Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

2012-2013

Projet de Fin d'Etudes

Département Génie Civil et Construction

Renato PAULIQUEVIS NASCIMENTO

Double diplôme

Travaux de décontamination et de démolition dans un contexte nucléaire

Etude de la réduction de l'enrobage par écroutage

Projet réalisé au sein de Nuvia Travaux Spéciaux (NTS)

16, Avenue du Québec, ZA Courtaboeuf, 91140 Villebon-sur-Yvette France

04/03/2013 à 05/07/2013

Tuteur : M. Jean-Marc JAEGER (Ecole des Ponts)
M. Thomas MAJOREL (Nuvia TS)

Résumé

Dans le cadre des travaux de démantèlement/assainissement, la réalisation de l'écroutage permet la décontamination des bâtiments en béton armé. Cette technique est en charge de l'enlèvement de la couche de béton contaminé de la structure, ce qui implique la réduction de l'enrobage des armatures. Comme l'épaisseur restant est souvent inférieure à la valeur minimale définie par les réglementations, la tenue de la structure est mise en question. Le comportement des différents éléments de structure est analysé, lorsqu'ils ont un déficit d'enrobage. On réalise cette étude pour mieux connaître le comportement de l'adhérence acier / béton face à la variation de l'enrobage. Pour cela, on modélise un bloc de béton en 3D, afin de décrire le champ de contraintes autour de son armature. On propose de plus un essai de poutre pour se rapprocher d'un cas réel, en considérant le déplacement de l'acier et l'adhérence imparfaite entre les deux matériaux.

Mots-clés : Adhérence, « beam-test », décontamination, démolition, écroutage, enrobage, modélisation, nucléaire, règlements.

Abstract

As part of the dismantling work, the mechanical decontamination operation (surface cleaning) removes all the contaminated particles from the structure. This technique is used in order to withdraw a layer from the reinforcement's concrete cover. As the depth left is often inferior to values specified by the regulations, the structure's integrity is compromised. The behavior of different structural elements, with a coating deficit, is analyzed. This study was conducted to better understand the behavior of the (steel /concrete) bond strength, in terms of coating variation. For this, we model a concrete block in 3D, in order to illustrate the stress field around the reinforcement. Also, a beam-test is carried out in an attempt to emulate a realistic scenario, which takes into account the displacements of the steel and its imperfect adhesion with the concrete.

Keywords : Beam-test, bond strength, concrete cover, decontamination, demolition, nuclear, regulations.

Table des matières

Introduction 11
Présentation de l'entreprise 14
1. Milieu nucléaire 16
1.1. Choix de la technique 17
1.2. Projet de modification d'un bâtiment CEA 19
2. Etude de la réduction de l'enrobage 21
2.1. Enrobage 21
2.1.1. Définition et fonctions 21
2.1.2. Normes 22
2.1.3. Focalisation sur l'adhérence 25
2.2. Introduction à la problématique 26
2.2.1. Travaux d'écroutage chez NTS 26
2.2.2. Intérêt de l'étude 27
2.3. Etude de cas 28
2.3.1. Conditions limites 28
2.3.2. Poutre 28
2.3.3. Dalle 31
2.3.4. Poteau encastré sur ses extrémités 32
2.3.5. Voile 33
2.3.6. Conclusion de l'étude de cas 33
2.4. Adhérence 34
2.4.1. Raison des valeurs de la norme 34
2.4.2. Théorie 35
2.5. Modélisation 41
2.5.1. Simulation 3D 42
2.5.1. Réalisation du « beam-test » 49
Conclusion 58

Liste des tableaux

Tableau 1 - Critères pour le choix de la technique 17
Tableau 2 - Ouverture d'une trémie dans une dalle 18
Tableau 3 - Travaux à réaliser en fonction de la profondeur écroutée 26
Tableau 4 - Détermination de la hauteur du bloc modélisé 44
Tableau 5- Quantitatif de l'essai 57
Tableau 6 - Calcul des armatures inférieures 77
Tableau 7 - Calcul des armatures supérieures 78
Tableau 8 - Calcul des armatures supérieures 82
Tableau 9 - Calcul des armatures inférieures 82

Liste des figures

Figure 1 - Carte de France du nucléaire (centrales, usines, stockage) 12
Figure 2 - Plan d'implantation (bâtiment 26) 19
Figure 3 - Exemple voile d'une restitution de section d'acier par ajout de béton armé 27
Figure 4 - Modèle bielle-tirant 28
Figure 5 - Perte du système de bielle-tirant à cause de l'écroutage 29
Figure 6 - poutre équivalente (nouveau cheminement des charges) 29
Figure 7 – Limitation de l'effort sur l'acier par la longueur d'écroutage 30
Figure 8 – Changement de l'axe neutre par écroutage de la partie en compression 30
Figure 9 – Augmentation des efforts à cause du changement de l'axe neutre 30
Figure 10 – Section de dalle armée dans les deux directions 31
Figure 11 – Flambement à cause de la réduction de l'inertie du poteau dans l'écroutage..... 32
Figure 12 - Surfaces de rupture à 45° 35
Figure 13 - Armatures proches de la surface Figure 14 – Armation transversale 37
Figure 15 - Fissuration des poutres en flexion (barre lisse et HA) 38
Figure 16 – Illustration des conditions d'adhérence 39
Figure 17 - Contrainte de cisaillement sur l'acier et plans de rupture à 45° 41
Figure 18 - Contraintes sur le béton 41
Figure 19 - Zone de béton en charge de la bonne transmission d'efforts 42
Figure 20 - Zone de l'essai "beam-test" prise en compte dans le modèle 43
Figure 21 - Conditions limites du bloc de béton modélisé 45
Figure 22 - Contrainte principale - σ1 (traction) 45
Figure 23 - Contrainte principale - σ1 (traction) 46
Figure 24 - Contrainte principale - σ1 (traction) 46
Figure 25 - Contrainte principale - σ1 (traction) 47
Figure 26 - Contrainte principale - σ1 (traction) 47
Figure 27 - Contrainte principale - σ1 (traction) 48
Figure 28 - Courbes Force en traction/déplacement pour les éprouvettes PIAF et « Pull-out » 49
Figure 29 – « Pull-out test », contraintes résiduelles 50

Figure 30 - Exemple d'éprouvette d'essai PIAF 50
Figure 31 - Essai de poutre « beam-test » 51
Figure 32 –Section transversale des éprouvettes 52
Figure 33 - Local bond stress-slip law - Tassios 1979 53
Figure 34 - Coffrage d'un parallélépipède en bois (total de 36 : 18 éprouvettes) 55
Figure 35 - Rotule 55
Figure 36 – Rotule, longueur d'ancrage et manchons 55
Figure 37 - positionnement de l'éprouvette avant bétonnage 56
Figure 38 - Planning de l'essai 57
Figure 39 Plan d'implantation (bâtiment 26) 70
Figure 40 Section du radier (coupe longitudinale) 72
Figure 41 Section du radier (coupe longitudinale) 72
Figure 42 Plan au sol de la chaîne (côtes en mètre) 73
Figure 43 Cas de charge 0.a - poids propre de la cellule – direction longitudinale 73
Figure 44 Diagramme de moment (cas de charge 0.a) 74
Figure 45 Cas de charge 0.b - poids propre de la cellule – direction transversale 74
Figure 46 Diagramme de moment (cas de charge 0.b) 74
Figure 47 Cas de charge n°1 - exploitation (armature 1) 74
Figure 48 Diagramme de moment (cas de charge n°1) 75
Figure 49 Cas de charge n°1' - exploitation (armature 1) 75
Figure 50 Diagramme de moment (cas de charge n°1') 75
Figure 51 Cas de charge n°2 - exploitation (armature 2) 76
Figure 52 Diagramme de moment (cas de charge n°2) 76
Figure 53 Cas de charge n°3 - exploitation (armature 3) 76
Figure 54 Diagramme de moment (cas de charge n°3) 76
Figure 55 Cas de charge n°4 - exploitation (armature 4) 77
Figure 56 Diagramme de moment (cas de charge n°4) 77
Figure 57 Cas de charge n°1 (zone c) - exploitation (armature 1') 80
Figure 58 Diagramme de moment (cas de charge n°1 de la zone c) 81
Figure 59 Cas de charge n°2 (zone c) - exploitation (armature 3') 81
Figure 60 Diagramme de moment (cas de charge n°2 de la zone c) 81

Liste des annexes

Annexe 1 Techniques de démolition 64
a) Techniques de déconstruction dans le génie civil 64
b) Les techniques de découpage, ses avantages et inconvénients 66
Annexe 2 Note de calcul (projet CEA) 70
a) DONNEES D'ENTREE 70
b) HYPOTHESES 71
c) CALCUL 72
d) CONCLUSION 84
Annexe 3 Tableaux Eurocode : EN 1992-1-1 et EN 1992-1-2 85
a) Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement conformément à l'EN 206 85
b) Classification structurale recommandée 86
c) Valeurs de l'enrobage minimal Cmin,dur requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 100810 86
d) Epaisseur minimale des voiles non porteurs (cloison) 87
e) Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les voiles porteurs en béton armé 87
f) Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les poutres sur appuis simples sans moment sur appuis en béton armé et précontraint 88
g) Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les poutres continues en béton armé et précontraint 89
h) Dimensions et distances minimales à l'axe des armatures à la sous-face pour les dalles sur appuis simples sans moment sur appuis à un ou deux sens porteurs en béton armé ou précontraint 90
i) Dimensions et distances minimales des axes des armatures à la sous-face pour les plancher-dalles en béton armé ou précontraint 90
j) Dimensions et distances minimales des axes des armatures à la sous-face pour les planchers nervurés sur appuis simples sans moment sur appuis à double sens porteur en béton armé ou précontraint 91

k) Dimensions et distances minimales des axes des armatures à la sous-face pour les planchers nervurés à double sens porteur en béton armé ou précontraint présentant au moins une continuité..... 92

l) Distributions de température (°C) dans une poutre, *h* x *b* = 300 x 160 – R30..... 93

m) Distributions de température (°C) dans une poutre, *h* x *b* = 300 x 160 - R90..... 93

n) Distributions de température (°C) dans un poteau, *h* x *b* = 300 x 300 - R30..... 93

o) Longueur d'ancrage selon l'Eurocode 94

Introduction

L'industrie nucléaire a démarrée en 1942 aux Etats-Unis, avec la création de la première pile atomique, ce qui a permis, pour la première fois, de réaliser une réaction en chaîne. Le projet Manhattan, lancé par la Maison Blanche, a encouragé le développement nucléaire à des fins militaires, afin de construire des bombes atomiques. En France, le Général de Gaulle a créé, en 1945, le Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) dans le même but. Dans le domaine de l'énergie, la première centrale mise en service date de 1954 en URSS. En France, la première centrale opérationnelle (exploitée par EDF) a commencé sa production en 1963 sur le site de Chinon. Suite au premier choc pétrolier en 1973, la France s'est lancée dans un vaste programme nucléaire pour limiter la consommation du pétrole au profit de l'atome. C'est à partir de ce moment-là qu'elle commence sa croissance dans le secteur.

Le nucléaire n'est pas un domaine industriel quelconque ; les exigences spécifiques de techniques et de qualité, la dimension stratégique et l'influence politique en font une industrie particulière. Dès la conception d'un centre nucléaire jusqu'à son déclassement définitif on compte plusieurs enjeux. Des questions concernant la sûreté, la radioprotection, la gestion et le transport des déchets doivent être toujours posées pour assurer le bon fonctionnement pendant tout son cycle de vie.

La phase après la cessation définitive de l'exploitation est une phase critique du cycle de vie de l'installation, même si elle n'est plus en fonctionnement. Avec le vieillissement du parc nucléaire mondial (en 1999, le courrier de l'UNESCO estimait 20% des réacteurs arrêtés), cette étape est devenue très importante et connait un développement continuel. Il est pour cela nécessaire de réfléchir attentivement aux problèmes possibles et d'établir un scénario de démantèlement précis pour chaque centrale arrêtée ou en cours d'exploitation.

La centrale de Fessenheim, en exploitation depuis 1978, est un exemple du vieillissement du parc nucléaire français. Les exploitants des installations, telles qu'EDF (usines pour production d'énergie) et CEA (centres de recherche), s'engagent, par conséquent, dans le développement de techniques, afin de mener à bien cette étape entre la cessation de l'exploitation et le déclassement. Les travaux à réaliser dans cette étape, appelée démantèlement, sont : élimination de la totalité des substances dangereuses, démontage et

évacuation des gros équipements et élimination de la radioactivité de l'ensemble des locaux, avant acheminement des déchets radioactifs provenant de ces opérations.

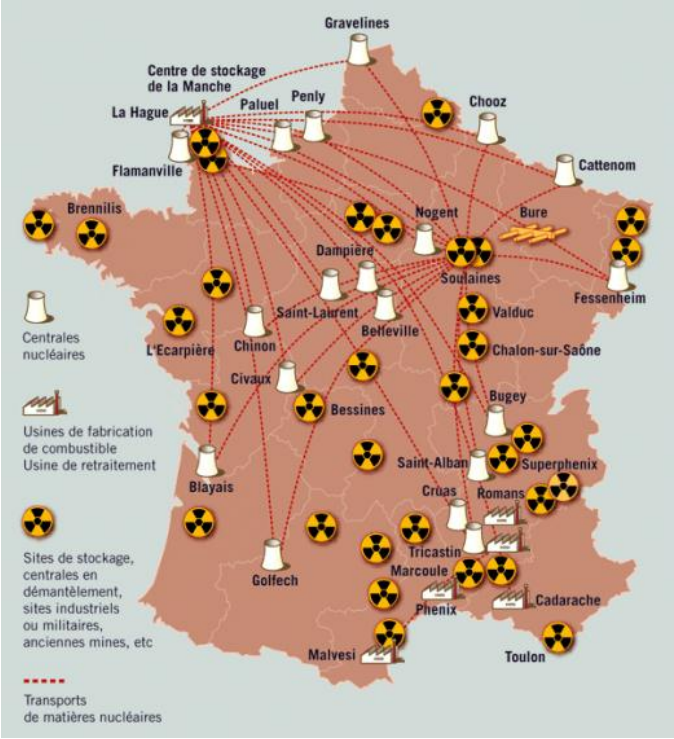


Figure 1 - Carte de France du nucléaire (centrales, usines, stockage)

Le travail d'élimination de la radioactivité de l'ensemble des locaux est appelé assainissement et consiste à la réalisation de travaux de génie civil sur l'installation. Son but est d'éliminer toute la contamination sur la structure et ses équipements, afin de pouvoir déclasser le bâtiment, en le rendant accessible au public. Une des techniques d'assainissement souvent réalisée est l'écroutage du béton, qui consiste à éliminer une certaine épaisseur de béton, selon le degré de contamination. Cette activité donne origine au sujet principal étudié dans ce rapport, car elle peut changer le comportement mécanique de la structure.

L'évolution du génie civil, dans le démantèlement nucléaire, est mise en évidence lorsqu'on compare ce qui se faisait auparavant et ce qui est fait aujourd'hui. Comme les techniques n'étaient pas maitrisées, les travaux de déconstruction étaient réalisés sans décontamination du bâtiment. Aujourd'hui, avec le développement des travaux d'assainissement, on a pu diminuer la quantité de déchets nucléaires, ce qui implique des coûts moins élevés. De plus, l'installation n'a plus besoin d'être démolie et, après son déclassement, elle peut être utilisée pour une autre finalité.

Le but de ce rapport est de prendre connaissance de l'influence de l'enrobage sur la résistance de la structure. Il sera divisé en deux parties. On présentera dans un premier temps une brève partie d'introduction au milieu nucléaire. On rentrera ensuite dans la problématique principale de l'étude de la réduction de l'enrobage suite à la réalisation de l'écroutage.

Dans le premier chapitre, on prendra connaissance des problématiques dans un milieu nucléaire. Avant d'entrer dans l'étude de l'écroutage (chapitre deux), on étudiera des méthodes générales de démolition existantes dans un milieu courant et on décrira le choix de techniques pour une ouverture d'une dalle en béton. Grâce à la participation sur un projet du CEA, on verra également quelques enjeux d'un projet dans un milieu contaminé. Cette étape, assez importante pour la mise en contexte de la problématique, est jugée fondamentale par l'entreprise pour mener à bien la suite du projet.

Le deuxième chapitre est dédié au déroulement de la thématique principale : étude de la réduction de l'enrobage suite à la réalisation de l'écroutage. Le but de cette étape est de savoir comment l'enrobage a une influence sur la tenue mécanique de la structure et quels sont les comportements des contraintes dans le béton lors d'une réduction jusqu'à une valeur inférieure aux règlements. Pour cela on prendra connaissance de la norme, on réalisera une synthèse de la théorie, on étudiera des cas d'éléments de structures avec un déficit d'enrobage, on développera un modèle en éléments finis et on proposera un essai de poutre pour affiner le modèle.

Présentation de l'entreprise

Nuvia Travaux Spéciaux (NTS) intervient sur tous types d'installations nucléaires civiles ou militaires en France et à l'international. Disposant d'un savoir-faire conjuguant conception, ingénierie et travaux dans le domaine des structures, elle répond aux problématiques techniques des exploitants nucléaires sur leurs installations. NTS intervient à tous les stades de la vie des ouvrages nucléaires : construction, maintenance, renforcement, réparation et démantèlement.

Spécialiste des structures, de la mise en œuvre des procédés ou solution de réparation Freyssinet sur sites nucléaires et management de projet (étude et travaux), NTS intervient aux différentes phases des projets :

- Etudes d'avant projet
- Etudes d'exécution
- Réalisation de travaux
- Expertises / inspections

Ses domaines d'application sont :

Construction

Intervient dans la fourniture et la mise en œuvre des procédés et produits Freyssinet : précontrainte, dispositifs parasismiques, équipements d'ouvrages, instrumentation, etc.

Accompagne les entreprises de construction et les équipementiers dans la réalisation d'opérations spécialisées : manutention lourde (levages, vérinages et ripages), calages, carottages, sciages, construction clé en main de parties d'ouvrages complexes, réalisation des interfaces Génie Civil / Mécanique.

Maintenance

Participe à la remise en conformité des installations et aux opérations associées à la prolongation de leur durée de vie au travers de travaux d'inspection, de réparation, de renforcement, d'étanchéité des structures génie civil de tous types.

Démantèlement

Grâce à ses compétences en sciage, carottage et traitement de surfaces béton (écroutage), Nuvia Travaux Spéciaux a développé des compétences reconnues dans le démantèlement structurel d'installations nucléaires. Ces compétences, associées à l'expérience de la gestion de projets, la permettent de se positionner en tant qu'Entreprise Générale sur les projets de démantèlement.

1. Milieu nucléaire

La particularité de l'industrie nucléaire est valable pour les travaux d'ingénierie réalisés dans les installations. On a plusieurs contraintes à prendre en compte depuis le début d'un projet et elles sont différentes selon le type de travail et l'exposition du personnel. Normalement, dans un projet du CEA le risque est lié à la contamination. Par exemple, l'inhalation des particules par les intervenants dans la zone des travaux représente un des risques majeurs qui peut amener à des traitements médicaux de longue durée. Dans le cas d'un projet de l'EDF, le risque est plutôt lié à la radiation.

La réalisation d'un projet s'appui d'abord sur l'identification des risques, afin d'éviter par exemple la contamination. Dans la phase d'étude, si nécessaire, des essais peuvent être réalisés (parfois même à échelle 1) pour vérifier l'efficacité de la méthode. Le choix de la méthode, au cas où il y en a plusieurs, est basé sur la comparaison des avantages / inconvénients et le rendement / rentabilité de chacune.

Le chantier de démantèlement de Creys Malville (découpe du dôme métallique du bâtiment réacteur) est un exemple de la démarche explicitée ci-dessus. Un scénario de découpe a été fait à partir de la modélisation et le calcul 3D. La meilleure méthode a été cherchée, dans la phase d'étude, à l'aide des essais, afin de découvrir laquelle génère moins d'éléments contaminants. Les méthodes étudiées ont été : méthode plasma par découpe courante, méthode arc-air pour brides (forte épaisseur) et oxycoupage.

Il y a quelques techniques souvent appliquées dans le génie civil qui sont interdites dans un milieu nucléaire. Néanmoins, il y en a d'autres qui peuvent être adaptées pour permettre son application. Donc, avant de se concentrer sur les travaux de démolition / déconstruction dans un milieu particulier (cas des travaux d'assainissement), il faut connaître des techniques utilisées en général en dehors du nucléaire.

Ensuite on étudie une activité souvent réalisée sur les chantiers de démantèlement : ouverture d'une trémie dans une dalle, en réalisant un exercice de choix de technique en fonction du rendement et de la rentabilité de chaque méthode. Avant d'entrer dans la problématique principale (étude de la réduction de l'enrobage par écroutage) et pour finir ce chapitre d'insertion au milieu nucléaire, la participation dans un projet réel nous aidera à mieux comprendre les enjeux du nucléaire.

1.1. Choix de la technique

Lorsqu'on est dans un milieu particulier, les techniques ne sont pas utilisées de la même façon que dans le génie civil courant. Par exemple la méthode de découpage par jet d'eau semble impraticable dans un milieu nucléaire, parce que l'eau facilite la dispersion de la contamination. Cependant, avec la mise en place d'un système de récupération et traitement de l'eau, la technique de découpe peut être retenue.

On peut en conclure, qu'avant d'approfondir l'étude dans une technique particulière dans un milieu spécifique, il est important de connaître le contexte général des techniques courantes de démolition et de découpage, utiles pour les travaux de démantèlement. Pour cela, l'annexe 1 contient des tableaux des synthèses des recherches effectuées sur le thème ; l'annexe 1.a) résume les techniques de démolition dans le génie civil et l'annexe 1.b) présente les techniques de découpage et ses avantages/inconvénients.

La sélection de la gamme de techniques possibles à utiliser dans un chantier de démolition dépend de plusieurs facteurs, comme décrit le tableau ci-dessous :

Tableau 1 - Critères pour le choix de la technique

Critères pour le choix de la technique		
Localisation du chantier	à l'intérieur :	Démolition sans poussière, limitation des vibrations, petits outils (mini marteau piqueur, massette, burin, brouette et aspirateur à gravats, etc)
	à l'extérieur :	Gros outillage possible (échafaudage, benne à gravats, etc)
	site protégé	
Dépendence de la hauteur de l'ouvrage à démolir		
Dépendence de la forme de l'ouvrage		
Matériaux	béton	
	béton armé	
	ouvrage métallique, etc	
Qualité et épaisseur du béton	Influence de la présence d'armature et de l'épaisseur du béton	
Environnement	contraintes au niveau du respect du bruit	
	contraintes au niveau de la pousière	
	contraintes au niveau de la vibration	
Importance du chantier	Gros chantiers :	Equipements plus importants pour rendement meilleur (mini brise-roche, marteau piqueur, goulotte à gravats, benne à gravats, etc)
		techniques courants : bouteur, mini pelle de démolition, etc.
Type de démolition	totale ou partielle	
Matériaux contaminés	présence d'amiante, de plomb, de substances ou de déchets dangereux	

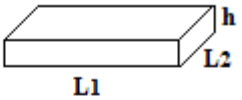
Le choix final est pris suite à l'analyse du rendement et de la rentabilité. Ces critères nous permettent de comparer les techniques applicables afin de retenir la meilleure.

