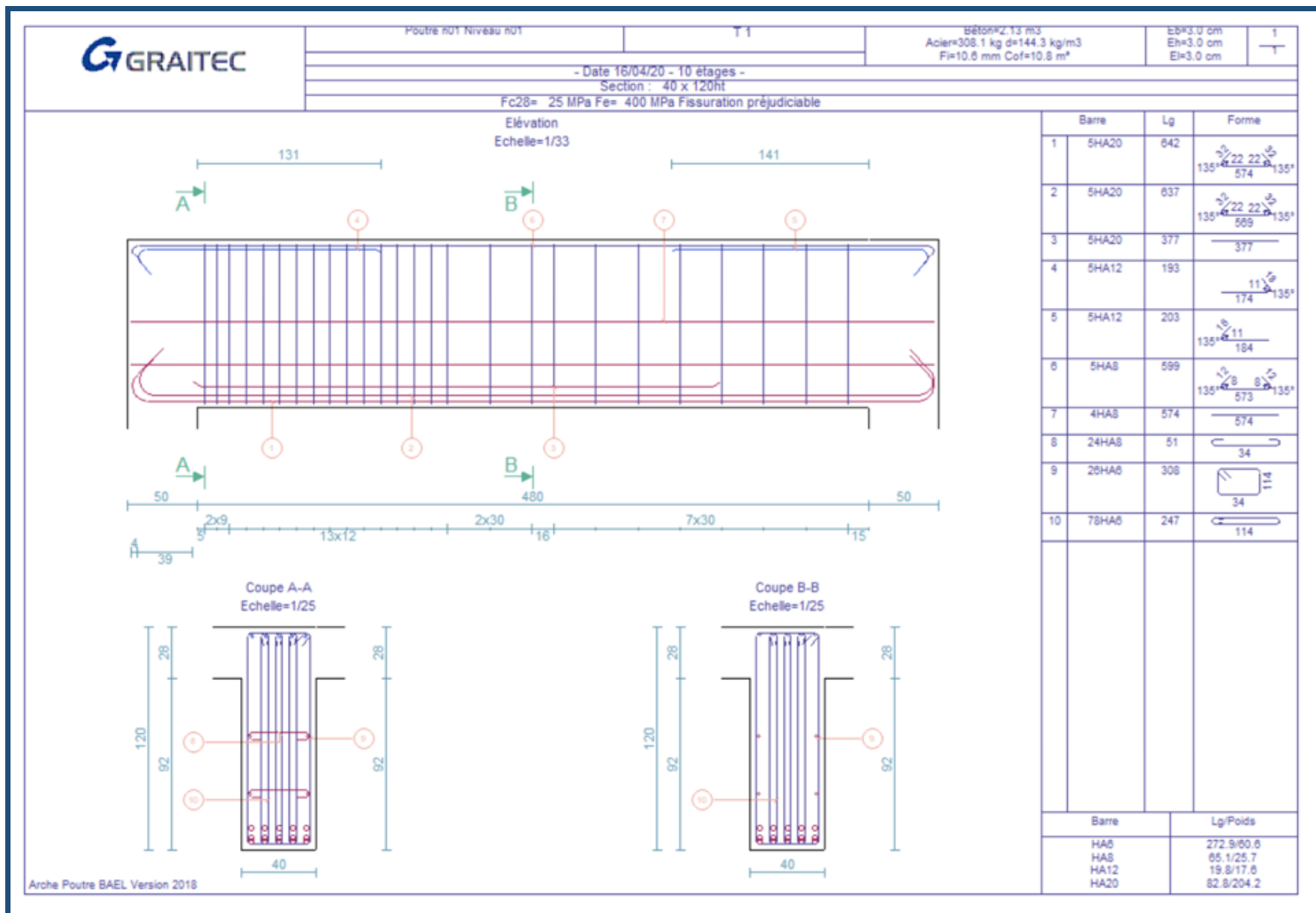


Figure 3.6: Plan de Ferrailage BAEL