Un tableau Excel a été développé pour le choix de la méthode d'ouverture d'une trémie dans une dalle de béton armé (travail souvent réalisé sur des chantiers de démantèlement) en fonction de ses dimensions et du nombre de trémie. Carottage, scie murale et scie à câble sont les techniques comparées.

Tableau 2 - Ouverture d'une trémie dans une dalle

Rendement et rentabilité des méthodes de réalisation d'une trémie dans une dalle en béton armé

remplir les cellules jaunes



Dimensions de la trémie	
L1 (m) =	5
L2 (m) =	3
h (m) =	0,15

Quantité de trémies	
n =	2

Carottage	80	150	200	300	500
h /ml	4	4	5	6	8
h / carotte	0,6	0,6	0,75	0,9	1,2
carottes / n trémies	408	221	168	114	72
rdt (h / n trémies)	245	133	126	103	86
prix d'une couronne (€)	180	300	505	685	998
Conso carottiers (u / ml)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
coût (€ / ml)	27	45	76	103	150
coût variable (€/n trémies)	1652	1494	1909	1767	1617
prix d'une carotteuse (€)	2050	2050	2118	2592	4202
coût total de n trémies (€)	**3702**	**3544**	**4027**	**4359**	**5819**

Scie murale	
h/m2	2
surface à couper (m2)	4,8
rdt (h / n trémies)	19,2
prix du disque	750
conso scie (u/m2)	0,1
coût variable (€/n trémies)	360
prix d'une scie murale (€)	41817
coût total de n trémies (€)	**42177**

Scie à câble	
h/m2	1,2
surface à couper (m2)	4,8
rdt (h / n trémies)	11,52
prix du cable (€/ml)	47,5
conso câble (ml/m2)	1
coût variable (€/n trémies)	228
prix d'une scie à cable (€)	33245
coût total de n trémies (€)	**33473**

Dans le cas de deux trémies de dimensions 5 x 3 x 0,15 m, la technique plus rentable est le carottage avec un diamètre de 150 mm.

1.2. Projet de modification d'un bâtiment CEA

Afin d'augmenter la cadence d'évacuation et la capacité d'entreposage des futs de déchets dans le bâtiment 58 de l'INB 166 du CEA de Fontenay-aux-Roses, le CEA prévoit l'implantation de nouveau équipement et par conséquent des aménagements sont nécessaires. Les fûts provenant des bâtiments 58 et 18 seront gérés et stockés à l'intérieur du bâtiment 26 déjà existant. La liaison entre les bâtiments sera assurée par une cellule blindée de 300 tonnes.

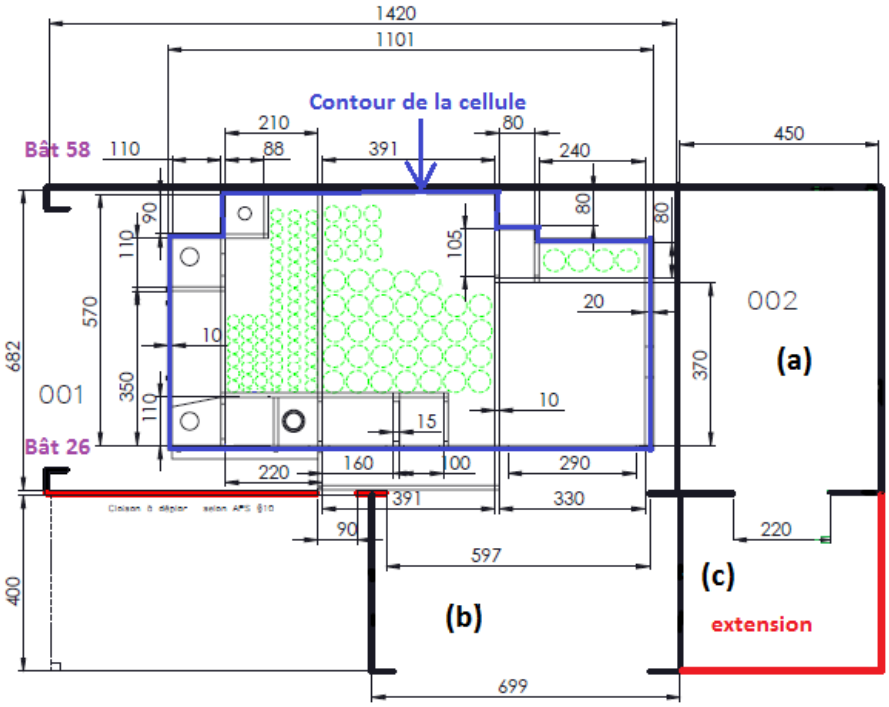


Figure 2 - Plan d'implantation (bâtiment 26)

Le bâtiment 26, étant un ancien ouvrage, n'a pas des plans détaillés. Il consiste en auvent simple parapluie calculé au plus juste et son implantation correspond à l'emplacement d'une ancienne fosse à bennes à trois emplacements, remblayée au moyen de matériaux inconnus. Actuellement il regroupe deux fonctions : le stationnement des véhicules citernes dans le local 001 et la ventilation des alvéoles et du hall du bâtiment 58 (local 002).

Des études de génie civil doivent être menées pour vérifier la tenue des structures (selon les normes actuelles) face à la modification des sollicitations permanentes et variables. Donc, dans l'annexe 2, on présente le pré dimensionnement du dallage (ou radier, si nécessaire) face

aux nouveaux chargements causés par la nouvelle configuration du bâtiment 26 (implantation de la cellule blindé). Le calcul sera effectué selon 2 zones : sous la cellule et sans influence de la cellule (parties a, b et c). Les résultats seront utilisés pour la réalisation d'un devis (phase d'appel d'offre) et donc les quantitatifs d'armatures et de béton sont également traités dans ce document.

En concluant cette étape d'insertion au milieu nucléaire, ce projet nous a apporté des compétences pour travailler avec un manque de données, activité courante pour les projets du CEA, car les ouvrages datent des années 50, 60 ou 70. Dans ce cas, on a été obligé de poser des hypothèses qui nous placent dans une condition de sécurité, en respectant les règlements actuels.

2. Etude de la réduction de l'enrobage

2.1. Enrobage

2.1.1. Définition et fonctions

Un élément d'enrobage est celui qui assure l'enveloppe d'un objet normalement constitué par un autre matériau. Dans le cas du béton armé, l'armature est enrobée par le béton et, en travaillant ensemble, ils aboutissent à des résultats que seuls ils ne pourraient pas aboutir. La couche qui sépare l'armature du milieu extérieur est appelée enrobage et est caractérisée par la distance entre la surface du béton et la surface de l'armature la plus proche.

L'enrobage a trois importantes fonctions : durabilité, résistance au feu et adhérence.

De même, il a une fonction essentielle vis-à-vis de la durée de vie, parce qu'il assure la protection de l'acier contre la corrosion par carbonatation et par chlorure. Sa qualité, sa compacité et son épaisseur sont des facteurs qui contribuent pour la durée de vie et dépendent du milieu où l'ouvrage est exposé.

Dans le cas d'un incendie, l'enrobage représente la première partie de l'élément en béton armé à être exposée aux effets visibles du feu. Le rôle principal de l'enrobage, dans ce cas, est de protéger les armatures pour une certaine période afin que la température de l'acier ne dépasse pas une valeur qui pourrait déterminer un changement de ses caractéristiques mécaniques.

Un matériau composite est constitué d'un liant, appelé matrice, et d'une ossature, appelée renfort. La matrice assure la cohésion de la structure et la transmission des efforts vers le renfort. Le fonctionnement du béton armé est possible grâce à son comportement de matériau composite, le béton étant la matrice et l'acier le renfort. L'adhérence fait que les deux matériaux puissent travailler ensemble et donc améliorer ses caractéristiques. Ces efforts apparaissent au niveau du béton d'enrobage et donc c'est lui qui assure la bonne transmission. On peut en conclure que le béton d'enrobage a deux objectifs mécaniques : assurer la cohésion du renfort et la transmission des efforts.

2.1.2. Normes

Afin de connaître le dimensionnement de l'enrobage pour une nouvelle construction, cette partie est dédiée à la compréhension des règlements. On veut savoir comment l'Eurocode et le BAEL abordent des questions de durabilité, de résistance au feu et d'adhérence.

a) Selon l'Eurocode (EN 1992-1-1) :

En ce qui concerne la durabilité et l'adhérence, l'enrobage minimal est définit (§ 4.4.1.2 EN) comme :

$$C_{min} = \max\,[C_{min,b};\ C_{min,dur} + C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add};\ 10mm]$$

Avec :

- $C_{min,b}$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence (béton/armature).
- $C_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions environnementales.
- $C_{min,dur}$ tient compte de la classe d'exposition et de la classe structurale (qui est fonction de la durée d'utilisation du projet)
- $C_{dur,y}$: marge de sécurité (valeur recommandée en l'absence de spécifications supplémentaires 0) ;
- $\Delta C_{dur,st}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'utilisation, par exemple, d'armatures inox (valeur recommandée 0) ;
- $\Delta C_{dur,add}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protections complémentaires (valeur recommandée 0).

L'enrobage vis-à-vis de l'adhérence $C_{min,b}$ dépend de la disposition des armatures. Si l'armature est individuelle, $C_{min,b}$ est égal au diamètre de la barre, sinon, dans le cas d'un paquet, la valeur est le diamètre équivalent $\varphi_n = \varphi \sqrt{n_b} \leq 55$ mm. Néanmoins, si la dimension nominale du plus gros granulat est supérieur à 32 mm, il convient de majorer $C_{min,b}$ de 5 mm.

Pour l'enrobage minimal vis-à-vis des conditions environnementales, on utilise les tableaux de l'Eurocode de l'annexe 3. Dans l'annexe 3.a) on trouve la classe d'exposition en fonction de l'environnement. En considérant comme repère une classe structurale S4 (bâtiments et ouvrages de génie civil courants : durée d'utilisation de projet de 50 ans), les critères du tableau de l'annexe 3.b) permet de majorer ou de minorer cette classe selon la demande de

l'ouvrage. Finalement, en prenant en compte les conditions environnementales (classe d'exposition) et la classe structurale, à partir de l'annexe 3.c), on trouve la valeur de l'enrobage minimal pour la durabilité ($C_{min,dur}$).

En ce qui concerne la résistance au feu (EN 1992-1-2) :

L'Eurocode détermine la distance minimale « a » de l'axe de la barre d'acier au parement de la surface exposée la plus proche pour les différents éléments structuraux et donc on peut en déduire l'enrobage. Cela va dépendre de l'élément structural (fonction, dimensions) et de la surface soumise au feu. Dans le cas d'une paroi et d'une dalle, l'enrobage a deux fonctions : assurer que les armatures n'atteignent pas leur "température critique" (valeur forfaitaire de 500°C) et contribuer pour l'épaisseur minimale de l'élément (l'augmentation de la température moyenne sur la totalité de la surface non exposée au feu ne doit pas dépasser 140K, selon les annexes 3.d et 3.j).

Les critères de résistance assurés par la norme sont : résistance mécanique « R », étanchéité « E » et isolation « I », selon la description ci-dessous (INERIS, mai 2001).

- Résistance « R » : critère qui permet d'évaluer la capacité d'une structure ou d'un élément structurel à résister aux actions spécifiées pendant une exposition au feu donnée ;

- Etanchéité « E » : critère qui permet d'évaluer la capacité d'un élément de séparation à empêcher le passage des flammes et des gaz chauds ;

- Isolation thermique « I » : critère qui permet d'évaluer la capacité d'un élément séparatif à empêcher une transmission excessive de chaleur.

La période minimale pour laquelle l'élément doit être résistant, étanche ou isolant dépend de sa fonction structurelle. Les tableaux des annexes 3.i) à 3.k) montrent la valeur de la distance « a » en fonction de différents paramètres. A partir des abaques, exemple dans les annexes 3.l) à 3.n), on voit la variation de la température dans le béton pour un élément donné et donc on déduit l'enrobage nécessaire pour que l'acier n'atteint pas une température qui affecte ses caractéristiques. La température limite que l'on va adopter pour un bon fonctionnement de l'acier est de 500°C. On ne va pas s'approfondir dans l'explication de la méthode de calcul

réalisé par l'Eurocode, parce que le but est juste de savoir comment l'enrobage influence sur la transmission de la chaleur.

b) Selon le BAEL

L'enrobage minimal de toute armature est égal à :

- 50 mm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives ;
- 30 mm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l´être) à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d´un liquide ;
- 10 mm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Les deux premiers cas peuvent être réduits avec traitement spécial. De plus, la valeur minimale d'un diamètre, pour les armatures isolées, ou la largeur du paquet dont elle fait partie dans le cas contraire, doit être respectée.

Donc en parlant des conditions environnementales, on obtient pour un chantier courant de démantèlement, selon l'Eurocode (classe d'exposition XC1 et structurale S4), un enrobage minimal de 15mm (annexe 3c). Cette valeur assure une durée de vie du bâtiment de 50 ans. Selon le BAEL l'enrobage serait de 10mm. Alors, on observe la tendance d'augmenter l'enrobage dans les nouveaux règlements.

c) Aspects juridiques

L'application des normes nationales a déjà été déjà stipulée comme étant obligatoire pour tous les marchés publics (L'article 13 du décret n° 84-74), néanmoins elle a été abrogée par le décret n°2006 du 1 août 2006. Même si elles ne sont pas obligatoires, selon l'article 1 « La normalisation a pour objet de fournir des documents de référence comportant des solutions à des problèmes techniques et commerciaux concernant les produits, biens et services qui se posent de façon répétée dans des relations entre partenaires économiques, scientifiques, techniques et sociaux ». Pourtant, il faut obligatoirement respecter celles touchant la sécurité publique, la protection de la santé et de l'environnement, comme des règles para-sismiques, d'incendie, de signalisation routière, d'amiante, d'ascenseur, de bruit, etc.

Dans ce cas, la dérogation de certaines normes doit être analysée de manière approfondie par le maître d'ouvrage avec beaucoup de précaution, car la normalisation sera considérée devant une instance juridique comme l'état de l'art et de la connaissance.

2.1.3. Focalisation sur l'adhérence

A long terme, la durabilité est souvent le critère qui dimensionne l'épaisseur d'enrobage, parce qu'il est lié au contrôle l'ouverture des fissures. Le feu il peut également être dimensionnant pour les structures nécessitant une période de tenue élevée (évacuation des personnes), cela va dépendre de la fonction du bâtiment, vis-à-vis de la sécurité. L'adhérence va donc rarement dimensionner l'enrobage et son épaisseur va souvent respecter la valeur minimale d'un diamètre.

Cependant, dans une phase provisoire de travaux, on ne considère pas la durabilité, car on est à court terme. De plus, si l'on élimine le risque d'incendie de la structure, l'adhérence passera d'être dimensionnant pour l'enrobage. Cela est le cas de la phase de réalisation des travaux d'écroutage du béton. A ce moment, la durabilité n'est pas prise en compte (phase provisoire) et il n'y a pas le risque d'incendie, car tous les équipements combustibles ont été déjà enlevés du bâtiment dans la première partie des travaux d'assainissement.

On a vu que l'on peut traiter de façon différente un cas à court terme et un cas à long terme. Lorsqu'on analyse un cas en statique et un cas en dynamique, il n'y a pas de différences concernant la valeur de l'enrobage. Pour le cas de séisme, une disposition particulière pour le recouvrement doit être effectuée et pour le cas de dynamique rapide/explosif, il faut prévoir des épingles (acier de laçage), selon la règle TM5. Donc, dans la suite du rapport, on se concentrera sur le cas d'écroutage d'une structure travaillant en statique, pour connaître les conséquences d'une variation d'enrobage à des valeurs inférieurs à celle proposée par les règlements.

2.2. Introduction à la problématique

2.2.1. Travaux d'écroutage chez NTS

Dans le cadre des travaux d'assainissement, afin d'éliminer la totalité des substances dangereuses (radioactives ou chimiques), il est prévu de procéder à des travaux d'écroutage sur les éléments de structure en béton (poteaux, poutres, planchers, parois, etc.). Une couche d'une certaine épaisseur va être éliminée selon le dégrée de contamination. Ce travail est souvent réalisé à l'aide d'un marteau piqueur.

L'enrobage minimum vis-à-vis de l'adhérence est impérativement respecté par la reconstitution de l'enrobage et dans certains cas par la restitution de la section de l'acier. Pour assurer la sécurité de la structure, la tenue de la structure est assurée par des étais provisoires, par exemple, placés en phase de préparation. L'intervention nécessaire sur la structure dépend de la profondeur écroutée et, dans certains cas, de la demande du client, suivant la destination du bâtiment. Le tableau ci-dessous résume quels types de travaux sont réalisés en fonction de l'enrobage restant.

Tableau 3 - Travaux à réaliser en fonction de la profondeur écroutée (source: workgroup écroutage - document interne)

e : enrobage après écroutage	**Préparation**	**Réparation**
$e>e_{mini,env}$ et $e>e_{mini,adh}$	Sans objet	Sans objet
$e<e_{mini,env}$ et $e>e_{mini,adh}$	Sans objet	Réenrobage si requis*
$e<e_{mini,adh}$	Mise en sécurité avant écroutage	Réenrobage vis-à-vis des exigences d'adhérence (et plus si requis*)
e=0 (atteinte des aciers)	Mise en sécurité avant écroutage	Restitution de la section d'acier Réenrobage vis-à-vis des exigences d'adhérence (et plus si requis*)

*: L'enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'environnement est à restituer en fonction de la demande du client (suivant la destination du bâtiment)

Les solutions de sécurisation envisageables sont : étaiement, écroutage par « passes successives », limitation des charges d'exploitation et mise en œuvre de tissus en fibre de carbone.

La restitution de la section d'acier est nécessaire lorsque l'enrobage est nul, car on considère que cette partie de la structure est endommagée, due à une perte complète du fonctionnement en béton armé (béton non armé : résistance insuffisante, ce qui demande un renforcement). Deux solutions sont couramment mises en place pour la restitution de la section d'acier : ajout de béton armé (éléments travaillant en compression, tels que voiles et poteaux) et ajout de tissus en fibre de carbone (éléments travaillant en flexion, tels que planchers et poutres).

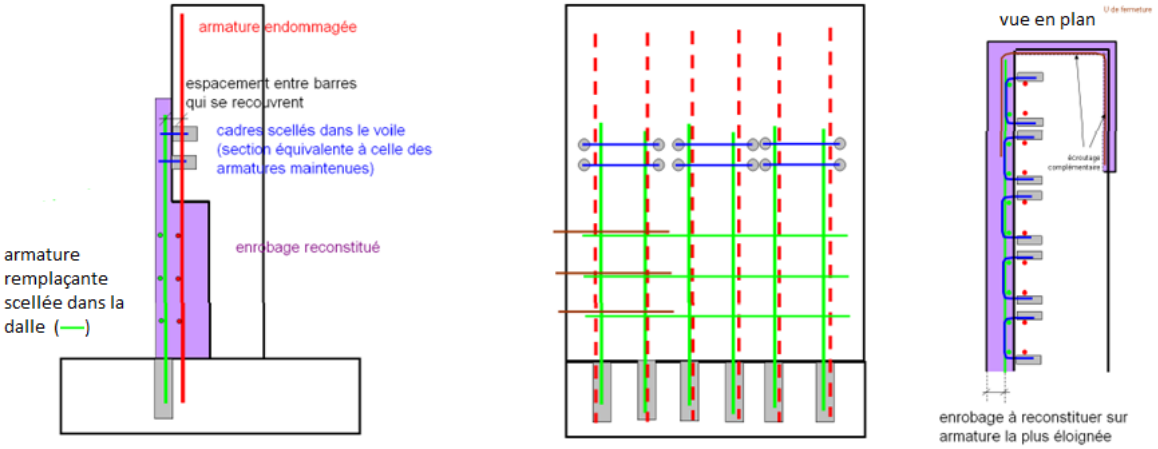


Figure 3 - Exemple voile d'une restitution de section d'acier par ajout de béton armé (source: workgroup écroutage - document interne)

2.2.2. Intérêt de l'étude

Pendant les travaux, la phase de préparation (mise en sécurité) est une procédure qui demande du temps et de l'argent. De plus, après une restitution, la structure reste normalement surdimensionnée, car on ne considère plus sa résistance lorsque les règlements ne sont plus respectés.

On réalise cette étude afin de viser une meilleure compréhension de la problématique de l'enrobage face aux problèmes d'adhérence. Une quantification de la perte de résistance de la structure, due à la réduction de l'enrobage, pourrait optimiser les travaux de préparation et de réparation (matériaux, main-d'œuvre, etc.).

2.3. Etude de cas

2.3.1. Conditions limites

Pour connaître l'influence de l'enrobage vis-à-vis de la tenue de la structure, on va étudier plusieurs types d'éléments structuraux (poutre, poteau, dalle et voile). On part des structures existantes qu'ont été calculés dans un cas normal, respectant les normes, et on étudie les conséquences de la réduction de l'enrobage après réalisation des travaux d'écroutage Les cas sont soumis à des conditions limites différentes, comme types d'appuis et type de charge appliquée. Les résultats vont dépendre de la section analysée et du type de sollicitation du béton d'enrobage.

2.3.2. Poutre

a) Poutre sur deux appuis

Une action externe provoque toujours une sollicitation interne au béton. Lorsqu'un effort est appliqué en face supérieure d'une poutre en béton armé, son cheminement vers les appuis se donne par des bielles de compression (béton), inclinées d'un angle θ (fonction de l'espacement des cadres), et son équilibre se déroule par les armatures longitudinales et transversales, travaillant en traction. L'acier peut reprendre ces efforts grâce au fait qu'il est solidaire de la gaine de béton qui l'enrobe, ce qui permet la bonne transmission.

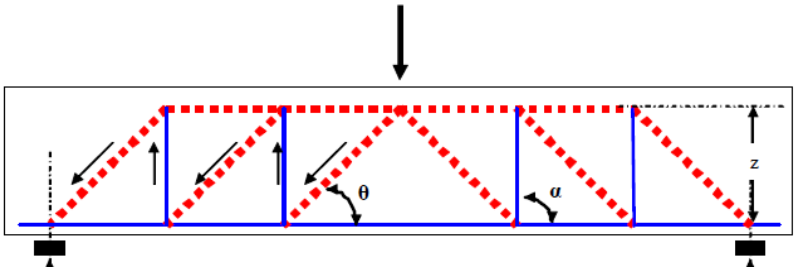


Figure 4 - Modèle bielle-tirant (source: ENPC module B.A.E.P.1)

a.1) Sans enrobage de l'acier inférieur

Si l'on réalise l'écroutage de la partie inférieur d'une poutre en flexion jusqu'au moment où on ne peut pas assurer la bonne adhérence (enrobage inférieur à un diamètre pour les armatures isolées), on doit considérer que l'armature inférieur n'a plus de contact avec le

béton et donc elle est mise à nu. De cette façon, on n'a plus l'équilibre d'un treillis et donc les armatures transversales ne travaillent plus, car les diagonales comprimées n'on plus l'équilibre de la force horizontale.

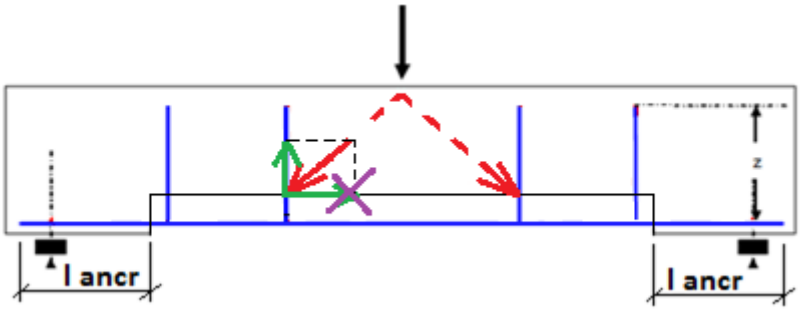


Figure 5 - Perte du système de bielle-tirant à cause de l'écroutage

Donc, au lieu que l'effort suit le modèle bielle-tirant, il va aller directement aux appuis (figure ci-dessous), ce qui produit une croissance de l'effort de traction sur l'acier inférieur.

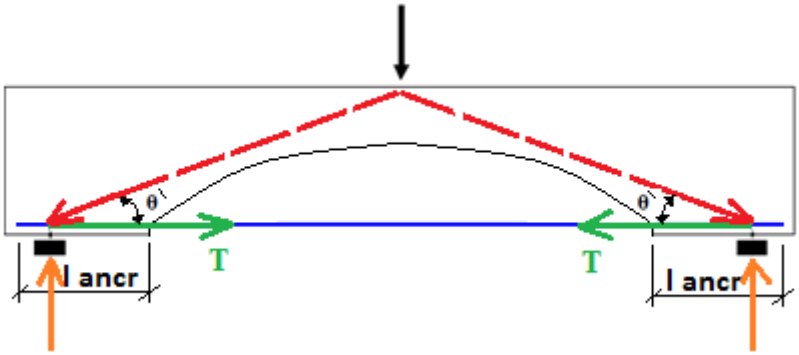


Figure 6 - poutre équivalente (nouveau cheminement des charges)

En supposant que la charge appliquée est ponctuelle de valeur P, on conclut que la variation de l'effort de traction sur les armatures inférieures vaut :

$$\Delta T = \frac{P}{2}\left(\frac{1}{\tan\theta'} - \frac{1}{\tan\theta}\right)$$

Donc, il y a la possibilité que l'acier de la poutre avec enrobage ne soit pas suffisant pour satisfaire ce nouveau cas. Seulement une étude approfondie avec les nouvelles charges pourrait dire si la poutre peut tenir en respectant les règlements. En plus, il faut s'assurer que la longueur d'ancrage soit suffisante sur les appuis.

Note : Selon l'Eurocode lb,rqd = (ϕ/4) (σsd / fbd) et lbd = α1.α2.α3.α4.α5 lb,rqd ≤ lb,min, avec ϕ le diamètre de la barre, l la longueur d'ancrage, fbd la contrainte d'adhérence et

σsd la contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle on mesure l'ancrage (voir annexe 3-l).

Pour réduire la force de traction sur l'acier inférieur, il serait possible de limiter la longueur d'écroutage, selon la figure ci-dessous.

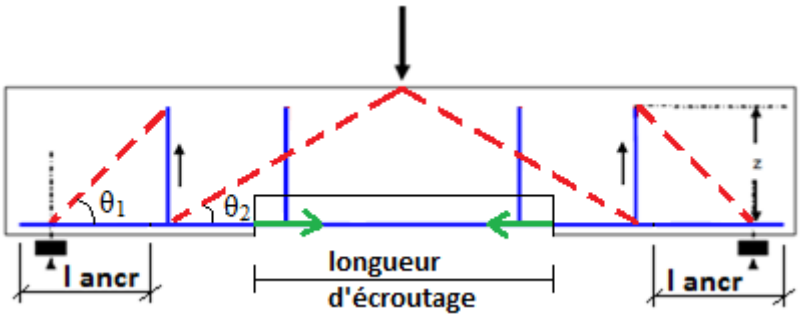


Figure 7 – Limitation de l'effort sur l'acier par la longueur d'écroutage

a.2) Sans enrobage de compression

Dans le cas où on réalise l'écroutage de la partie supérieur de la poutre (béton en compression), on se place dans un cas plus critique que le précédent.

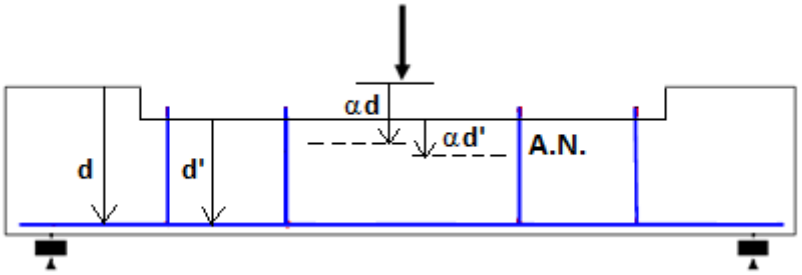


Figure 8 – Changement de l'axe neutre par écroutage de la partie en compression

Lorsqu'on enlève le béton comprimé, on change la position de l'axe neutre, car on se met dans une situation d'une nouvelle section transversale, avec une distance « d' » inférieur à « d ». Cela réduit le bras de levier « z » entre la force de compression et de traction, selon la figure ci-dessous :

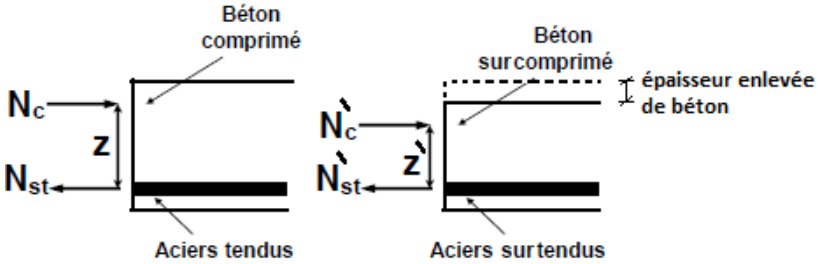


Figure 9 – Augmentation des efforts à cause du changement de l'axe neutre

Donc, pour équilibrer le moment causé par l'effort appliqué, avec « z' » inférieur à « z », on doit avoir une force « N'_{st} » supérieur à « N_{st} » de façon que N_{st} .z = N'_{st} .z'. Par équilibre $N'_{st} = N'_c$. On en conclut que le béton sera surcomprimé et les aciers inférieurs surtendus. Il faut refaire la note de calcul et avec la charge donnée vérifier si l'on respecte toujours le règlement. Dans le cas où on ne le respecte pas, il faut prévoir des étais pour reprendre la charge ou réduire sa valeur.

b) Poutre continue

On effectue la même analyse d'une poutre bi-appuyée, cependant la partie en traction et celle en compression seront inversées sur les appuis.

2.3.3. Dalle

- **Dalle sur appuis simples**

a) portant dans une seule direction

En analysant un mètre de largeur de dalle, on se met dans le même cas de la poutre bi-appuyée, étant valable l'analyse pour les deux cas : sans enrobage inférieur et sans enrobage supérieur. Sachant que l'écroutage affaiblit la structure, on évite de réaliser à la fois sur la surface supérieur et inférieur.

b) portant dans les deux directions

b.1) Ecroutage sur la surface inférieur

Influence d'abord sur la direction de l'armature plus proche de la surface. Ensuite l'autre direction sera influencée si l'enrobage restant « e » est inférieur au diamètre « ϕ1 ». Ce cas sera identique au cas de la dalle portant dans une seule direction, lequel est similaire au cas de la poutre bi-appuyée sans enrobage de l'acier inférieur.

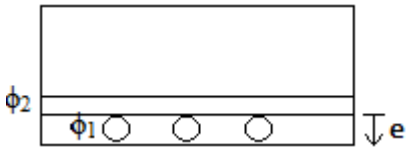


Figure 10 – Section de dalle armée dans les deux directions

b.2) Ecroutage de la surface supérieur

Quand on réduit l'enrobage en compression d'une dalle portant dans les deux directions, les aciers seront surtendus, comme le cas de la poutre, néanmoins le béton sera beaucoup plus comprimé, ce qui rend ce cas plus critique.

- **Dalle continue**

On effectue la même analyse d'une dalle sur appuis simples, cependant la partie en traction et en compression sera inversée sur les appuis.

2.3.4. Poteau encastré sur ses extrémités

Un poteau reprend essentiellement de la compression. Si l'on réduit son enrobage, on réduira sa section et en conséquence son inertie, ce qui augmente le risque de flambement.

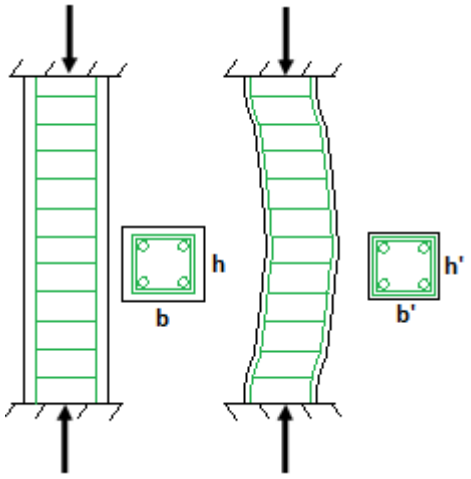


Figure 11 – Flambement à cause de la réduction de l'inertie du poteau dans l'écroutage

De plus, on doit supposer que la résistance à la compression a été calculée à pleine section (bxh), donc une nouvelle section (b'xh') implique une nouvelle résistance. Comme b'<b et h'<h on conclut que le poteau résiste moins à la compression et qu'une note de calcul doit être faite pour spécifier la charge maximale admissible sur cette configuration.

Dans le cas d'une flexion composée, on tombe sur le cas d'une poutre continue, sachant que l'écroutage de la partie en compression sera encore plus critique. De plus d'avoir la compression dû au moment, il y a la compression due à la force normale, ce qui rendre ce cas

plus grave que celui de la poutre. Egalement au cas de la poutre l'écroutage de plusieurs faces à la fois, rendrait le poteau plus fragile.

2.3.5. Voile

En analysant un mètre de largeur de voile, on se met dans le même cas du poteau.

2.3.6. Conclusion de l'étude de cas

Enfin, pour tous les cas précédents il faut refaire le modèle de calcul, avec les nouvelles charges appliquées. On ne peut pas s'engager sur une structure qui ne respecte pas la norme en disant qu'elle résiste, il faut refaire les calculs et mettre la structure en accord avec les règlements. Il faut souligner que l'on peut toujours limiter les dimensions de l'écroutage, ainsi que l'ordre de réalisation pour ne pas trop affecter la structure. Si l'élément ne tient tout seul, il faut prévoir des renforcements, des étais, etc.

2.4. Adhérence

2.4.1. Raison des valeurs de la norme

Selon les normes actuelles, un enrobage minimal d'un diamètre doit être respecté pour assurer la bonne adhérence acier-béton. C'est un enrobage connu depuis le BA 60. Celui-ci indiquait que, pour la protection aux actions extérieures, les armatures principales tendues ou comprimées seront protégées par une épaisseur de béton au moins égale à:

- la moitié du diamètre nominal augmentée de 8mm pour les barres de diamètre < 16 mm
- le diamètre nominal pour les barres de diamètre > 16mm.

Cette obligation vient du fait qu'une épaisseur de béton minimal est nécessaire pour permettre à la barre d'avoir la possibilité d'entrainer le béton dans sa traction sans créer une fissure longitudinale sur son tracé. Ceci venait de nombreux essais faits à l'époque dans tous les pays qui n'ont jamais été mis en cause depuis.

Pour l'Eurocode les background documentaires ne parlent que de l'enrobage de durabilité. Dans le code modèle 1990 on voit au chapitre sur l'adhérence que les résultats donnés pour les formules d'adhérence, de glissement, etc. sont valables pour un enrobage ϕ minimum (chapitre 3.1). A son chapitre 9.1 sur les ancrages et recouvrement il est mentionné que pour assurer que les forces d'adhérence sont transmises avec sécurité et pour prévenir l'éclatement du béton, l'enrobage minimum de toute barre, cadre ou étrier, armature de précontrainte ou gaine de diamètre ϕ doit être au moins égal à ϕ. La même chose est rencontrée dans le code modèle 2010.

Etant donné que cette valeur est basée sur l'expérience et sur des essais, on ne sait pas ce qui se passe pour un enrobage inférieur au diamètre. Donc une étude approfondie sur l'adhérence peut être envisagée, afin de connaître le comportement du volume de béton entourant l'acier et du contact entre les deux.

2.4.2. Théorie (Synthèse du chapitre III, tome I du cours de béton armé de M. J.R.ROBINSON, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, 1960 – 1961)

a) Efforts

Le fonctionnement du béton armé suppose une association entre le béton et l'acier, ce qui met en jeu les forces de contact entre les deux. Ces forces, parallèles à l'axe des armatures et provenant de la réaction d'une force extérieure, empêchent le glissement entre l'armature et le béton qui l'enrobe. Le rapport entre l'effort de résistance et la surface enrobée désigne l'adhérence.

A partir des essais, on vérifie que la contrainte d'adhérence maximale, au moment de la rupture d'adhérence (1er glissement), n'atteint pas des valeurs très supérieures aux précédentes. La réduction de la contrainte d'adhérence après le 1er glissement est de l'ordre de 14% dans les essais réalisés par M. MESNAGER (Commission de 1906 – Rapport du 6 janvier 1903). Cela montre que les forces de collage (attraction moléculaire entre l'acier et le béton) ne jouent qu'un rôle secondaire dans la liaison par adhérence. Donc il nous reste à découvrir la nature de cette liaison.

En exerçant une force de traction croissante F sur une barre enrobée dans un bloc de béton, M. CAQUOT, a remarqué que contraintes de cisaillement se développent sur des surfaces cylindriques concentriques à la barre. Celles-ci sont inversement proportionnelles au rayon des cylindres, c'est-à-dire, qu'elles réduisent sa valeur lorsqu'on s'éloigne de la surface de contact avec l'acier. La valeur limite de F est déterminée lorsque la rupture du béton est causée. Cette rupture se produit suivant des surfaces coniques de révolution aux génératrices inclinées à 45° sur l'axe de la barre, conforme à la figure ci-dessous.

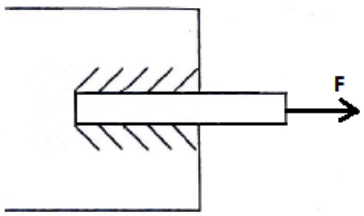


Figure 12 - Surfaces de rupture à 45° (source : chapitre III, tome I du cours de béton armé de M. J.R.ROBINSON)

Cette série de troncs cônes emboîtés tendent à se coincer sur la barre par une sorte d'effet d'encliquetage à frottement. Ils sont soumis à des efforts de compression parallèles à leurs génératrices et à des efforts tranchant perpendiculaires, donc à des moments de flexion. Le phénomène n'a pas été calculé dû à sa complexité, mais à partir de l'interprétation des observations et de l'expérience on conclut que l'adhérence est un phénomène de frottement.

b) Rupture

Le glissement de la barre dans sa gaine de béton, caractérisant la rupture d'adhérence, peut être dû à deux phénomènes différents :

- la rupture du bloc de béton d'enrobage considéré comme base d'appui des cônes
    - par propagation des fissures longitudinales, due à l'action radiale de l'armature sur le béton (apparition de contraintes de traction circonférentielles). Dépend de la résistance en traction du béton, de l'enrobage (conditionnant les propriétés de confinement de l'armature) et du renforcement transversal.
    - par propagation des fissures transversale (plus courante, surtout à faibles enrobages). Les microfissures de l'interface se groupent en macro fissures internes qui se développent jusqu'à la surface.
- la rupture des cônes eux-mêmes qui laisse apparemment intact le bloc de béton dans lequel glisse la barre

Le premier mode de rupture a été observé sur des essais dépourvus de frettes, surtout lorsque le diamètre de l'armature a une dimension considérable par rapport à la dimension de l'éprouvette en béton. Ceci est le cas d'une armature trop proche de la surface de la paroi, en particulier dans un angle (figure ci-dessous). Néanmoins, ce phénomène n'est pas admissible dans les constructions et pour qu'il ne se produise pas, il faut armer la pièce transversalement à la barre, de frettes, d'étriers ou de cadres. Dans ces cas il n'y aura pas la rupture du béton, la barre glisse dans la gaine.

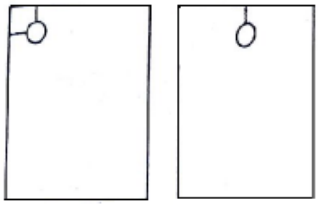


Figure 13 - Armatures proches de la surface

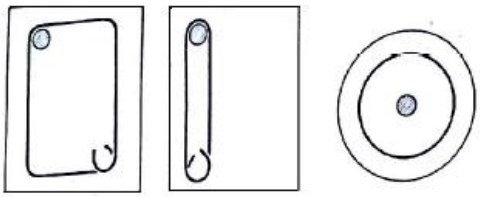


Figure 14 – Armation transversale

Le second mode, donné par la rupture des troncs de cône n'occupant qu'une couche très mince autour de la barre, est le mode de rupture supposé dans l'équilibre des constructions, mais avec des amplitudes de glissement contrôlées. Il va commencer par des aspérités les plus saillantes du béton. Ensuite on observe que la gaine se lisse au fur et à mesure du glissement, en causant une chute de l'effort nécessaire pour provoquer le glissement et, en même temps, les débris de premières aspérités de la barre se coincent en maintenant un taux élevé pour des glissements plus importants.

c) Facteurs agissant sur l'adhérence

L'adhérence est influencée par : la rugosité des barres, l'étreinte latérale, le type d'effort appliqué sur la barre, l'épaisseur de la gaine, la présence d'armature transversale, la qualité du béton et la forme des barres.

- Rugosité des barres et étreinte latérale

Le taux d'adhérence est d'autant plus élevé que la barre est plus rugueuse. Les nervures vont empêcher le mouvement de la barre, en rendant l'adhérence entre l'acier et le béton plus rigide. En plus, elles causent une détérioration de l'interface acier/béton, lorsqu'il y a un glissement, en augmentant encore l'adhérence. Contrairement, dans le cas d'une barre lisse, où la surface de contact est beaucoup plus fragile, un faible glissement entre l'acier et le béton peut endommager la liaison.

On compare une poutre bi-appuyée en flexion ayant des barres lisses avec une autre ayant des barres haute adhérence (HA). Dans le premier cas, les fissures résultant de l'allongement des aciers sont relativement larges, peu nombreuses et situées en zone de sollicitation maximale, tandis que dans le deuxième cas les fissures sont plus fines, deux fois plus nombreuses,

réparties sur tout le long de la poutre. Ce dernier cas diminue les risques de corrosion de l'acier, ce qui implique une pérennité supérieure de l'ouvrage.

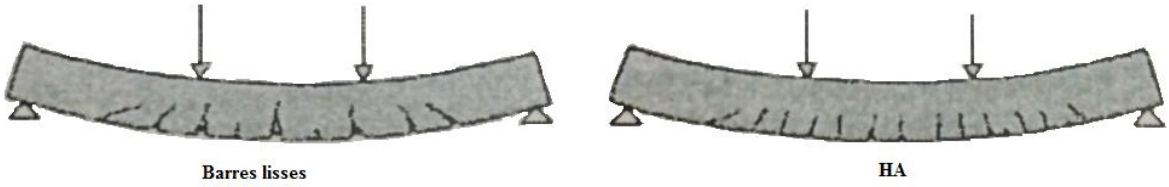


Figure 15 - Fissuration des poutres en flexion (barre lisse et HA)

L'augmentation de l'adhérence est également observée si le béton est comprimé perpendiculairement à l'axe de la barre.

- Type d'effort

Le fait que la barre soit en compression ou en traction interfère le comportement de l'adhérence. La barre, soumise à des contraintes longitudinales élevées, se dilate si elle est comprimée ou se rétrécit si elle est tendue. La réaction du béton sur la barre est donc moins forte dans le dernier cas, ce qui implique que le taux d'adhérence est inférieur (valeur plus critique pour le béton armé).

- Epaisseur de la gaine et présence d'armature transversale

La raideur de l'étau de béton qui entoure la barre joue également un rôle important. L'adhérence est plus élevée si l'étau est plus épais (en conséquence l'enrobage influe) ou s'il est cousu d'armatures transversales. Ainsi, si la barre se situe au voisinage d'une surface, l'adhérence est plus faible que si elle était placée en pleine masse. En ce qui concerne les armatures transversales, l'efficacité augmente si elles sont placées à quelque distance de la barre, au lieu d'être en contact.

- Qualité du béton

D'autant que la qualité du béton augmente, l'adhérence sera meilleure. Facteurs comme résistance élevée, épaisseur de couche d'enrobage suffisante (pour assurer la bonne mise en place du béton, ainsi que pour éviter l'influence des conditions environnementales) et des

moyens adéquats de serrage du béton (béton ouvrables pour bien mouler sur les armatures), contribuent pour une adhérence plus élevée.

- Forme des barres

A partir des essais on remarque que la forme ronde donne la meilleure adhérence. En comparant des barres de même surface, on vérifie que l'ordre de la valeur de l'adhérence est la suivante ronde > carrée > plate.

Les textes règlementaires relient la résistance à l'adhérence à la résistance à la traction du béton. Les formules suivantes de la contrainte ultime d'adhérence sont valides pour les barres rondes, droites et avec un enrobage au moins égal à un diamètre.

- Selon l'Eurocode 2 (EN1992-1-1) :

$f_{bd} = 2{,}25\ \eta_1\ \eta_2\ f_{ctd}$

η_1 est un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position de la barre au cours du bétonnage (= 1,0 lorsque les conditions d'adhérence sont "bonnes" et = 0,7 dans tous les autres cas et pour les barres dans les éléments structuraux réalisés au moyen de coffrages glissants, à moins que l'on puisse démontrer que les conditions d'adhérence sont "bonnes").

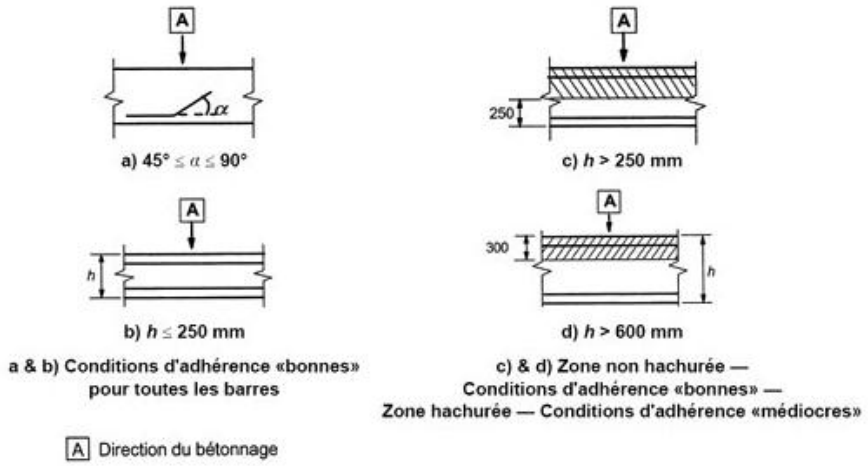


Figure 16 – Illustration des conditions d'adhérence (source : EN 1992-1-1)

η_2 est lié au diamètre de la barre (= 1,0 pour $\leq$ 32 mm et = (132 - ϕ)/100 pour ϕ > 32).