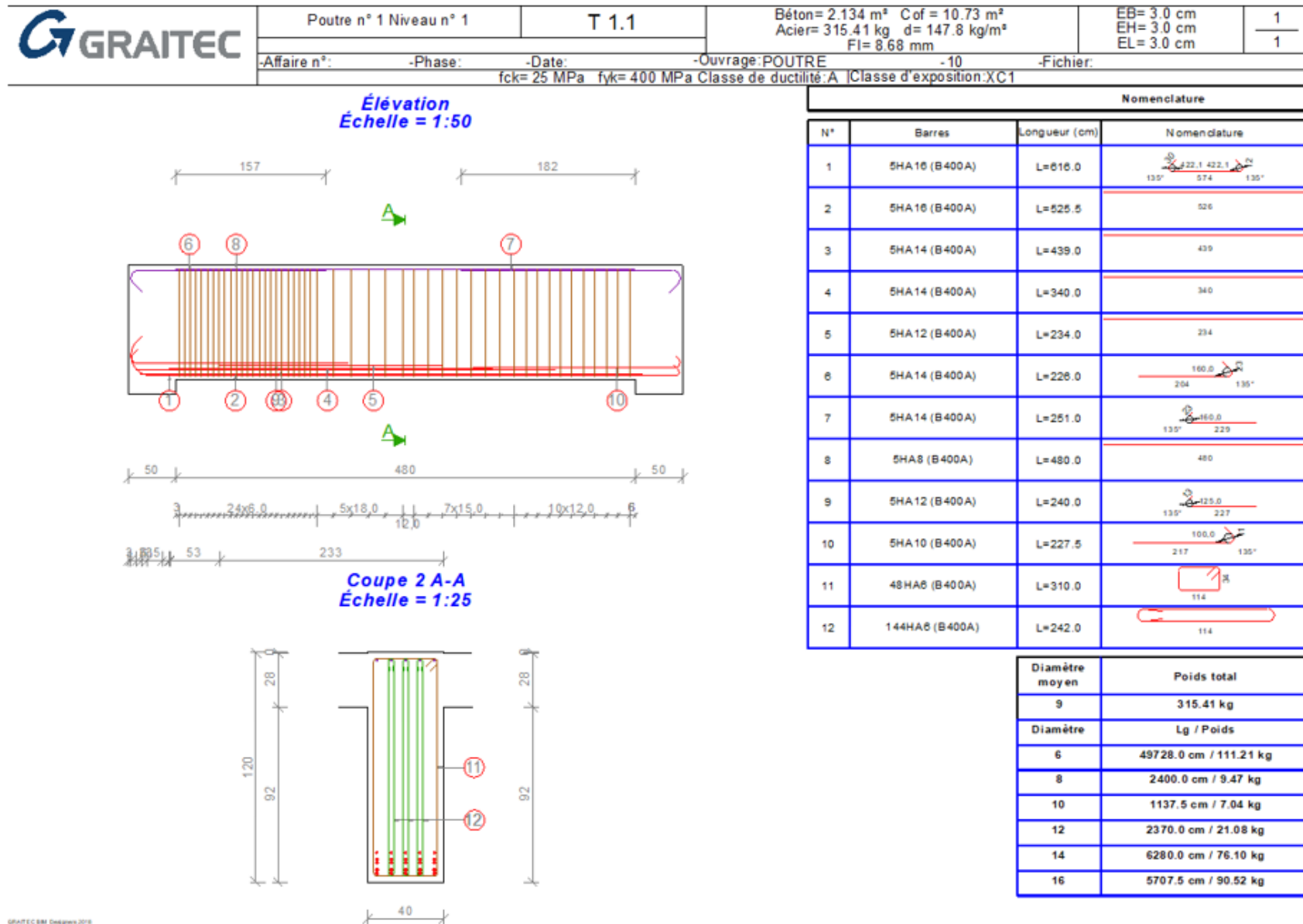


Figure 3.7: Plan de ferrailage EC2