$f_{ctd} = \alpha_{ct}\ f_{ctk0,05}/\gamma_c$, α_{ct} = 1,0 (valeur recommandée mais peut varier par pays), γ_c = 1,5,

$f_{ctk0,05} = 0,7\ f_{ctm}$, où $f_{ctm} = 0,3\ f_{ck}^{(2/3)}$ pour ≤C50/60 ou $f_{ctm} = 2,12\ \ln(1+(f_{cm}/10))$ le cas échéant.

- Selon le BAEL

$$\tau_{su} = 0,6\ \psi_s^2\ f_{tj}$$

ψ_s est le coefficient de scellement relatif à l'acier, selon sa nature lisse ou HA (=1 pour les acier lisse et =1,5 pour les aciers HA)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj}$$

- Selon les instructions de 1934 (règles BA 45)

$$R_D = \frac{2R'}{(1+\frac{\Phi}{d_1})(1+\frac{\Phi}{d_2})}$$

R' est la contrainte limite de traction du béton, d_1 la distance minimum de l'axe de la barre à une paroi, d_2 la distance la plus petite à une paroi après d_1, mesurée soit dans le prolongement de d_1, soit dans un sens perpendiculaire. d_1 et d_2 sont à majorer si des armatures transversales cousent efficacement la gaine de béton. L'épaisseur fictive à ajouter à d_1 et d_2 est exprimé en centimètre par la section en centimètre carrés des armatures transversales par mètre de barres (sections rencontrées par OX pour d_1 et par OY pour d_2).

En plus de prendre en compte la résistance à la traction du béton, la formule des instructions de 1934 (règles BA 45) considère également le diamètre et l'enrobage.

2.5. Modélisation

La compréhension de la zone d'interaction acier/béton est importante pour savoir comment se déroule la transmission et la diffusion des contraintes, lorsqu'on a un élément en béton armé. Ce modèle analyse le mode de transmission des efforts et se concentre sur le béton, car celui-ci atteindre son mode de rupture avant que l'acier plastifie. Il peut être appliqué à n'importe quel élément structurel.

Pour obtenir le champ des contraintes dans le béton on va supposer une adhérence parfaite (sans glissement relatif), ce qui implique une contrainte de cisaillement constante tout au long de la barre. La force résultante sur l'acier est égale à la contrainte d'adhérence multipliée par la surface de contact ($F = f_{bd}.\pi.\phi.L$ ou $f_{bd} = F/ \pi.\phi.L$). Dans l'interface, le béton est composé d'une contrainte de cisaillement (sens contraire à celle appliquée dans l'acier) et donc cela implique à des nouvelles contraintes dans le béton pour assurer l'équilibre (plans perpendiculaires comme montre les figures ci-dessous), ce qui suggère un plan de rupture à 45°. En visualisant le problème en 3 dimensions, on aura des surfaces de rupture coniques avec génératrices à 45°.

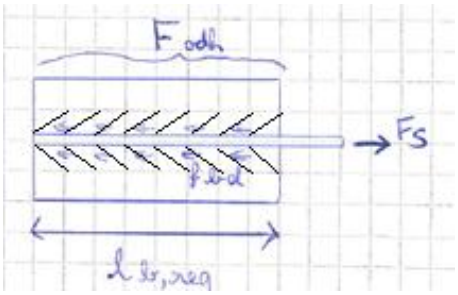


Figure 17 - Contrainte de cisaillement sur l'acier et plans de rupture à 45°

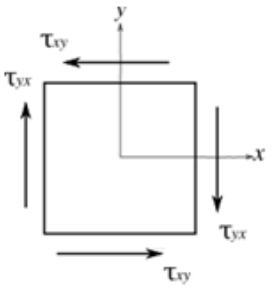


Figure 18 - Contraintes sur le béton

La rupture peut être à cause de l'apparition des microfissures du béton d'enrobage, qui se diffusent en créant des macros fissures, ou à cause de la rupture des cônes eux mêmes. Les deux différents modes de rupture débutent dans l'interface, donc on peut considérer que le volume de béton qui enrobe la barre d'acier est le plus critique et il sera fondamental pour assurer la bonne adhérence avec l'armature. A partir de la symétrie du problème et des contraintes coniques on fait l'hypothèse que le volume mis en charge est un cylindre.

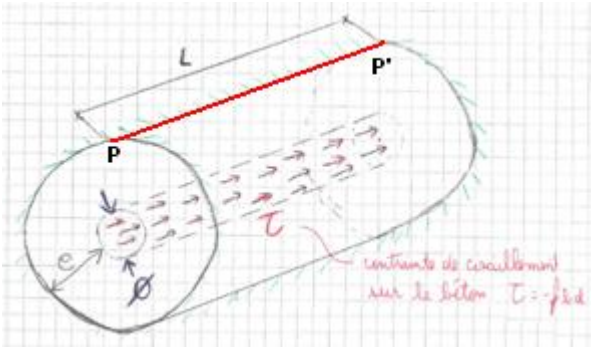


Figure 19 - Zone de béton en charge de la bonne transmission d'efforts

Néanmoins, le champ de contrainte peut être interféré par la proximité avec les surfaces et cette hypothèse est seulement valable dans le cas où l'acier est confiné dans un volume suffisant de béton. Pour analyser le cas où on a des petites dimensions d'enrobage on aura besoin d'un logiciel pour faire un modèle 3D et ensuite il sera nécessaire de valider les conclusions par des essais. Dans le premier cas on analyse juste le volume de béton et dans le deuxième cas on simule un cas réel par l'essai connu par « beam-test ».

2.5.1. Simulation 3D

Cette partie est dédiée au modèle 3D, réalisé par des éléments finis avec le logiciel Robot. L'objectif est de prévoir le comportement du massif de béton entourant la barre d'acier dans l'essai « beam-test ». En assumant que les fissures forment la perpendiculaire à la direction de la contrainte de traction principale (dès que celle-ci atteindre la résistance à la traction du béton f_t), on peut estimer le comportement des fissures dans l'essai, en appliquant une charge donnée.

On ne modélise pas l'acier dans le modèle, à cause de problèmes de compatibilité des nœuds dans le maillage des éléments finis. Donc son effet d'adhérence est considéré par des contraintes de cisaillement appliquées à la surface de contact entre le béton et l'acier. De plus,

on considère une barre lisse (contrainte d'adhérence uniforme sur toute la longueur), sachant que le comportement d'une barre haute adhérence (HA) n'est pas tout à fait simple à modéliser, à cause des saillies et des aspérités qui provoquent des forces d'engrènement mécanique (de valeur dépendant de la coordonnée analysée, car la contrainte d'adhérence n'est pas constante).

Selon le BAEL, la contrainte maximale de rupture (valeur choisie pour cette étude) pour une barre lisse (ψ_S = 1) et un béton f_c égal à 25 MPa (béton choisi pour l'essai « beam-test ») vaut :

$$\tau_{su} = 0{,}6.\psi_S^2.(0{,}6+0{,}06.f_{cj}) = 0{,}6.1^2.(0{,}6+0{,}06.25) = 1{,}26 \text{ MPa} = 1260 \text{ KPa}$$

On observe que le diamètre et l'enrobage n'entrent pas dans les formules des normes actuelles, elles prennent une gamme de valeurs, car elles considèrent qu'une « petite » variation n'influe pas trop dans la contrainte ultime et surement elles se mettent vers la sécurité, en considérant le pire cas. On choisi la formule du BAEL parce qu'elle nous permet de prendre en compte le type de barre. Cette formule est valable pour l'enrobage supérieur à un diamètre, donc on va étudier le comportement du béton dans le cas où il ne respecte pas cette condition et possède un enrobage inférieur. On va analyser également l'influence du diamètre.

- Dimensions et conditions limites

On considère dans le modèle juste la partie en rouge de la figure ci-dessous, car c'est où l'acier est adhérent et c'est où il y a de la traction dans le béton. Les diamètres d'acier « ϕ » étudiés sont les 12 et 20 mm et ses enrobage « e » sont égaux à ϕ, ϕ/2 et 0, ce qui totalise 6 modèles.

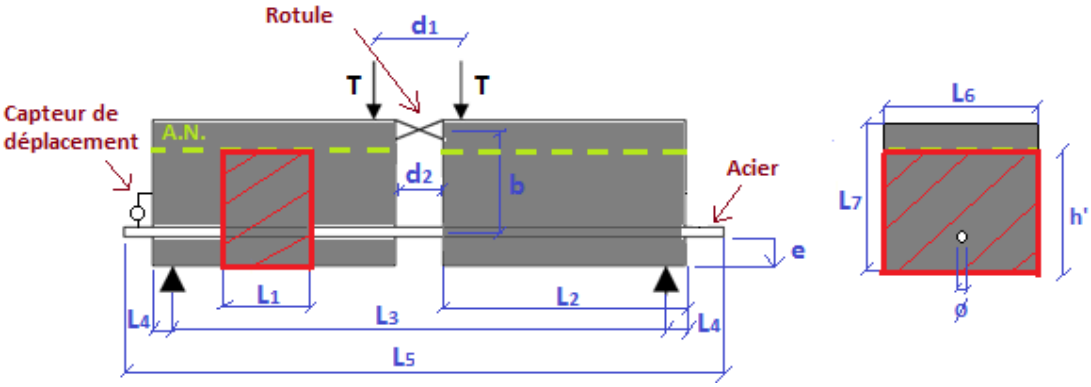


Figure 20 - Zone de l'essai "beam-test" prise en compte dans le modèle

- Pour ϕ = 12 mm :

L_1 = 12 cm, L_6 = 10 cm et L_7 = 18 cm

- Pour ϕ = 20 mm :

L_1 = 20 cm, L_6 = 15 cm et L_8 = 24 cm pour ϕ = 20 mm.

La hauteur h' (figure ci-dessus) dépend des efforts appliqués sur la poutre et on calcule sa valeur comme montre les tableaux suivants :

Avec f_{cd} = 25 MPa, $\tau_{su\ (contrainte\ ultime\ BAEL)}$ = 1260 KPa et b (bras de levier) = 16 cm

Tableau 4 - Détermination de la hauteur du bloc modélisé

φ (diamètre acier)	12 mm	φ (diamètre acier)	12 mm	φ (diamètre acier)	12 mm
enrobage (e)	12 mm	enrobage (e)	6 mm	enrobage (e)	0 mm
L1	0,12 m	L1	0,12 m	L1	0,12 m
Force ult de traction	5,7 KN	Force ult de traction	5,7 KN	Force ult de traction	5,7 KN
Moment = Fult * b	0,91 KN.m	Moment = Fult * b	0,91 KN.m	Moment = Fult * b	0,91 KN.m
L6	10 cm	L6	10 cm	L6	10 cm
L7	18 cm	L7	18 cm	L7	18 cm
d	16,2 cm	d	16,8 cm	d	17,4 cm
μ = M / (L7*d²*fcd)	0,014	μ = M / (L7*d²*fcd)	0,013	μ = M / (L7*d²*fcd)	0,012
α = 1,25(1-racine(1-2μ))	0,017	α = 1,25(1-racine(1-2μ))	0,016	α = 1,25(1-racine(1-2μ))	0,015
h' = L7-αd	17,7 cm	h' = L7-αd	17,7 cm	h' = L7-αd	17,7 cm

φ (diamètre acier)	20 mm	φ (diamètre acier)	20 mm	φ (diamètre acier)	20 mm
enrobage (e)	20 mm	enrobage (e)	10 mm	enrobage (e)	0 mm
L1	0,2 m	L1	0,2 m	L1	0,2 m
Force ult de traction	15,8 KN	Force ult de traction	15,8 KN	Force ult de traction	15,8 KN
Moment = Fult * b	2,53 KN.m	Moment = Fult * b	2,53 KN.m	Moment = Fult * b	2,53 KN.m
L6	15 cm	L6	15 cm	L6	15 cm
L7	24 cm	L7	24 cm	L7	24 cm
d	21 cm	d	22 cm	d	23 cm
μ = M / (L7*d²*fcd)	0,015	μ = M / (L7*d²*fcd)	0,014	μ = M / (L7*d²*fcd)	0,013
α = 1,25(1-racine(1-2μ))	0,019	α = 1,25(1-racine(1-2μ))	0,018	α = 1,25(1-racine(1-2μ))	0,016
h' = L7-αd	23,6 cm	h' = L7-αd	23,6 cm	h' = L7-αd	23,6 cm

A partir de l'hypothèse de Bernoulli : lors de la déformation, les sections droites restent perpendiculaires à la courbe moyenne, on sait que la fibre neutre a un allongement nul. Pour

rendre le bloc de béton le plus réaliste possible, en simulant le comportement en flexion de la poutre et l'absence de déplacement longitudinal en fibre neutre, on encastre la surface supérieure du plan XY et la surface inférieur du plan XZ selon la figure ci-dessous. Ensuite on applique la contrainte de cisaillement (1260 KPa) à l'intérieur du trou cylindrique vers Y positif.

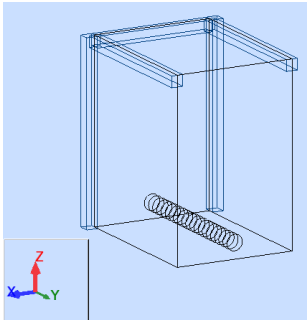


Figure 21 - Conditions limites du bloc de béton modélisé

Les résultats de la simulation sont exposés ci-dessous, par des diagrammes de contraintes principales « σ_1 » représentant la valeur maximale en traction. Le plan d'application de ces contraintes, sont les mêmes de l'apparition des fissures, lors du dépassement de la valeur ultime :

$$f_{tj} = 0{,}6+0{,}06.f_{cj} = 0{,}6+0{,}006x25 \text{ MPa} = 2{,}1 \text{ MPa (BAEL)}$$
$$f_{ctk0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}, \text{ où } f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{(2/3)} = 0{,}7x0{,}3x25^{2/3} = 1{,}8 \text{ MPa (Eurocode)}$$

1) ϕ = 20 mm, e = 20 mm

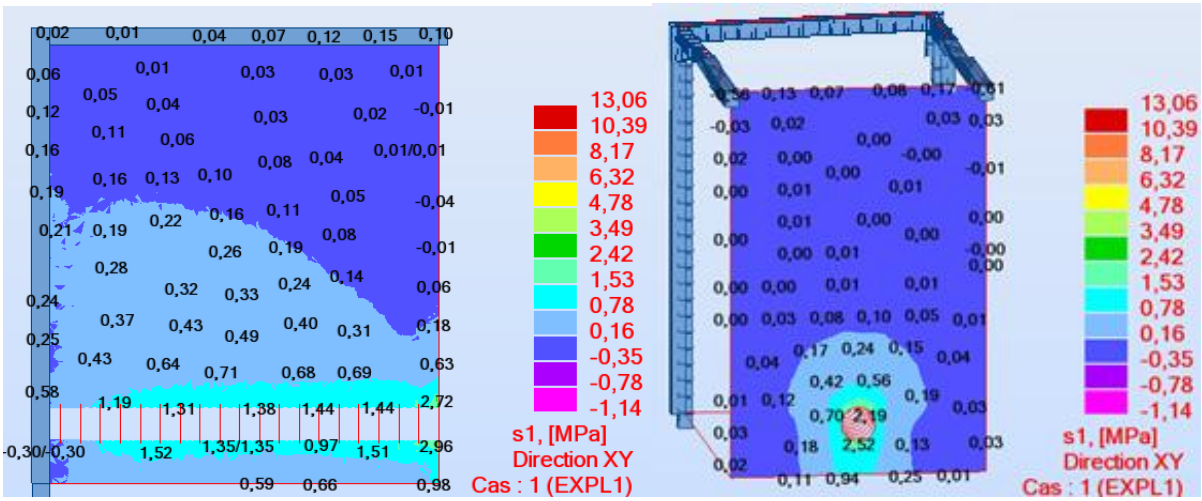


Figure 22 - Contrainte principale - σ1 (traction)

2) ϕ = 20 mm, e = 10 mm

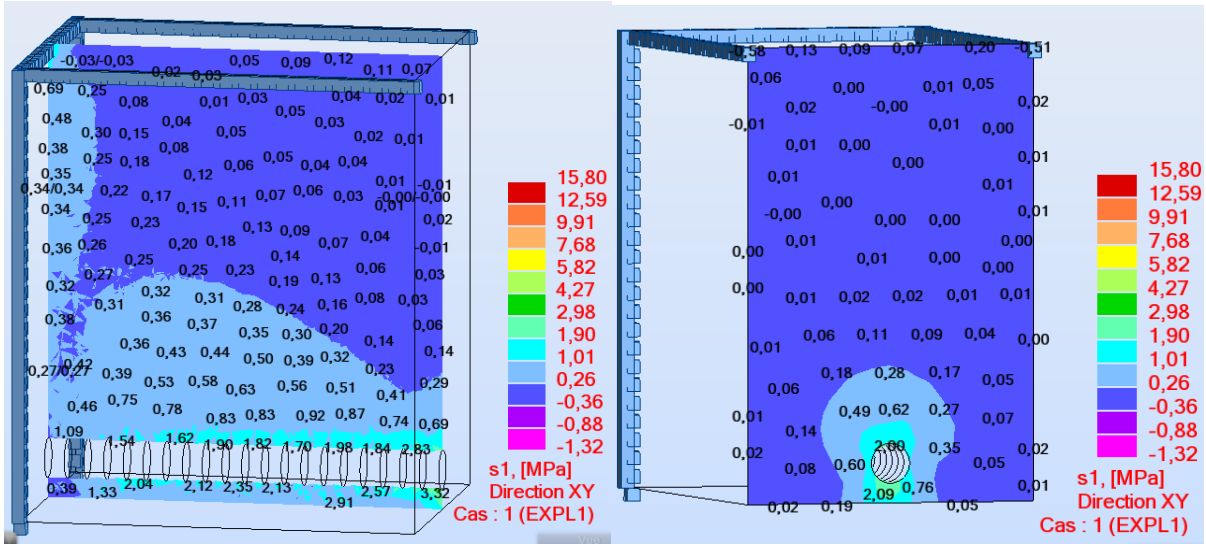


Figure 23 - Contrainte principale - σ1 (traction)

3) ϕ = 20 mm, e = 0 mm

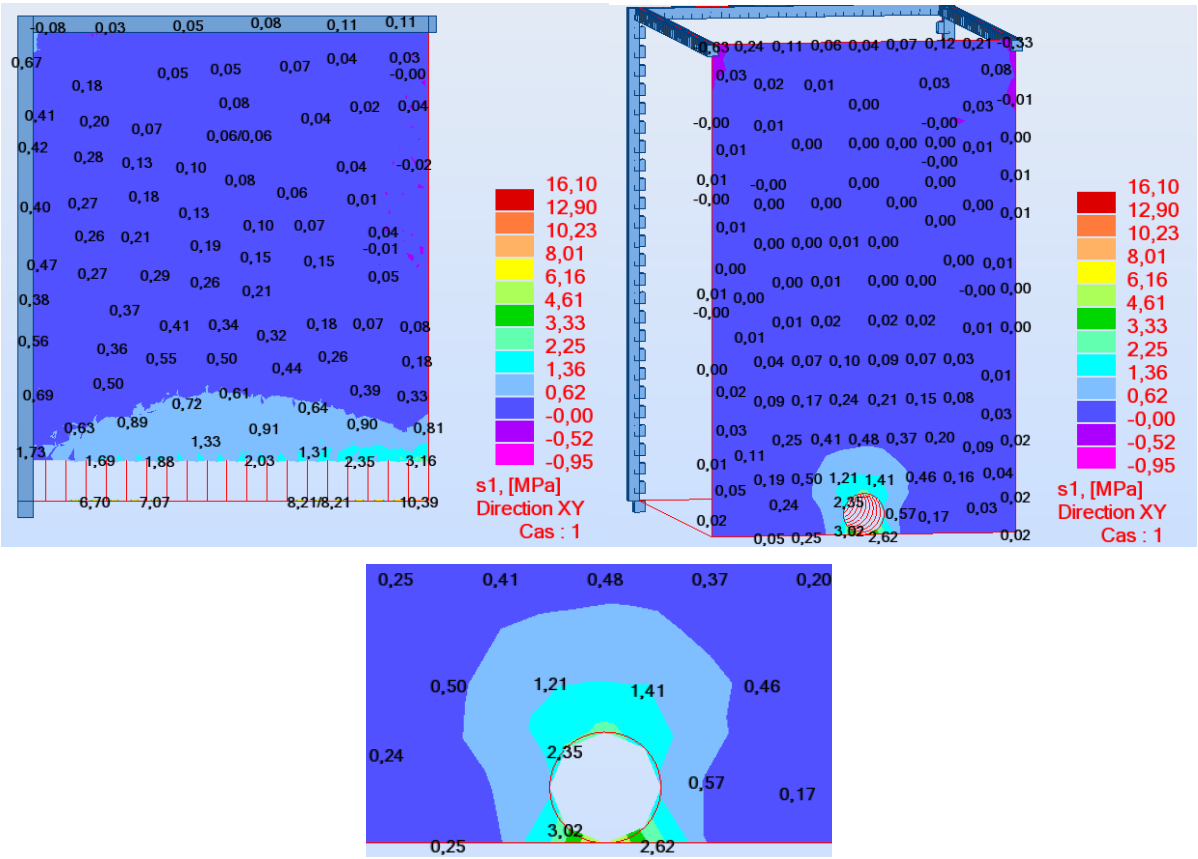


Figure 24 - Contrainte principale - σ1 (traction)

4) ϕ = 12 mm, e = 12 mm

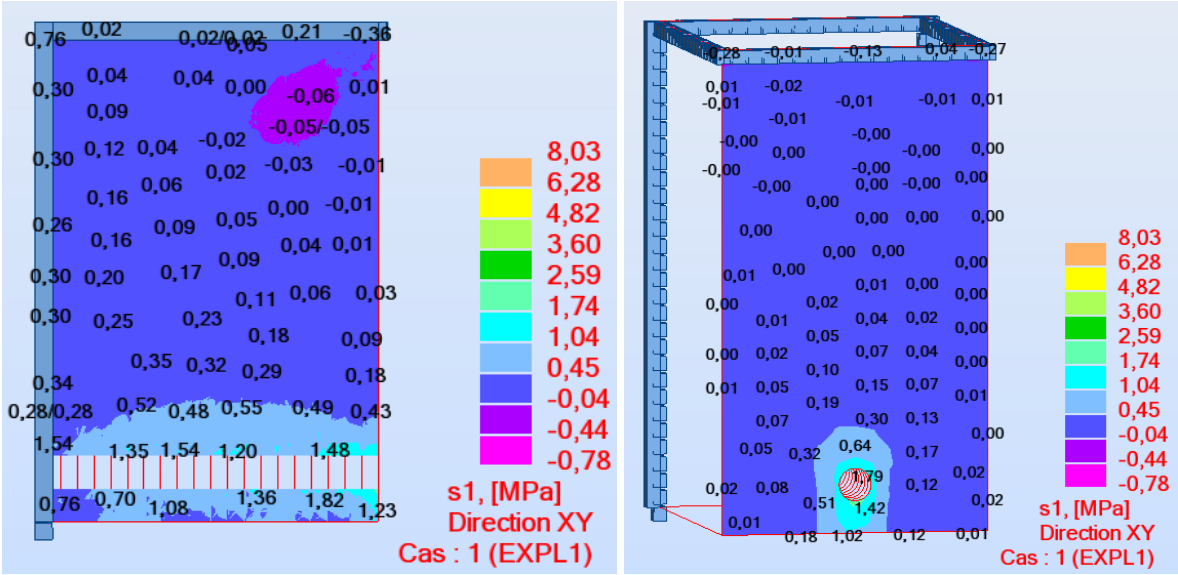


Figure 25 - Contrainte principale - σ1 (traction)

5) ϕ = 12 mm, e = 6 mm

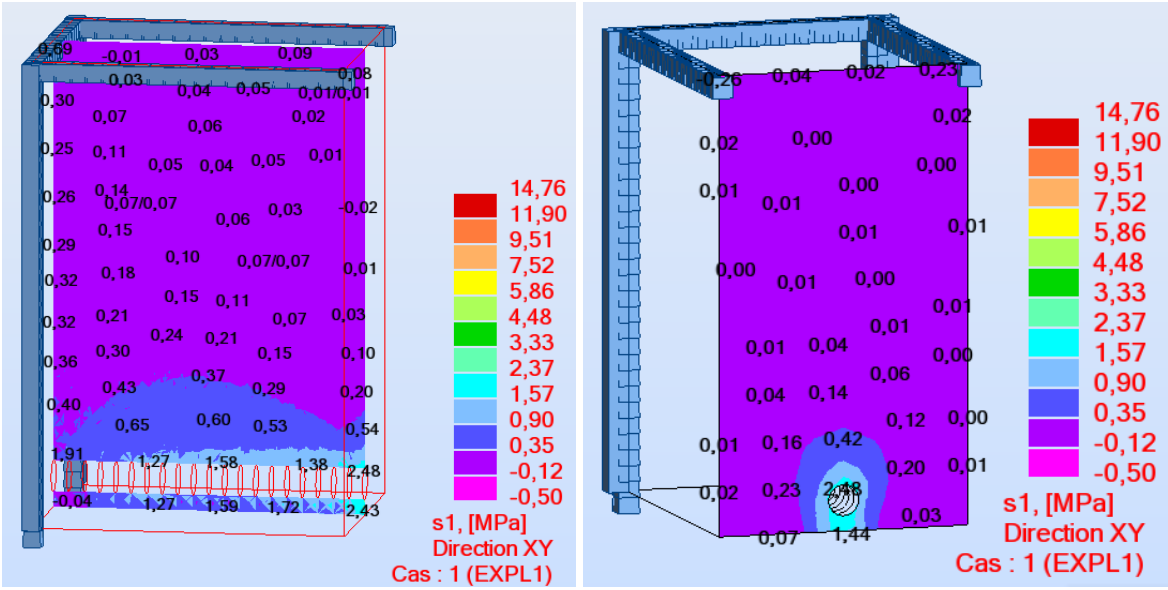


Figure 26 - Contrainte principale - σ1 (traction)

6) ϕ = 12 mm, e = 0 mm

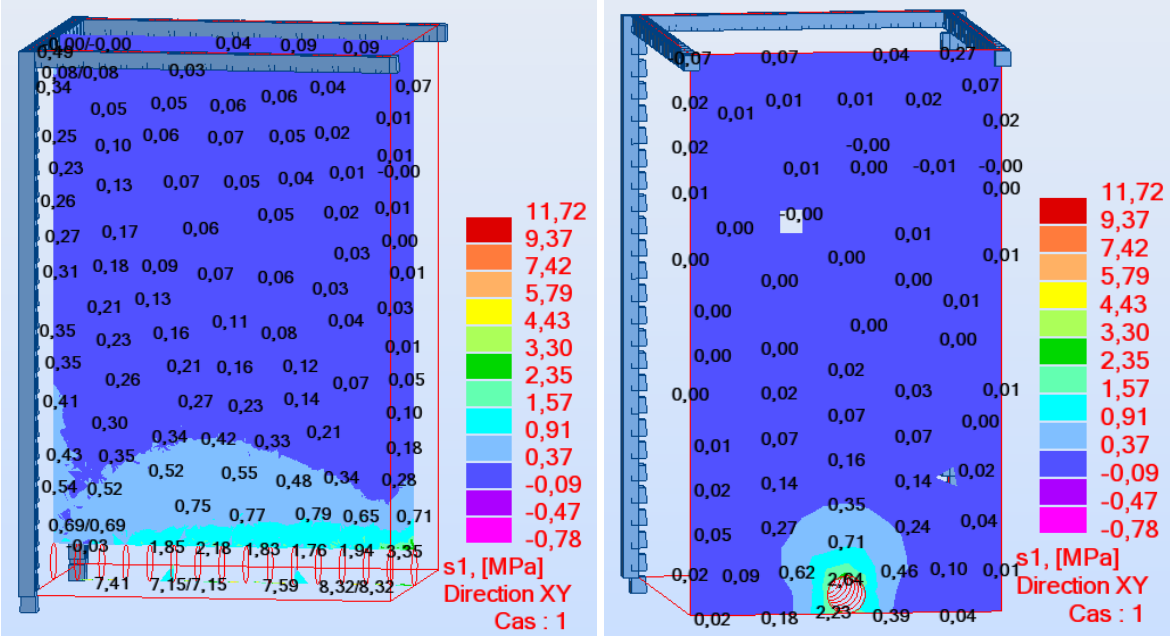


Figure 27 - Contrainte principale - σ1 (traction)

A partir des valeurs de contrainte principale de traction obtenues par le logiciel Robot (images ci-dessus), on observe que le béton entourant les barres avec un diamètre supérieur, possède des contraintes de traction supérieures, se rapprochant de la valeur ultime. Cette analyse est conforme la formule de la contrainte d'adhérence ultime des instructions de 1934 (règles BA 45).

En ce qui concerne la variation de l'enrobage, sa réduction gêne la distribution des contraintes dans le béton et lorsqu'on dépasse la limite minimale d'un diamètre, on n'obtient plus des contraintes symétriques autour de la barre. Le béton d'enrobage commence à avoir des contraintes supérieures à la résistance de traction du béton, ce qui implique à des fissurations. Celles-ci changent encore plus le champ de contrainte, en se rapprochant d'un cas d'enrobage nulle, où le béton de la partie opposé à l'enrobage atteint à des contraintes de traction supérieures à la valeur limite.

2.5.1. Réalisation du « beam-test »

2.5.1.3. Choix de l'essai

Tous les essais d'arrachement fournissent une courbe force x déplacement et à partir d'une analyse graphique on déduit la force ultime. La courbe ci-dessous montre un exemple d'un essai « pull-out » classique et d'un essai adapté, appelé PIAF. Les deux essais (figure 3 et 4) démontrent le comportement d'une barre d'acier dans le béton face à une force de traction. Comme dans ces cas la force mesurée est la force d'arrachement, on lit directement la force ultime (premier cas : 13,24 KN et deuxième cas : 6,7 KN).

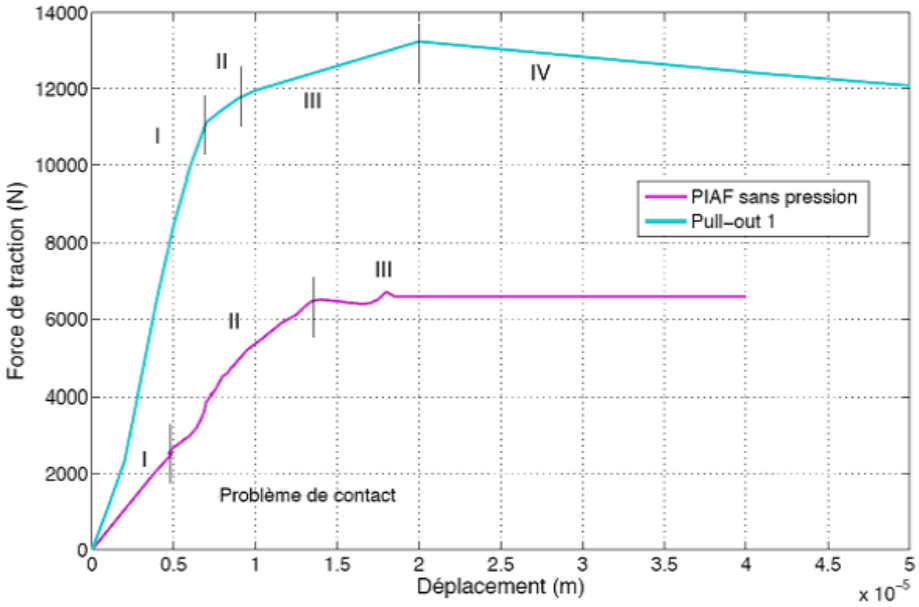


Figure 28 - Courbes Force en traction/déplacement pour les éprouvettes PIAF et « Pull-out » (source : L2-1-2 Rapport de synthèse sur les essais d'adhérence acier-béton APPLET 28-09-2009)

La différence entre les courbes s'explique par le fait que l'essai « Pull-out » a une influence de la méthode d'application de la force et par conséquent des contraintes résiduelles interfèrent les résultats (figure ci-dessous). Alors, le « Pull-out » ayant un écart des valeurs, on conclut que le PIAF est plus adapté et plus proche de la réalité.

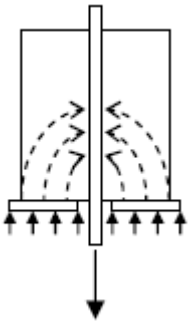


Figure 29 – « Pull-out test », contraintes résiduelles (source : Cours de béton armé de J.P. Guissart, Institut Gramme, 2000)

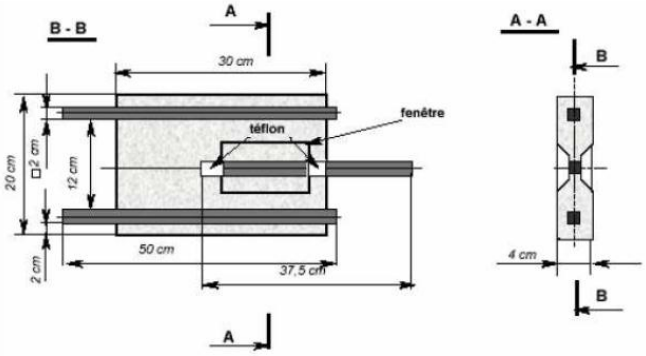


Figure 30 - Exemple d'éprouvette d'essai PIAF (source : L2-1-2 Rapport de synthèse sur les essais d'adhérence acier-béton APPLET 28-09-2009)

Néanmoins la forme de son éprouvette est standardisée et on ne peut pas faire varier l'enrobage de l'acier. Pour cela on choisit le « Beam-test », un essai plus sophistiqué que les deux précédents, permettant également un rapproche avec la réalité. Cet essai est le plus adéquat pour l'étude de l'adhérence vis-à-vis de la variation de l'enrobage et sera détaillé dans la partie suivante « Dispositif d'essai ».

2.5.1.1. Dispositif d'essai

L'essai « Beam-test » est un essai de flexion à 4 points. La figure ci-dessous montre le dispositif, constitué par deux blocs parallélépipédiques en béton, reliés à leur partie inférieur par une barre d'acier (lisse dans ce cas pour pouvoir valider le modèle 3D de contrainte uniformément distribuée), et à leur partie supérieure par une rotule en acier. La poutre

soumise à deux forces égales disposées symétriquement par rapport à sa section médiane est sollicité en flexion simple. Un capteur de déplacement est placé à l'extrémité du bloc avec la plus faible longueur d'ancrage selon l'image ci-dessous :

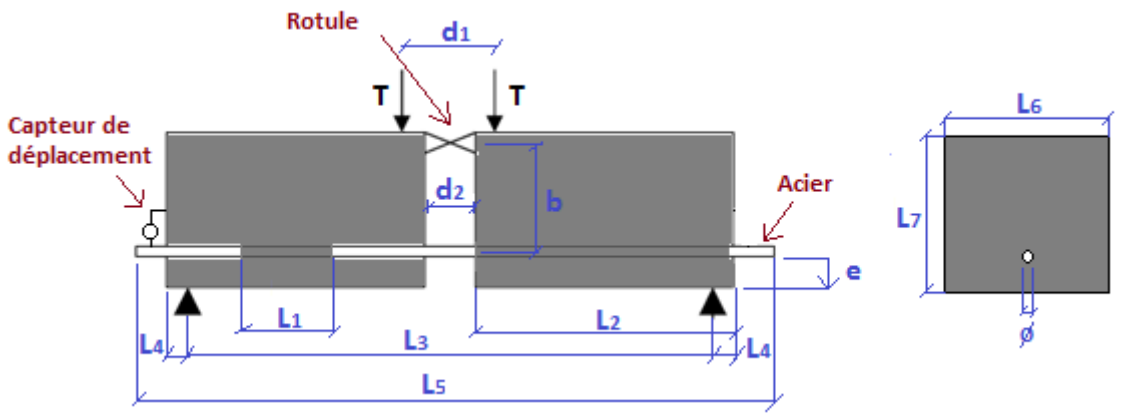


Figure 31 - Essai de poutre « beam-test » (source : Cours de béton armé de J.P. Guissart, Institut Gramme, 2000)

On adopte les dimensions L_1, L_2, L_3, L_4, L_6, L_7, d_1, et d_2 suivantes selon RILEM (1970) dans son texte de recommandation pour l'exécution de l'essai:

- pour un diamètre $\phi < 16$ mm :

$L_1 = 10\ \phi$	$L_5 = 100$ cm	$d_2 = 5$ cm
$L_2 = 37{,}5$ cm	$L_6 = 10$ cm	$b = 16$ cm
$L_3 = 65$ cm	$L_7 = 18$ cm	$e = \phi$, $\phi/2$ et 0
$L_4 = 7{,}5$ cm	$d_1 = 15$ cm	

- pour un diamètre $\phi \geq 16$:

$L_1 = 10\ \phi$	$L_5 = 146$ cm	$d_2 = 6$ cm
$L_2 = 60$ cm	$L_6 = 15$ cm	$b = 16$ cm
$L_3 = 110$ cm	$L_7 = 24$ cm	$e = \phi$, $\phi/2$ et 0
$L_4 = 8$ cm	$d_1 = 20$ cm	

RILEM (1970) conseille que les deux demi-poutres aient longueurs d'ancrage égales, parce qu'il s'intéresse au comportement global de la poutre. Néanmoins, on adopte des différentes

longueurs (L_1 et L_2), car on veut forcer la rupture dans le bloc avec la plus faible dimension (contrainte d'adhérence supérieure) pour pouvoir étudier le comportement local.

Il est conseillé que les sections transversales sont armées selon les figures suivantes :

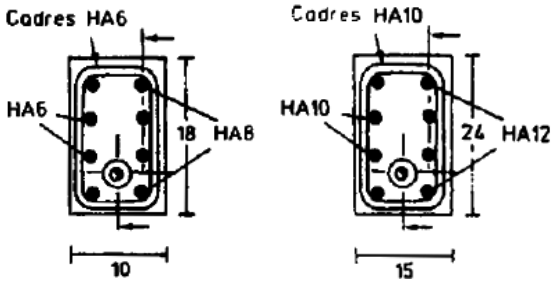


Figure 32 –Section transversale des éprouvettes

Avec ces armatures secondaires on ne peut pas obtenir ce que l'on cherche, puisqu'on ne pourrait pas varier l'enrobage de la barre analysée et, en plus, ces barres « secondaires » augmenteraient la résistance ultime car elles évitent la dissipation des fissures. Donc on fait nos essais avec une seule barre.

- Essais avec barres lisses de diamètre « ϕ » de 12 et de 20 mm
- Enrobage « e » égal à ϕ, ϕ /2 et 0
- Répéter 3 fois chaque essai, ce qui totalise 18 éprouvettes

La résistance à la traction et la qualité du bétonnage influencent également les résultats de l'essai, néanmoins on ne va pas étudier cette influence et on suppose que toutes les éprouvettes sont égales et que seulement le diamètre et l'enrobage varient. Le béton adopté est le C20/25.

2.5.1.3. Système de force

A partir de la valeur du moment au centre de la poutre : $M = T.(L_3/2 - d_1/2)$, on peut déduire la force d'arrachement à laquelle la barre est soumise, avec le bras de levier « b » entre la rotule et l'acier.

$$F = M/b = \frac{T.(L3-d1)}{2b}$$

La vitesse de chargement de la force 2T est de 1mm/min. On sait que la rupture totale de l'adhérence de l'acier ne se produit généralement pas simultanément dans les deux demi-poutres.

2.5.1.4. Analyse des résultats

A partir de la force maximale du graphique force (2T) x déplacement, on peut déduire la contrainte ultime selon la formule suivante :

$$\tau_{su} = \frac{F}{\phi.\pi.L1} = \frac{T.(L3-d1)}{2b.\phi.\pi.L1}$$

On la compare avec les valeurs obtenues de la norme et à partir du modèle 3D, afin de savoir comment l'enrobage influence la contrainte d'adhérence.

La courbe se comporte de façon variable selon le comportement de l'adhérence.

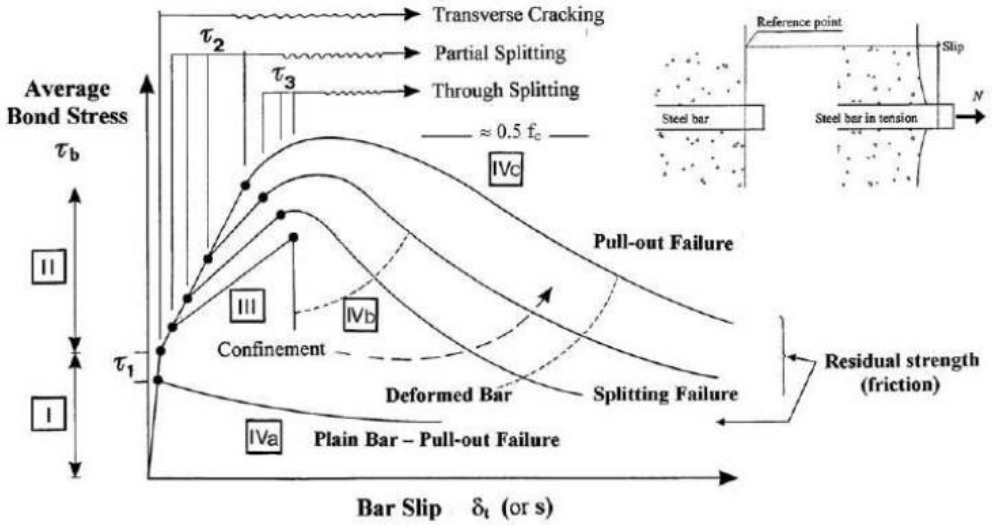


Figure 33 - Local bond stress-slip law - Tassios 1979 (source : L2-1-2 Rapport de synthèse sur les essais d'adhérence acier-béton APPLET 28-09-2009)

- La partie I a un comportement linéaire, étant la liaison entre l'acier et le béton adhérente
- Après une augmentation de la force, la courbe s'écarte de la linéarité en raison des premières fissures (partie II)

- Finalement la force atteint la valeur maximale en même temps que les fissures apparaissent (partie III)
- Dans la partie IV l'adhérence entre l'acier et le béton est cassée et la contrainte diminue

La partie III, « partial splitting », peut être surveillée par une analyse visuelle de propagation et localisation des fissures. Cela nous permet de connaître le comportement de la transformation des microfissures en macro fissures.

2.5.1.5. Adaptation de l'essai selon l'équipement disponible

Sachant que la machine d'essai utilisée par l'Ecole des Ponts et Chaussées (endroit de la réalisation des essais) a une capacité maximale d'application de force ($2T_{max}$ = 100 KN) on doit vérifier si les dimensions supposées auparavant permettent d'atteindre à la rupture.

La force maximale que la machine peut provoquer sur l'acier vaut :

$$F_{max} = \frac{50.(1-0,2)}{2.0,160} = 125 \text{ KN}$$

Et, selon le BAEL, la contrainte maximale de rupture pour une barre lisse (ψ_S = 1) de diamètre 20 mm et un béton avec f_{c28} de 30 MPa vaut :

$$\tau_{su} = 0,6.\psi_S^2.(0,6+0,06.f_{cj}) = 0,6.1^2.(0,6+0,06.25) = 1,26 \text{ MPa} = 1260 \text{ KPa},$$

Ce qui correspond à une force sur l'acier de :

$$F = \tau_{su}.\phi.\pi.L_1 = 1260.0,02.\pi.0,2 = 16 \text{ KN} < 125 \text{ KN}.$$

On peut en conclure que les éprouvettes sont bien dimensionnées face à la capacité de la machine.

2.5.1.6. Méthodologie

L'idée initiale était de fabriquer les éprouvettes chez Nuvia et les transporter vers l'Ecole des Ponts pour la réalisation des essais au laboratoire. On était permis d'utiliser seulement la machine de flexion à quatre points, ce qui nous obligeait d'amener les éprouvettes prêtes.

a) Coffrage

En partant des plaques de bois de dimension 1,25 x 2,5 m et d'épaisseur de 9 mm, on fabrique 36 parallélépipèdes selon la figure ci-dessous :

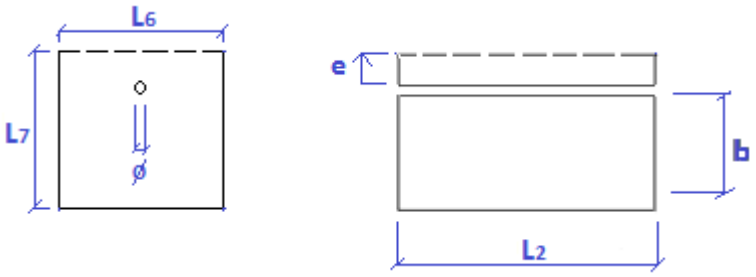


Figure 34 - Coffrage d'un parallélépipède en bois (total de 36 : 18 éprouvettes)

Avec L_2, L_6, L_7, b données auparavant. La valeur de l'enrobage est la suivante :

- e = 12mm (3 éprouvettes)
- e = 6 mm (3 éprouvettes)
- e = 0 mm (6 éprouvettes)
- e = 20 mm (3 éprouvettes)
- e = 10 mm (3 éprouvettes)

Le diamètre des trous sur le coffrage doit être légèrement supérieur au diamètre pour permettre que la barre puisse entrer.

La surface pointillée représente la surface ouverte pour le bétonnage. On choisi cette surface, car cela nous permettre d'avoir une bonne qualité du béton dans la couche d'enrobage.

Moule de bois : = 18 x (0,18 x 0,18 x 4 + 0,18 x 0,35 x 6) = 9,2 m^2

- Besoin de : scie, marteau, 4 plaques de bois (1,25 x 2,5 x 0,009 m), clous (2,4x50 mm)

b) Rotule et acier

Pour cette opération on procède comme suit :

- On lie les 36 moules précédents deux à deux par des rotules en acier de longueur d_2 (figure ci-dessous). Cette opération est exécutée après la réalisation du coffrage, pour qu'ensuite on puisse les encastré dans le béton. Ils sont placés à une distance b par rapport au centre de la barre et à une distance $L_6/2$ par rapport à la surface latérale.

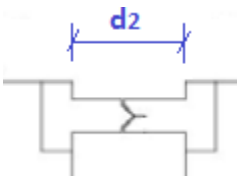


Figure 35 - Rotule

- Ensuite la partie supérieure des 2 parallélépipèdes (figure ci-dessous) est percée par une barre d'acier de longueur L_5, en constituant 9 éprouvettes avec acier de 12 mm de diamètre et 9 éprouvettes avec acier de 20 mm de diamètre.

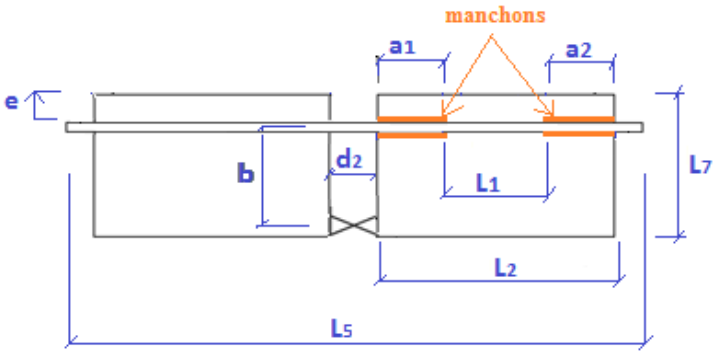


Figure 36 – Rotule, longueur d'ancrage et manchons

- La barre d'acier doit être entourée par une protection (manchons plastiques) sur une longueur $L_{manchons}$, pour éviter l'adhérence entre le béton et l'acier. La longueur L_1 sera égale à 10 ϕ_{acier} (L_1 = 20 cm ou L_1 = 12 cm), d'où $a_1 = a_2 = (L_2 - L_1)/2$. Cela a été spécifié par RILEM dans son texte de recommandation pour l'exécution de l'essai.

$$L_{manchons} = (L_2-L_1)_{\phi=12} \times (n° \text{ d'éprouvettes})_{\phi=12} + (L_2-L_1)_{\phi=20} \times (n° \text{ d'éprouvettes})_{\phi=20}$$
$$= (37,5-12) \times 9 + (60-20) \times 9 = 589,5 \text{ cm}$$

- Besoin de : 18 rotules, 5,9 m de manchon plastique, 9 barres de ϕ = 12m et L_5 = 1m, 9 barres de ϕ = 20m et L_5 = 1,46m

c) Bétonnage

Comme déjà expliqué auparavant, l'éprouvette sera bétonnée selon l'image suivante (surface plus proche de l'armature au-dessus). On facilite l'obtention d'une meilleure qualité du béton d'enrobage, sachant que les dimensions des cailloux sont supérieures à l'épaisseur de la couche d'enrobage.

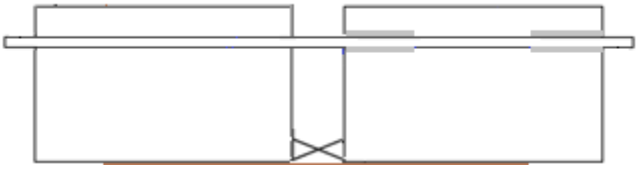


Figure 37 - positionnement de l'éprouvette avant bétonnage

On a 3 possibilités, soit demander du béton prêt (camion toupie) ce qui implique un prix plus cher mais une qualité assurée (plutôt pour des grandes quantités de béton), soit acheter des big-bags pour lesquels on a juste besoin d'ajouter de l'eau, soit faire du béton avec des granulats et ciment. Dans le dernier cas la formule proposée avec l'aide du logiciel Bétonlab est :

- 307,85 Kg de caillou 5/12,5
- 456,9 Kg de roulé 0/5
- 225 Kg de CEM I 52,5
- 116,4 Kg d'eau

(Résistance f_{c7} = 29,5 MPa, f_{c28} = 36,1 MPa et affaissement de 14,6 cm)

Il faut faire attention que le béton ne rentre pas entre le manchon et l'acier, assurant la longueur d'ancrage L_1. Il faut également assurer l'étanchéité du coffrage, ne permettant pas que le béton sorte par les trous où la barre est placée. En plus il faut vibrer le béton par l'aide d'une aiguille vibrante.

En parallèle, on bétonne 6 éprouvettes (16x32), dans les moules métalliques cylindriques, afin de réaliser des essais de compression (résistance caractéristique f_{ck}).

Volume de béton :

$=2x(L_2xL_6xL_7)_{\phi=12}$ x(n° d'éprouvettes)$_{\phi=12}$ + $2x(L_2xL_6xL_7)_{\phi=20}$ x(n° d'éprouvettes)$_{\phi=20}$

+ éprouvettes cylindriques (essai de compression)

$=2x(0,375x0,10x0,18)x9 + 2x(0,60x0,15x0,18)x9 + 6x0,32x\ \pi\ x0,16^2/4 = 0,45m^3$

Poids de l'éprouvette : 70 Kg.

- Besoin de : 0,5 m^3 de béton et aiguille vibratoire.

d) Transport et positionnement sur machine d'essai

Le transport est réalisé à l'aide des palettes et d'un chariot.

e) Quantitatif

Tableau 5- Quantitatif de l'essai

matériaux	caractéristique	prix unitaire €	source	besoin	quantité	prix (€)
plaque en bois	1,25x2,5x0,009 m	22,71/plaque	Point P	9,2 m2	4 plaque	111,26
clous	2,4x50 mm	6,92/boîte	Point P	3	3	20,76
Béton	1 Big-bag	188,27/sac	Point P	1	1	188,27
acier	barre ronde LAC noir S235JR LC 12	9/barre de 6m	ArcelorMittal	10,8 m	2 barres	98
acier	barre ronde LAC noir S235JR LC 20	9/barre de 6m	ArcelorMittal	10,8 m	2 barres	130,40
Protection du sol	Film polyéthylène de protection 150 largeur 3m rouleau de 160m²	14,50/Rl	Point P	1250 Kg	1	14,50
Tube PVC	80mmlongueur de 4m	2,76/m	Point P	5,9m	2 tube	22,08
Rotules	Fournies par l'Ecole				18	-
TOTAL						585,27

f) Planning

	Planning (BEAM TEST)																											
	Jour 1	Jour 2	Jour 3	Jour 4	Jour 5	Jour 6	Jour 7	Jour 8	Jour 9	Jour 10	Jour 11	Jour 12	Jour 13	Jour 14	Jour 15	Jour 16	Jour 17	Jour 18	Jour 19	Jour 20	Jour 21	Jour 22	Jour 23	Jour 24	Jour 25	Jour 26	Jour 27	Jour 28	Jour 29
achète des matériaux	x																												
réalisation du coffrage		x	x	x	x																								
bétonnage						x																							
attente de la résistance (20j minimum)							-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Essais de compression (moules cylindriques)																										x			
écroutage																											x		
transport des éprouvettes vers l'ENPC et réalisation des essais																												x	
synthèse des résultats																													x

Figure 38 - Planning de l'essai

Ce planning a été effectué pour la fabrication des éprouvettes à la NTS et pour la réalisation de l'essai à l'Ecole des Ponts, avec seulement 20 jours de séchage du béton (25MPa). Néanmoins, il n'a pas pu être effectué dans la période concerné à ce rapport et il sera nécessaire pour la suite de l'étude.

Conclusion

Bien que l'écroutage soit réalisé dans un contexte nucléaire / contaminé, l'étude de la réduction de l'enrobage s'applique à tout élément en béton armé. On a vérifié que l'enrobage est sollicité dès qu'il y a une adhérence, ainsi les contraintes se dissipent dans le béton, compte tenu du fait que l'on a un matériel composite.

D'après la réglementation, on ne peut pas connaître le comportement de la structure avec un enrobage inférieur au diamètre. Cette valeur a été obtenue par des études/expérimentations réalisées au début du 20ème siècle, ainsi que par l'expérience. Des conclusions ont abouti au fait qu'il faut avoir un enrobage minimal d'un diamètre pour que l'on ait la bonne transmission des efforts entre l'acier et le béton. Depuis cette époque-là, cette question n'a jamais été remise en cause et toutes les formules sont valables en ayant cette hypothèse de base.

On rencontre cette problématique lors de la réalisation de l'écroutage, c'est ce qui a motivé le choix du sujet de ce rapport. Le but de cette étude n'est pas de trouver une façon de contourner ce que la norme mentionne, mais de prendre connaissance de l'influence de l'enrobage pour quantifier la perte de résistance. Si l'on sait quel est le comportement de l'acier/béton, on peut considérer toutefois une résistance résiduelle dans une phase provisoire de travaux, au lieu de considérer la structure avec une résistance nulle ou en béton non armé. On pourrait optimiser les méthodes d'étaiement en établissant des notes de calcul spécifiques et en prenant en compte cette résistance. Ainsi, il faudrait modéliser le nouveau comportement de la structure, car la dissipation des charges ne va pas se comporter de la même façon, comme on l'a montré dans les études de cas.

C'est un travail de longue haleine et difficile à achever dans le temps imparti, il nécessite d'être continué. On est arrivé à des conclusions intermédiaires et des travaux restent à être effectuer pour la suite de cette étude (réalisation de l'essai « beam-test » par exemple). Ce dernier est nécessaire pour quantifier l'effort de ruine acceptable et pour affiner le modèle. D'ailleurs, on n'a pris en compte que le cas d'une barre lisse ; le cas d'une barre HA, malgré sa complexité dans la modélisation, doit être analysé si l'on veut utiliser cette étude pour une future note de calcul.

On a vérifié, par la modélisation 3D en éléments finis d'un bloc de béton, que l'enrobage influence la dissipation des contraintes. Les valeurs des contraintes nous indiquent qu'il y aurait de la fissuration et la localisation de cette fissuration dans un cas réel, mais cela ne veut pas dire qu'il y aurait de la rupture tout de suite. En plus, dans un cas réel, l'adhérence n'est pas parfaite, il y a un déplacement relatif qui sera identifié par le capteur de déplacement. Donc, à partir de l'essai, on peut obtenir des données pour refaire le modèle. Celui-ci doit être effectué avec la barre d'acier en lui imposant le déplacement obtenu à la force ultime.

De cette façon on peut connaître la fissuration maximale du béton dans la rupture et l'élargir à d'autres cas. Sachant que l'on est dans une étape provisoire (phase de travaux), on ne considère pas l'ouverture des fissures en service (ELS), on se place dans un cas de rupture (ELU). Ainsi on sera capable d'estimer la perte de résistance due à la réduction de l'enrobage, en prenant en compte les coefficients de sécurité nécessaires, et de formuler une note de calcul qui nous permettrait d'optimiser les travaux d'écroutage. Cette étape provisoire terminée, indépendamment des résultats trouvés à la fin de cette étude, il est fortement conseillé de restituer l'enrobage à des valeurs qui respectent la norme, pour que l'on puisse s'assurer de la durabilité, de la tenue au feu et de la résistance de la structure pendant toute sa durée de vie.

Bibliographie

Chapitre dans un ouvrage imprimé

BOERAEVE, Ir. P. Chapitre 7. Adhérence des armatures, *Cours de Béton Armé*. Dernière impression le 12/03/2010, 5 p.

ROBINSON, J.R. Chapitre III Adhérence et Ancrage. *Cours de Béton Armé – Tome 1*. Paris : ENPC, 1961, 83-98p.

HIVIN, Gerald. Chapitre 3 Adhérence. *Cours de Béton Armé*. Grenoble : UJF, 11p.

Rapports imprimés

BICH HOP Tran, BERTHAUD Y., ADELAIDE L. *Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste (Rapport de synthèse sur les essais d'adhérence acier/béton)*. 17/03/2009, 4-17 p.

RAOUL, J. *La maîtrise d'ouvrage et les Eurocodes – Les aspects pratiques*. Journée d'information, 10 Mars 2008

JAEGER, J.M. *Module Béton Armé et Précontrainte*. ENPC

LAMY F., LONJOU R., MARIEZ E. *Module Béton Armé*. I.U.T. du Limousin

Travaux universitaires

PHAN, Thanh Song. *Modélisation numérique de l'interface acier-béton : Application au comportement des structures en béton renforcées par des aciers plats crantés*. Thèse de doctorat, Université de Paris-Est, 12 novembre 2012, 9-19, 24-32 p.

SAYED AHMAD, Firas. Mémoire provisoire : *Mise en précontrainte des Béton Fibrés à Ultra Performance (BFUP) à l'aide de Polymères Renforcés de Fibres de Carbone (PFRC)*.

Articles de périodiques électroniques

WANG, Huanzi. An analytical study of bond strength associated splitting of concrete cover. *Engineering Structure*, Volume 31, Issue 4, Avril 2009, 968-975 p. [référence du 02 mai 2005].
http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029608004136

YEIH W., HUANG R., CHANG J.J., YANG C.C. A Pullout Test for Determining Interface Properties between Rebar and Concrete. *Advanced Cement Based Materials*, Volume 5, Issue 2, Mai 1997, 57-65 p.[référence du 02 mai 2013].
www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029608004136

YALCINER Hakan, EREN Ozgur, SENSOY Serhan. An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level. *Cement and concrete Research*, Volume 42, Issue 5, Mai 2012, 643-655 p. [référence du 03 mai 2013].
http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S000888461200004X

TORRE CASA-NOVA A., JASON L., DAVENNE L., PINELLI X. Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure. *Engineering Fracture Mechanics*, Volume 97, Janvier 2013, 92-104 [référence du 03 mai 2013].
http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013794412004109

Sites web consultés

Comprendrechoisir. [référence du 18 mars 2013],
demolition.comprendrechoisir.com/comprendre/demolition-essentiel

Techniques de l'Ingénieur. [référence du 21 mars 2013],
www.techniques-ingenieur.fr/res/media/docbase/table/sl2202045-web/SL2202045TBL-web.xml

Normes

EN 1192-1-1 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales pour les bâtiments

EN 1192-1-2 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu

NF P 18-712-1/NA Annexe Nationale, qui complète la norme NF EN 1992-1-2 d'octobre 2005

BAEL 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

Code modèle de 1900 et de 2010

Annexes

Annexe 1 Techniques de démolition

a) Techniques de déconstruction dans le génie civil

(Tableau synthèse 1 - source : demolition.comprendrechoisir.com/comprendre/demolition-essentiel)

Techniques de déconstruction dans le génie civil		Objectif	exemples	outillage
démolition manuelle	dérasement : méthode de haut en bas	restauration partielle	préconisations de gestion globale et de restauration du fonctionnement des cours d'eau, restauration des accotements routiers, restauration d'un clocher d'église, démolition d'enceintes et murailles, démolition d'une tour.	Masses pneumatiques, marteaux pneumatiques, mini BRH (brise roche hydraulique), pince broyeur béton, pince à ferraille, pince à béton, pince multiple-usage de démolition, échafaudage.
		pour en diminuer la hauteur		
		démolition d'un bâtiment entouré d'habitations		
	sapement : méthode de bas en haut	faire tomber un ouvrage haut et étroit	cheminée, tourelle, etc	Masses pneumatiques, marteaux pneumatiques, pince multiusage de démolition, cales et étais qui doivent être suffisamment solides pour supporter le poids du bâtiment, câbles, une cale de bois (placée entre le bâtiment à démolir et le câble pour éviter un cisaillement de celui-ci généré par frottement).
		Souhait de que le béton se disloque au contact avec le sol		
démolition mécanique	méthode du godet et du croc avec la pelle de démolition : par poussée (en pesant sur la construction), par traction (en tirant sur la construction), par choc (en frappant sur la construction ; les fondations sont ainsi ébranlées et la démolition facilitée)	godet : bâtiment bas ayant peu de résistance à la traction	bâtiments en maçonnerie	Certains appareils sont équipés d'options utiles : brumatisateurs accolés au bras de levage (cela évite la propagation de la poussière et permet de travailler en toute sécurité, avec une vue dégagée du bâtiment à détruire), récupérateur de poussière (idéal pour travailler dans les endroits où la poussière est à proscrire), amortisseur de bruit tels que housse, mousse, etc. (idéal pour les chantiers à proximité d'habitations). Ex de machine : pelle à très grande portée Doosan DX700LC.
		croc : démolition secondaires	venir à bout des éléments tombés après une première destruction (blocs tombés sur le sol), tri des matériaux par séparation des éléments qui facilitent le transport et le recyclage.	
	méthode du bouteur (bulldozer)	La lame sert notamment à pousser les matériaux pour ébranler leurs fondements et les faire tomber.	bâtiments en maçonnerie	Différents types de lame on trouve : lame profilée, lame inclinable par pivotement, longueur proportionnelle à la largeur du tracteur (entre1,80 et 6 m), lame orientable dans le sens de la marche du tracteur.
	méthode de la pince de démolition	Démolition secondaires	Déconstruction délicate : broie les pièces de béton étroites	Mâchoires universelles en U : démolitions dites « légères » à « moyennes » (utilisation sur le béton fortement armé, coupe de profilés en acier, fragmentation et séparation des matières).
				Mâchoires universelles coupe acier en S : démolition des bâtiments à structure en acier, fragmentation et séparation des matières.

(Tableau synthèse 2 - source : demolition.comprendrechoisir.com/comprendre/demolition-essentiel)

Techniques de déconstruction dans le génie civil			Objectif	exemples	outillage
autres techniques	découpage (pour séparer les différentes composantes d'une structure)	au diamant	Sciage par abrasion et découpe de matériau dur et résistant, comme le béton.	câble diamanté utilisé lorsque l'ouvrage à scier est très épais ou encore lorsqu'il est immergé(base de pont, barrage,	chalumeaux oxycoupeurs, lances thermiques, lances à eau haute pression, carotteuses à béton, scies à béton, câbles diamantés, lasers • les outils à diamants sertis : destinés aux matériaux tendres, relativement faciles à travailler, • les outils à concrétions : destinés aux matériaux plus durs : béton, béton armé, granit. Pour l'hydrodémolition : tête de découpe avec une buse pour réduire la dispesion du jet et donc obtnir une pression importante.
		à la scie	Pour des travaux de découpage ou de démolition partielle, il est préférable d'utiliser des scies montées sur des bâtis qui se fixent sur l'ouvrage à découper.	scie au sol (thermique ou électrique), utile pour la découpe de chape ou pour faire des joints de dilatation.	
		l'hydrodémolition (jet d'eau sous très haute pression)			
		découpe plasma, découpe à l'arc air (plutôt pour le gougeage), oxycoupage (au chalumeau) et à laser.	structures métalliques (plasma : tous les métaux)	les bâtiments en acier	
	démolition à l'explosif		edifice avec plus de 20m de hauteur		explosifs à charge détonante, explosifs à charge découpante
	démolition par expansion		démolitions partielles	Chantiers sensibles (usine pétrochimique, centrale électrique, etc.), chantiers complexes (ouvrages d'art, tunnels, ports, etc.)	A l'aide d'éclateurs hydrauliques, à l'aide de vérins hydrauliques, à l'aide d'agents expansifs (ex mortier expansive)

b) Les techniques de découpage, ses avantages et inconvénients

(Tableau partie 1 – source : www.techniques-ingenieur.fr/res/media/docbase/table/sl2202045-web/SL2202045TBL-web.xml)

Caractéristiques	Oxycoupage	Coupage plasma	Coupage laser	Coupage jet d'eau
Qualité de surface des coupes	Une bonne coupe industrielle a des chants finement striés (stries de 0,1 à 0,2 mm de profondeur) mais suppose une vitesse choisie vers les minimums de la fourchette possible donnée par les constructeurs. Des gains substantiels de vitesse (20 à 40 %) peuvent être obtenus si on tolère un aspect de chants plus grossier, ce qui est souvent possible.	Les chants coupés sont plutôt moins striés qu'en oxycoupage et le phénomène est bien moins lié à la vitesse opératoire. Toutefois, les parois de la saignée ne sont pas tout à fait parallèles (écart de 2 à 10) et on note parfois un léger arrondi à l'angle supérieur.	Les chants coupés sont très finement striés et bien parallèles. Aspect en général supérieur à ce qu'on obtient avec l'oxycoupage et le coupage plasma (tout au moins pour les épaisseurs < 15 mm). Sur les plastiques, les chants sont parfaitement brillants et polis alors que les procédés mécaniques (sciage, tronçonnage, etc.) fournissent une surface rugueuse.	Identique au coupage laser sauf pour les plastiques pour lesquels, en l'absence de fusion superficielle, les chants coupés ne sont pas brillants et polis.
Pollution/Hygiène/ Sécurité (1, p. 24)	PA (pollution atmosphérique) : Émission de CO_2, gaz pas particulièrement dangereux dans un hall d'atelier normalement ventilé PP (pollution phonique) : Faible bruit de chuintement. PO (pollution optique) : Sans danger, simple risque d'éblouissement.	PA : Non négligeable, l'arc électrique synthétise des oxydes d'azote à partir de l'air. Aspiration nécessaire même si l'on opère avec table d'eau. PP : Sifflement strident. Si l'on n'opère pas avec une table d'eau, une protection de l'opérateur est d'autant plus nécessaire que les puissances sont élevées (casque antibruit, tampons auriculaires). PO : Si l'on n'opère pas sur une table d'eau, un masque à filtre UV coloré est nécessaire pour l'opérateur et éventuellement des écrans de protection pour le personnel environnant. Le port de lunettes filtrantes (UV) peut être nécessaire pour les pontiers qui opèrent au-dessus du chantier. PE : Traiter l'eau et les boues avant	PA : Aucune en provenance du procédé mais la vaporisation des matériaux coupés peut libérer des volatils dangereux (plastiques / chlore, fluor...). PP : Quasiment nulle. Les émissions sonores importantes sont principalement dues aux groupes de refroidissement de la source laser. PO : En principe négligeable, mais un plasma éblouissant peut parfois se former entre la buse et la pièce. En coupage laser ce phénomène est rare et relève le plus souvent d'un mauvais choix de gaz d'assistance et de paramètres opératoires. Plus dangereux car invisibles, les rayonnements incidents provenant de réflections du faisceau laser à la surface des matériaux à couper justifient le port de lunettes spéciales par les opérateurs.	PA : Faible, émission de brouillard d'eau devant être capté sous la pièce, surtout si l'eau est chargée en abrasifs. PP : Faible bruit de chuin-tement / sifflement sur faibles épaisseurs, ce bruit peut s'amplifier sur des épaisseurs plus importantes. PO : Nulle. PE : Traiter l'eau et les boues avant rejet.

(Tableau partie 2 – source : www.techniques-ingenieur.fr/res/media/docbase/table/sl2202045-web/SL2202045TBL-web.xml)

Caractéristiques	Oxycoupage	Coupage plasma	Coupage laser	Coupage jet d'eau
Gaz et fluides mis en œuvre	Oxygène de coupe. Oxygène + combustibles pour les flammes de chauffe. Les combustibles les plus utilisés sont l'acétylène, le propane et un certain nombre de « mélanges » provenant de l'industrie pétrochimique.	Les gaz plasmagènes les plus employés sont l'air, l'oxygène, l'azote, les mélanges argon-hydrogène, azote-hydrogène, azote-argon-hydrogène. D'autres fluides peuvent être post-injectés en complément tels que air, eau, azote, dioxyde de carbone, méthane ou en mélange ; azote-méthane, argon-hydrogène, azote-hydrogène, etc. Le choix de ces combinaisons se fait en fonction de la nature des métaux à couper et de leur épaisseur.	Les gaz d'assistance, ou gaz de chasse, les plus couramment utilisés sont l'oxygène, l'azote, l'air, des mélanges azote-oxygène à teneur en oxygène inférieure à celle de l'air et l'argon pour certaines applications (métaux très réactifs). Le choix dépend de la nature des matériaux à couper et de la qualité de coupe visée.	Eau filtrée (de l'ordre du micromètre) et généralement adoucie. En règle générale l'eau ne doit pas contenir plus de 25 ppm de calcium, fer ou résidus minéraux. Turbidité maximale = 5 NTU, 6,5 < pH < 7,5.
Investissements nécessaires	Peu élevés, ils nécessitent toutefois une machine à CNC de bonne précision pour la gamme de vitesse utile (en général < à 5 m / min), les sources de gaz ; oxygène, combustible et éventuellement l'air comprimé pour certains actionneurs, les chalu-meaux et assez souvent ; les dispositifs de palpage (sondes capacitives par exemple) et les veilleuses d'allumage automatique des chalumeaux.	Importants, car comprenant, en plus d'une machine à CNC de bonne précision à vitesse de coupe de l'ordre de 10 m / min voire plus, le ou les générateurs de courant pour atteindre les puissances utiles en fonction des épaisseurs (1,5 à environ 150 kW). À cet équipement de base, il faut ajouter la ou les torches plasma, les sources de gaz, les coffrets de gestion des fluides, le ou les groupes de refroidissement, le système de table à aspiration des fumées ainsi que l'unité de traitement des fumées.	Très importants, les sources laser peuvent selon leur puissance coûter 5 à 10 fois le prix d'un équipement plasma ; il faut ajouter à cela une machine à CNC de très bonne précision (la précision est généralement la justification d'un investissement laser), la tête de focalisation, à lentille ou miroirs, les sources de gaz lasants et d'assistance ainsi que le ou les groupes de refroidissement de la source. Globalement une installation de découpe laser, à capacité de découpe égale, représente un investissement 3 à 5 fois plus élevé que pour la découpe plasma.	L'investissement majeur se situe au niveau de la pompe et du circuit très haute pression (THT) auxquels il faut ajouter : une machine à CNC de très bonne précision, un poste de traitement de l'eau, un système de distribution et d'injection des abrasifs, un bac de récupération de l'eau, des abrasifs et de l'énergie cinétique du jet d'eau. Globalement, l'investissement est du même ordre de grandeur que pour les coupage laser.

(Tableau partie 3 – source : www.techniques-ingenieur.fr/res/media/docbase/table/sl2202045-web/SL2202045TBL-web.xml)

Caractéristiques	Oxycoupage	Coupage plasma	Coupage laser	Coupage jet d'eau
Matériaux travaillés	Aciers non alliés ou faiblement alliés. Pour les aciers fortement alliés et les métaux non ferreux, le phénomène de base de combustion du métal n'est pas possible.	Tous matériaux conducteurs de l'électricité : en fait les métaux.	Tous matériaux volatilisables, fusibles, et/ou combustibles, c'est-à-dire méaux, plastiques, tissus, cuirs, cartons, contreplaqué, etc. Une légère carbonisation des chants coupés peut faire rejeter le procédé si elle est considérée comme gênante.	Tous matériaux sans exception, y compris les produits alimentaires, mais les performances de vitesse sont faibles sur les matériaux durs (pierres et métaux). À n'employer, alors, que si les autres procédés sont inapplicables. Contrairement au laser, ne provoque aucune carbonisation des chants
Épaisseurs possibles	Supérieures à 3 mm environ et sans aucune difficulté jusqu'à environ 2 m d'épaisseur, travail possible mais une parfaite maîtrise opératoire du procédé devient nécessaire.	Pratiquement pas de limite inférieure (quelques dixièmes de millimètres) et 150 à 200 mm comme limite supérieure. Sur acier de construction au-dessus de 50 mm ; toutefois, les vitesses de coupe sont voisines voire inférieures à celles de l'oxycoupage et font disparaître l'intérêt du procédé.	Sur métaux, la fourchette industrielle courante va de quelques dixièmes de millimètre à 20-25 mm sur aciers de construction, à 12-15 mm sur aciers inoxydables et à 5-6 mm sur alliages d'aluminium. Ces limites supérieures sont évidemment fonction de la puissance maximale disponible de la source. Sur matériaux non métalliques, les épaisseurs « possibles » peuvent atteindre plusieurs centimètres mais les cas d'espèces sont nombreux et variés	Couper 30 à 40 mm d'épaisseur sur métaux durs et matériaux pierreux, 100 à 130 mm sur aluminium est possible mais les vitesses de coupe sont extrêmement faibles (de l'ordre de la dizaine de millimètres par minute). Cela n'est pas un obstacle dans la mesure ou seul ce procédé est envisageable. Sur produits alimentaires ou sur cellulose, 50 à 100 mm
Vitesses opératoires	Varient de 1 mm/min pour 3 mm à 20 cm/min pour 300 mm.	Peuvent atteindre 20 m/min pour les épaisseurs les plus fines mais décroissent (en fonction des épaisseurs). Au-delà de 40 à 50 mm d'épaisseur d'acier de construction, l'oxycoupage est économiquement plus intéressant.	Même ordre de grandeur que le coupage plasma sur aciers de construction mais décroissance encore plus rapide lorsque l'épaisseur augmente. Avec les puissances actuelles (3 à 3,5 kW), l'intérêt en terme de qualité se réduit au-delà de 20 à 25 mm d'épaisseur d'acier de construction.	Pour les matériaux durs, les vitesses sont très faibles au-dessus de quelques millimètres d'épaisseur. Sur les autres matériaux, les vitesses sont en raison inverse de la dureté et dépassent 10 m/min sur de la cellulose (couches-culottes) et sur certains produits

(Tableau partie 4 – source : www.techniques-ingenieur.fr/res/media/docbase/table/sl2202045-web/SL2202045TBL-web.xml)

Caractéristiques	Oxycoupage	Coupage plasma	Coupage laser	Coupage jet d'eau
Déformations et précision	Nécessite des précautions opératoires pour limiter les conséquences de l'apport de chaleur lié au principe même du procédé (combustion du fer). Des erreurs dimensionnelles, sur pièces, de 1 à 2 mm correspondent à des résultats pratiques en atelier. Elles peuvent être limitées à 1 mm, voire un peu moins, par un mode opératoire exceptionnel.	Par sa nature même, le procédé déforme moins que l'oxycoupage. Si, pour des raisons de pollution, on opère sur un plan d'eau, échauffement et déformations sont encore plus faibles. Des erreurs de cote sur pièce de 0,5 à 1 mm correspondent à une pratique courante.	Largeur de saignée et échauffements sont nettement moins importants qu'en oxydage et plasma. Les déformations peuvent donc être considérées comme non mesurables et les écarts de cotes sur pièce ne dépendent plus du procédé mais uniquement de la précision de déplacement de la machine.	Il ne s'agit pas, en fait, d'un procédé thermique ; il ne donne donc lieu à aucune déformation. Comme le coupage laser, les erreurs de cote sur pièces ne dépendent que de la précision de déplacement de la machine.
Largeur de saignée	Variables avec l'épaisseur coupée. De 2 à 6 mm mais les bords de la saignée sont bien parallèles (même pour les très fortes épaisseurs).	Variables de 0,6 à 6-8 mm, selon les épaisseurs, mais les bords de la saignée ne sont pas tout à fait parallèles (saignée un peu plus large à la partie supérieure). L'utilisation d'une distribution de fluide plasmagène en flux tourbillonnaire introduit une dissymétrie latérale permettant d'obtenir l'un des côtés de la saignée perpendiculaire au plan tôle en reportant l'effet de léger chanfrein sur le côté « chute » de la saignée.	Sur métaux, saignée très fine (quelques dixièmes de millimètres) et bords bien parallèles.	Semblable au coupage laser avec toutefois une tendance à former des saignées à bords non parallèles (saignée plus large en bas qu'en haut) sur épaisseurs importantes.

Annexe 2 Note de calcul (projet CEA)

a) DONNEES D'ENTREE

a.1) Dimensions

- Zone d'influence de la cellule : 6,82 m x 14,20 m.
- Zone (a) : 4,50 m x 6,82 m.
- Zone (b) : 6,99 m x 4,20 m.
- Zone (c) : 4,50 m x 4,20 m.

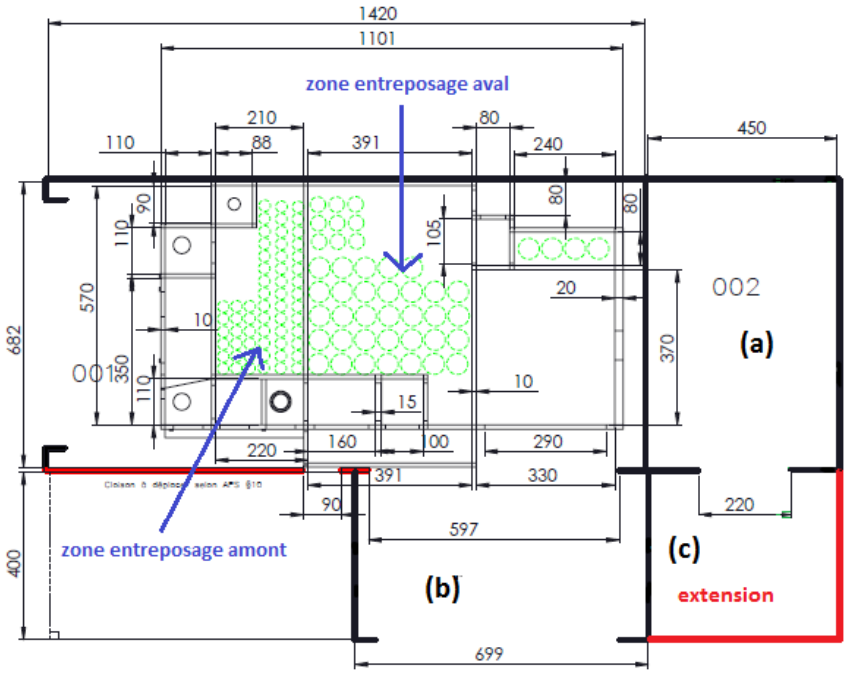


Figure 39 Plan d'implantation (bâtiment 26)

a.2) Charges :

- Charge permanente, dû à la cellule blindée de 300 tonnes et surface de 60,5 m^2 (Note Technique CEA Aménag - 13.2.3. Risque d'exposition externe) :
  →g_k = 3000KN / 60,5 m^2 = 49,6 KN/ m^2 (g_d= g_k x 1,35 = 67KN/m^2)

- Charge d'exploitation minimale (donnée Eurocode - Catégorie E1 : Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aire d'accès):
  q_k= 7,5 KN/m^2 (q_d = q_k x 1,5 = 11,25KN/m^2), Q_k = 7,0 KN (Q_d = Q_k x 1,5 = 10,5KN)

- Entreposage amont :
  171 PLC (gerbés sur 3 niveaux → 57 fûts/niveau), m = non communiqué (ϕ = 0,27 m), V = 25L, surface de entreposage = 57 fûts x ϕ^2 = 4,15 m^2. On suppose la terre (1,2t/m^3) comme matériel de remplissage ce qu'implique à 0,3KN/fût.
  →q_k= 171 fûts x 0,3 KN/fût / 4,15m^2 = 12,4 KN/m^2 ($q_d = q_k$ x 1,5 = 18,6 KN/m^2)

- Entreposage aval :

  - 66 fûts ½ DIADEM (gerbés sur 2 niveaux → 33 fûts/niveau), m = non communiqué, hauteur max = 625mm et diamètre ϕ = 498 mm (V=0,122m^3) surface de entreposage = 33 fûts x ϕ^2 = 8,18 m^2. On suppose la terre (1,2t/m^3) comme matériel de remplissage ce qu'implique à 1,46 KN/fût.
    →q_k = 66 fûts x 1,46 KN/fût / 8,18 m^2 = 11,8 KN/m^2 ($q_d = q_k$ x 1,5 = 17,7 KN/m^2)

  - 27 fûts PETRUS (gerbés sur 3 niveaux→ 9 fûts/niveau), m = 80Kg (ϕ = 0,365m), surface de entreposage = 9 fûts x ϕ^2 = 1,20 m^2
    →q_k= 27 fûts x 0,8 KN/fût / 1,20 m^2 = 18 KN/m^2 ($q_d = q_k$ x 1,5 = 27 KN/m^2)

  Donc, pour la zone d'entreposage aval, on considère tout chargé avec fûts PETRUS → q_k = 18 KN/m^2 ($q_d = q_k$ x 1,5 = 27 KN/m^2).

- Chemin de roulement du C.T.E (chariot de transfert externe, situé sur la zone (b) de la figure 1, liant l'extérieur du bâtiment avec la cellule) chargé du DGD/TIRADE : 20t
  → F = 10 t/rail (100 KN/rail)

b) HYPOTHESES

Etant le dallage actuel de 15 cm (ne pas armé ou peu armé) et que le sol est de mauvaise qualité, on considère que la fondation actuelle n'est pas suffisante pour reprendre les nouvelles charges permanentes et d'exploitations. Donc la solution proposée pour reprendre toutes les charges est la construction d'un radier, sur lequel la cellule sera posée. Son calcul sera effectué par la méthode du plancher renversé, comme si la réaction du sol appliquait la charge sur une poutre dont contact avec la cellule blindé est considéré appui intermédiaire. Cela va nous permettre d'étudier le cas extrême de flexion et d'avoir les armatures

longitudinales (1 à 4 et 1' à 4') de la section, afin d'estimer le devis pour la phase de l'appel d'offre.

b.1) Dimensions :

b.1.1) Zone sous cellule

- Epaisseur :

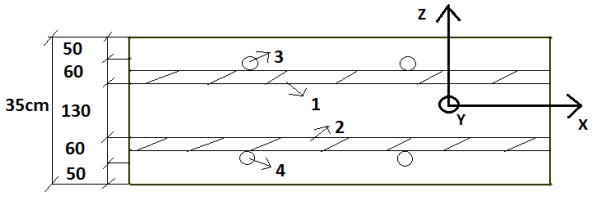


Figure 40 Section du radier (coupe longitudinale)

Supposant un enrobage de 50 mm, on part d'une épaisseur de radier de 35 cm.

b.1.2) Zones (a), (b) et (c)

- Epaisseur :

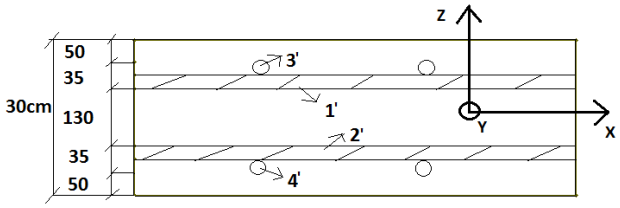


Figure 41 Section du radier (coupe longitudinale)

Supposant un enrobage de 50 mm et des armatures de diamètre inférieurs à ceux du cas sous cellule, on part d'une épaisseur de radier de 30 cm.

c) CALCUL

c.1) Zone sous cellule

c.1.1) Cas des charges

Les zones de référence pour le calcul sont les suivantes :

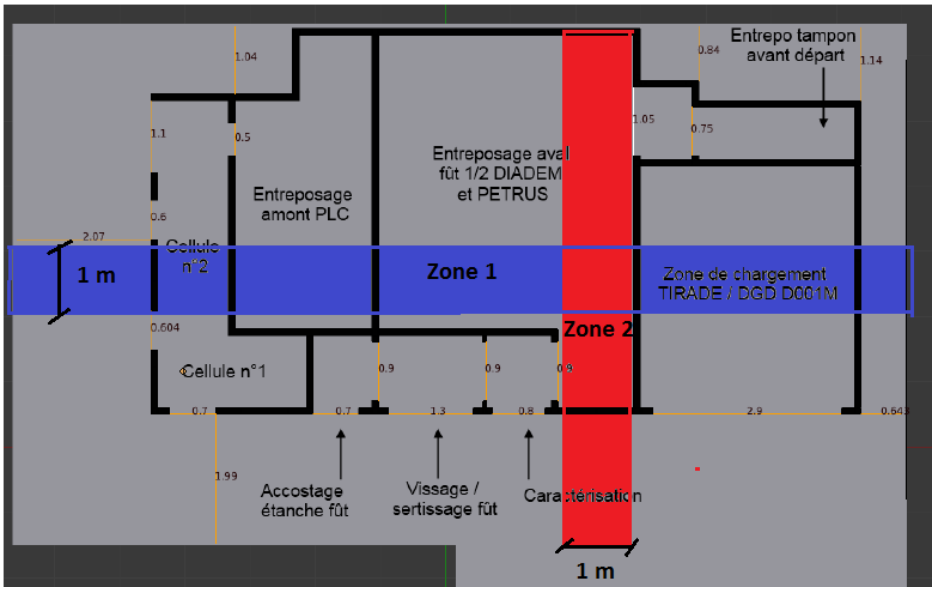


Figure 42 Plan au sol de la chaîne (côtes en mètre) - Note technique Aménagements Bâtiment 26

La zone 1 sera prise en compte pour les calcul des armatures longitudinales (cas 1 et cas 2 pour les armatures 1 et 2 respectivement, selon le détail de la section du radier, figure ci-dessus), tandis que la zone 2 pour le calcul des armatures transversales (cas 3 et cas 4 pour les armatures 3 et 4 respectivement).

- Cas 0.a :

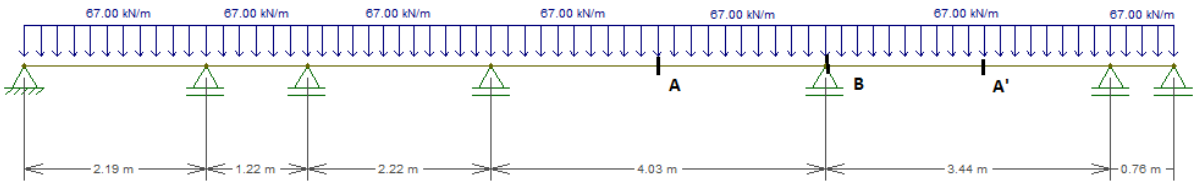


Figure 43 Cas de charge 0.a - poids propre de la cellule – direction longitudinale

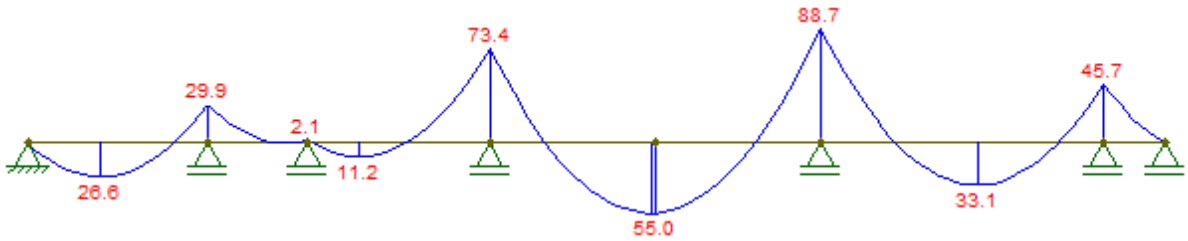


Figure 44 Diagramme de moment (cas de charge 0.a)

M_A = 55 (58) KNm, $M_{A'}$ = 33 (35) KNm et M_B = 89 (98) KNm

- Cas 0.b :

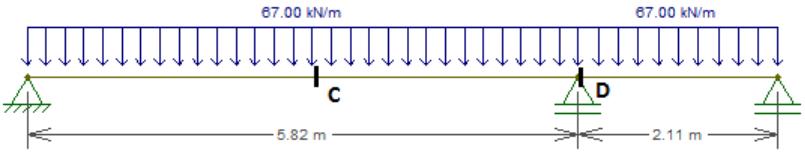


Figure 45 Cas de charge 0.b - poids propre de la cellule – direction transversale

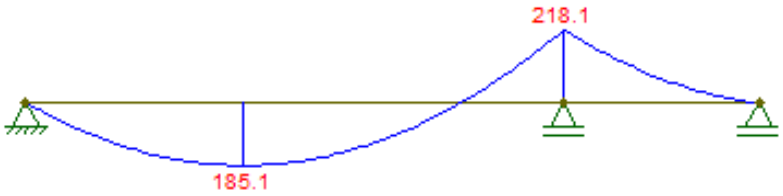


Figure 46 Diagramme de moment (cas de charge 0.b)

M_C = 185KNm et M_D = 218KNm

- Cas 1 :

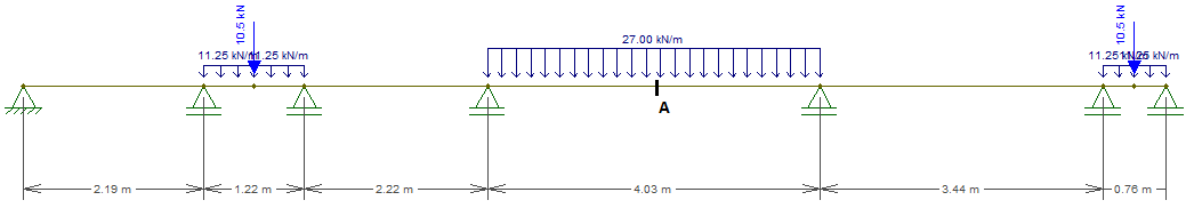


Figure 47 Cas de charge n°1 - exploitation (armature 1)

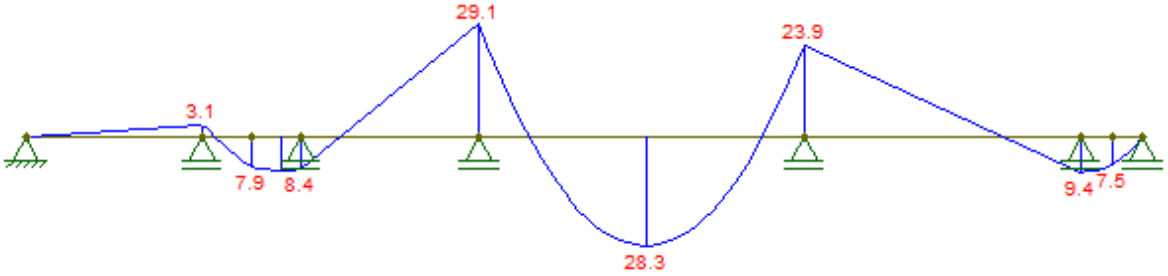


Figure 48 Diagramme de moment (cas de charge n°1)

M_A = 28KNm

- Cas 1' :

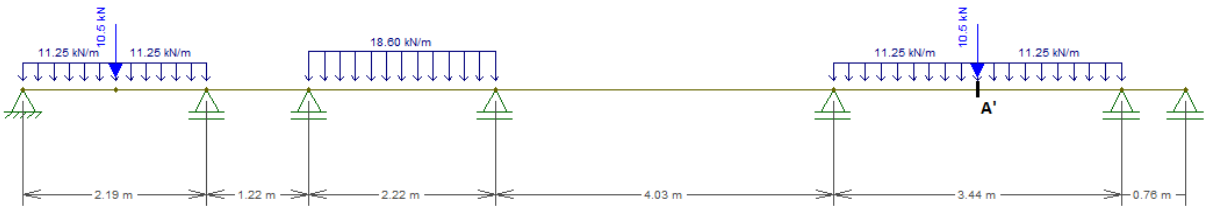


Figure 49 Cas de charge n°1' - exploitation (armature 1)

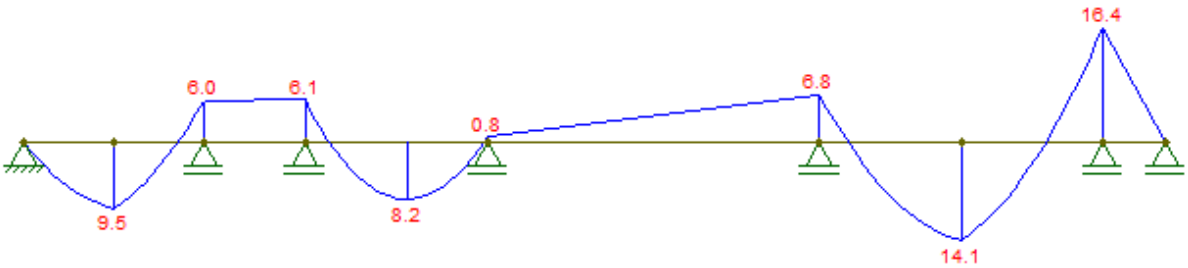


Figure 50 Diagramme de moment (cas de charge n°1')

$M_{A'}$ = 14 KNm< 28 KNm. Donc on prend le pire cas, où M = 28 KNm.

- Cas 2 :

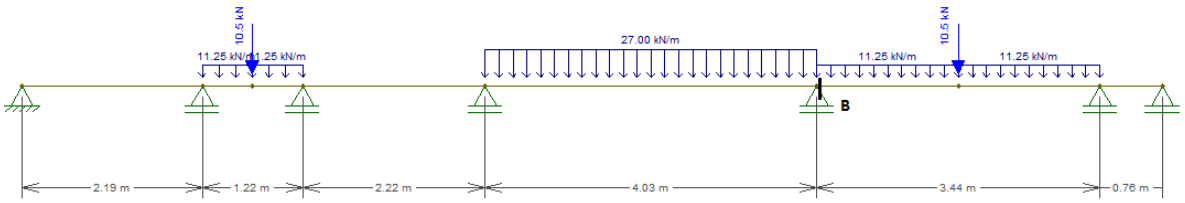


Figure 51 Cas de charge n°2 - exploitation (armature 2)

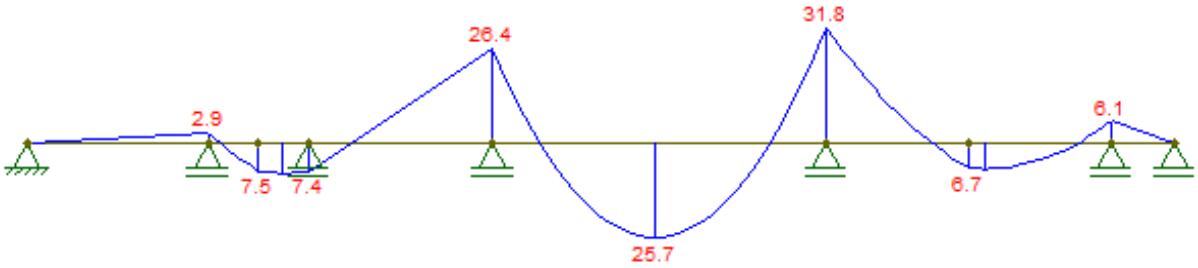


Figure 52 Diagramme de moment (cas de charge n°2)

M_B = 32 KNm

- Cas 3 :

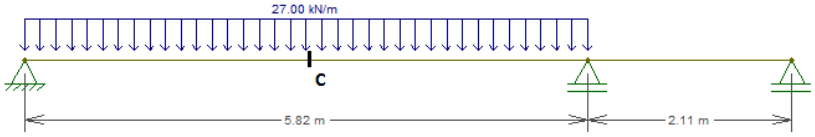


Figure 53 Cas de charge n°3 - exploitation (armature 3)

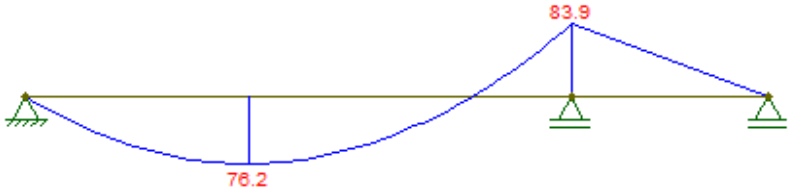


Figure 54 Diagramme de moment (cas de charge n°3)

M_C = 76KNm

- Cas 4 :

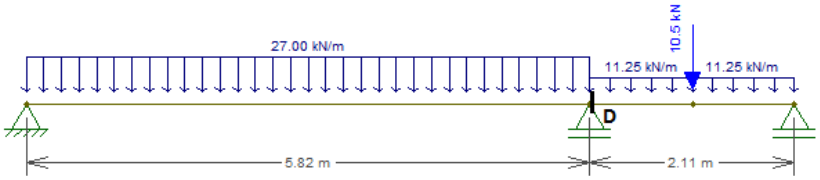


Figure 55 Cas de charge n°4 - exploitation (armature 4)

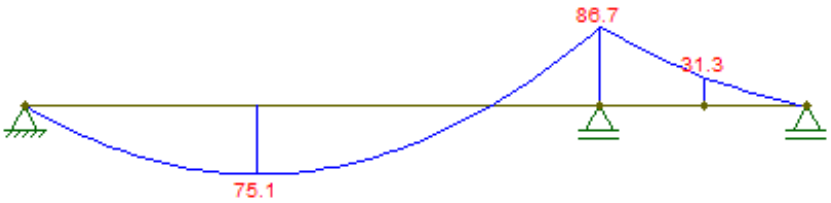


Figure 56 Diagramme de moment (cas de charge n°4)

M_D = 87KNm

c.1.2) Calcul des armatures

- Armature minimale

$$A_{S,min} = (0,26*fctm/fyk)*b*d$$

- Armatures inférieures

Tableau 6 Calcul des armatures inférieures

Calcul de l'armature 2	
b (m) =	1
d (m) =	0,255
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	89+32 =

Calcul de l'armature 4	
b (m) =	1
d (m) =	0,285
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	218+87 =

	121
μ =	0,093
μ > 0,056 → pivot B	
α =	0,122
β =	0,951
εst =	2,51%
εb =	0,35%
sigma	434783
AS (cm2/m) =	11,5
As,min (cm2/m) =	4,0
espacement (cm) =	16,6
ϕ (mm) =	15,6
6 HA16	

	305
μ =	0,188
μ > 0,056 → pivot B	
α =	0,262
β =	0,895
εst =	0,98%
εb =	0,35%
sigma	434783
AS (cm2/m) =	27,5
As,min (cm2/m) =	4,4
espacement (cm) =	20
ϕ (mm) =	24,1
6 HA 25	

- Armatures supérieures

Tableau 7 Calcul des armatures supérieures

Calcul de l'armature 1	
b (m) =	1
d (m) =	0,255
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	55+28 = 83
μ =	0,064
μ > 0,056 → pivot B	
α =	0,082
β =	0,967
εst =	3,89%
εb =	0,35%
sigma	434783

Calcul de l'armature 3	
b (m) =	1
d (m) =	0,285
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	185+76 = 261
μ =	0,161
μ > 0,056 → pivot B	
α =	0,220
β =	0,912
εst =	1,24%
εb =	0,35%
sigma	434783

AS (cm2/m) =	7,7
As,min (cm2/m) =	4,0
espacement (cm) =	20
ϕ (mm) =	14,3
5 HA16	

AS (cm2/m) =	23,1
As,min (cm2/m) =	4,4
espacement (cm) =	20
ϕ (mm) =	24,3
5 HA 25	

c.1.3) Vérification au poinçonnement (chemin de roulement du C.T.E.)

La charge du C.T.E sur chaque rail est de 10t, on considère que sur chaque rail il y a 2 roues, donc deux charges ponctuelles de 5t, et la surface d'influence de la charge sous chaque roue est de 5cm x 5cm. Sachant que :

$$N_{ed} \leq 0{,}045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b, \text{ avec } u_c = 2 \times (a + b + 0{,}5 \times \pi \times h) \text{ et } \gamma_b = 1{,}5$$

$u_c = 2 \times (a + b + 0{,}5 \times \pi \times h) = 2 \times (0{,}05 + 0{,}05 + 0{,}5 \times \pi \times 0{,}35) = 1{,}3$

$N_{ed} = 50 \text{ KN} * 1{,}5 = 75 \text{ KN} \leq 0{,}045 \times 1{,}3 \times 0{,}35 \times 25000 / 1{,}5 = 341 \text{ KN}$

On peut en conclure qu'il n'y a pas de problème de poinçonnement.

c.1.4) Quantitatif d'armature

Armature 1 : 5 HA 16 → $A_s = 10{,}1 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armature 2 : 6 HA 16→ $A_s = 12{,}06 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armature 3 : 5 HA 25→ $A_s = 24{,}5 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armature 4 : 6 HA 25→ $A_s = 29{,}45 \text{ cm}^2/\text{m}$

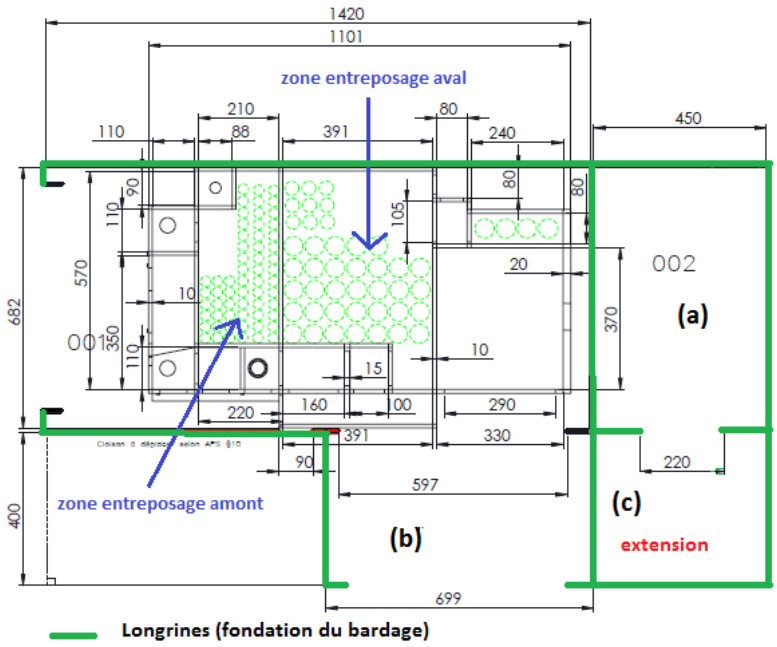
<u>Rapport d'armature</u> :

Sense x : $(10{,}1 + 12{,}06) \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \times 7850 \text{ Kg/m}^3 = 22{,}16 \text{ Kg/m}^2$

Sense y : $(24{,}5 + 29{,}45) \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \times 7850 \text{ Kg/m}^3 = 42{,}35 \text{ Kg/m}^2$

→ $64{,}5 \text{ Kg/m}^2$ → $\mathbf{M_{TOTAL}} = 64{,}5 \text{ Kg/m}^2 \times 14{,}24 \text{ m} \times 7 \text{ m} =$ **6429 Kg**

c.2) Zones (a), (b) et (c)



La partie (a) reste inchangeable, car ses charges restent les mêmes et elle n'a pas de continuité avec les nouveaux radier (longrines les séparant).

On considère que la partie (b) possède les mêmes armatures qu'au-dessous de la cellule, puisque le radier est continu (il n'y a pas des longrines que les séparent).

Pour le calcul du radier de la partie (c) on fait un modèle d'une poutre bi-appuyé, avec les charges d'exploitation de l'Eurocode.

c.2.1) Cas des charges

Les armatures supérieures sont calculées à partir du moment au centre de la poutre, tandis que les armatures inférieures sont calculées à partir de l'armature minimale, car dans ce modèle le moment négatif est nul.

- Cas 1 :

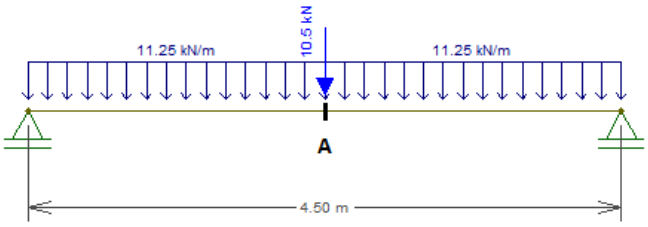


Figure 57 Cas de charge n°1 (zone c) - exploitation (armature 1')

Figure 58 Diagramme de moment (cas de charge n°1 de la zone c)

M_A =40KNm

- Cas 2 :

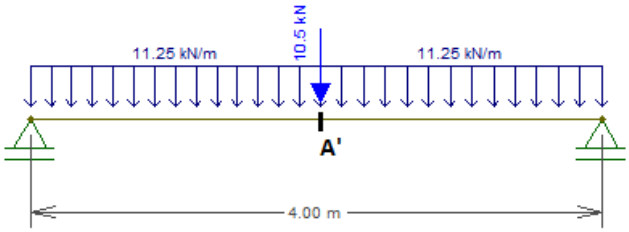


Figure 59 Cas de charge n°2 (zone c) - exploitation (armature 3')

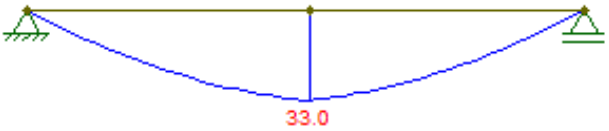


Figure 60 Diagramme de moment (cas de charge n°2 de la zone c)

$M_{A'}$ = 33KNm

c.2.2) Calcul des armatures

- Armature minimale

$$A_{S,min} = (0,26*fctm/fyk)*b*d$$

- Armatures supérieures

Tableau 8 Calcul des armatures supérieures

Calcul de l'armature 1'	
b (m) =	1
d (m) =	0,232
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	40
μ =	0,037
μ < 0,056 → pivot A	
α =	0,047
β =	0,981
εst =	4,50%
εb =	0,22%
sigma	434783
AS (cm2/m) =	4,0
As,min (cm2/m) =	3,6
espacement (cm) =	20
ϕ (mm) =	10,1
5 HA12	

Calcul de l'armature 3'	
b (m) =	1
d (m) =	0,244
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	33
μ =	0,028
μ < 0,056 → pivot A	
α =	0,035
β =	0,986
εst =	4,50%
εb =	0,16%
sigma	434783
AS (cm2/m) =	3,2
As,min (cm2/m) =	3,8
espacement (cm) =	20
ϕ (mm) =	9,8
5 HA 10	

- Armatures inférieures

Tableau 9 Calcul des armatures inférieures

Calcul de l'armature 2'	
b (m) =	1
d (m) =	0,232
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	0
μ =	0,000

Calcul de l'armature 4'	
b (m) =	1
d (m) =	0,244
fcd (KN/m2) =	20000
fctm (KN/m2) =	3000
fyd (KN/m2) =	434783
MELU (KNm) =	0
μ =	0,000

μ < 0,056 → pivot A	
α =	0,000
β =	1,000
εst =	4,50%
εb =	0,00%
sigma	434783
AS (cm2/m) =	0,0
As,min (cm2/m) =	3,6
espacement (cm) =	20
ϕ (mm) =	9,6
5 HA10	

μ < 0,056 → pivot A	
α =	0,000
β =	1,000
εst =	4,50%
εb =	0,00%
sigma	434783
AS (cm2/m) =	0,0
As,min (cm2/m) =	3,8
espacement (cm) =	20
ϕ (mm) =	9,8
5 HA10	

c.2.3) Quantitatif d'armature

Partie (b)

Armature 1 : 5 HA 16 → A_s = 10,1 cm^2/m

Armature 2 : 6 HA 16→ A_s=12,06 cm^2/m

Armature 3 : 5 HA 25→ A_s= 24,5 cm^2/m

Armature 4 : 6 HA 25→ A_s=29,45 cm^2/m

<u>Rapport d'armature</u> :

Sense x : (10,1 + 12,06) x 10^{-4} m^2/m x 7850 Kg/m^3 = 22,16 Kg/m^2

Sense y : (24,5 + 29,45) x 10^{-4} m^2/m x 7850 Kg/m^3 = 42,35 Kg/m^2

→ 64,5 Kg/m^2 → $\mathbf{M_{TOTAL}}$ = 64,5 Kg/m^2 x 6,99 m x 4m = **1803 Kg**

Partie (c)

Armature 1' : 5 HA12→ $A_s = 5,7\ cm^2/m$

Armature 2' : 5 HA10→ $A_s = 3,9\ cm^2/m$

Armature 3' : 5 HA10→$A_s = 3,9\ cm^2/m$

Armature 4' : 5 HA10 →$A_s = 3,9\ cm^2/m$

Rapport d'armature :

Sense x : $(5,7 + 3,9) \times 10^{-4}\ m^2/m \times 7850\ Kg/m^3 = 7,54\ Kg/m^2$

Sense y : $(3,9 + 3,9) \times 10^{-4}\ m^2/m \times 7850\ Kg/m^3 = 6,12\ Kg/m^2$

→ $13,7\ Kg/m^2$ → $\mathbf{M_{TOTAL}} = 13,7\ Kg/m^2 \times 4,5\ m \times 4m =$ **247 Kg**

d) CONCLUSION

Le nouveau fonctionnement du bâtiment 26 augmente les charges reprise par sa fondation. Sachant que le sol est de mauvaise qualité et que le dallage existant est insuffisant pour reprendre les charges appliquées, un radier est proposé comme solution (sauf dans la zone (a) où les charges restent inchangeables).

Pour la réalisation du devis, suite à un appel d'offre, le pré dimensionnement du radier a été fait. La valeur de la masse totale d'armature est égale à **8479 Kg**, ainsi que le volume de béton nécessaire est de **48 m^3**.

Annexe 3 Tableaux Eurocode : EN 1992-1-1 et EN 1992-1-2

a) Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement conformément à l'EN 206

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

b) Classification structurale recommandée

La classe structurale à utiliser pour la détermination de $C_{min,dur}$ pour les bâtiments et les ouvrages de génie civil courants est S_4. Ils sont dimensionnés pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

Classe structurale							
Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Durée d'utilisation de projet de 100 ans	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes
Classe de résistance 1) 2)	≥ C30/37 minoration de 1 classe	≥ C30/37 minoration de 1 classe	≥ C35/45 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C45/55 minoration de 1 classe
Elément assimilable à une dalle (position des armatures non affectée par le processus de construction)	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe
Maîtrise particulière de la qualité de production du béton	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe

c) Valeurs de l'enrobage minimal Cmin,dur requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 100810

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

d) Epaisseur minimale des voiles non porteurs (cloison)

Résistance au feu normalisé	**Épaisseur de voile minimale** (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

e) Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les voiles porteurs en béton armé

Résistance au feu normalisé	**Dimensions minimales** (mm) **Épaisseur de voile/distance de l'axe au parement pour**			
	μ_{fi} = 0,35		μ_{fi} = 0,7	
	Voile exposé sur un côté	Voile exposé sur deux côtés	Voile exposé sur un côté	Voile exposé sur deux côtés
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

Note : Pour la définition de μ_{fi}, voir 5.3.2 (3).

f) Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les poutres sur appuis simples sans moment sur appuis en béton armé et précontraint

Résistance au feu normalisé	**Dimensions minimales** (mm)						
	Combinaisons possibles de a et de b_{min}, a étant la distance moyenne de l'axe des armatures au parement et b_{min} étant la largeur de la poutre				Épaisseur d'âme b_w		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min}= 80 a = 25	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	b_{min}= 120 a = 40	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	b_{min}= 150 a = 55	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	b_{min}= 200 a = 65	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	b_{min}= 240 a = 80	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	b_{min}= 280 a = 90	350 80	500 75	700 70	170	170	160
a_{sd} = a + 10 mm (voir note ci-dessous)							

Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5).

a_{sd} est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de b_{min} supérieures à celles données dans la colonne 4, aucune augmentation de la valeur de a_{sd} n'est requise.

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

g) Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les poutres continues en béton armé et précontraint

Résistance au feu normalisé	**Dimensions minimales** (mm)						
	Combinaisons possibles de a et de b_{min}, a étant la distance moyenne de l'axe des armatures au parement et b_{min} étant la largeur de la poutre				Epaisseur d'âme b_w		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min}= 80 a = 15*	160 12*			80	80	80
R 60	b_{min}= 120 a = 25	200 12*			100	80	100
R 90	b_{min}= 150 a = 35	250 25			110	100	100
R 120	b_{min}= 200 a = 45	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	b_{min}= 240 a = 60	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	b_{min}= 280 a = 75	500 60	650 60	700 50	170	170	160
a_{sd} = a + 10 mm (voir note ci-dessous)							

Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5).

a_{sd} est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de b_{min} supérieures à celles données dans la colonne 3, aucune augmentation de la valeur de a_{sd} n'est requise.

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

h) Dimensions et distances minimales à l'axe des armatures à la sous-face pour les dalles sur appuis simples sans moment sur appuis à un ou deux sens porteurs en béton armé ou précontraint

Résistance au feu normalisé	**Dimensions minimales** (mm)			
	Épaisseur de la dalle h_s (mm)	Distance *a* de l'axe des armatures à la sous-face		
		un seul sens porteur	deux sens porteurs	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x et l_y sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (selon deux directions à angle droit), l_y étant la portée la plus longue.

Il convient de prendre en compte pour les dalles précontraintes, l'augmentation de la distance des axes d'armatures à la sous-face, conformément à 5.2(5).

La distance *a* des axes des armatures à la sous-face indiquée dans les colonnes 4 et 5 pour les dalles à deux sens porteurs concerne les dalles appuyées sur 4 côtés ; si tel n'est pas le cas, il convient de traiter les dalles comme des dalles à un seul sens porteur.

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

i) Dimensions et distances minimales des axes des armatures à la sous-face pour les plancher-dalles en béton armé ou précontraint

REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

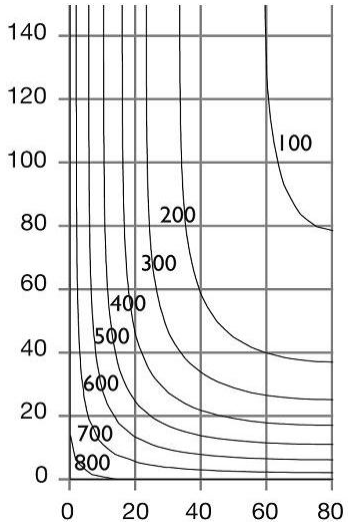
j) Dimensions et distances minimales des axes des armatures à la sous-face pour les planchers nervurés sur appuis simples sans moment sur appuis à double sens porteur en béton armé ou précontraint

Résistance au feu normalisé	**Dimensions minimales** (mm)			
	Combinaisons possibles d'épaisseurs de nervure b_{min} et de distances des axes d'armatures à la sous-face a			Épaisseur de table h_s et distance a des axes d'armatures à la sous-face dans la table
1	2	3	4	5
REI 30	b_{min} = 80 a = 15*			h_s = 80 a = 10*
REI 60	b_{min} = 100 a = 35	120 25	≥ 200 15*	h_s = 80 a = 10*
REI 90	b_{min} = 120 a = 45	160 40	≥ 250 30	h_s = 100 a = 15*
REI 120	b_{min} = 160 a = 60	190 55	≥ 300 40	h_s = 120 a = 20
REI 180	b_{min} = 220 a = 75	260 70	≥ 410 60	h_s = 150 a = 30
REI 240	b_{min} = 280 a = 90	350 75	≥ 500 70	h_s = 175 a = 40
$a_{sd} = a + 10$				
Pour les planchers nervurés précontraints, il convient d'augmenter la distance a des axes des armatures à la sous-face conformément à 5.2(4). a_{sd} désigne la distance mesurée entre l'axe des armatures et la surface latérale de la nervure exposée au feu.				
* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.				

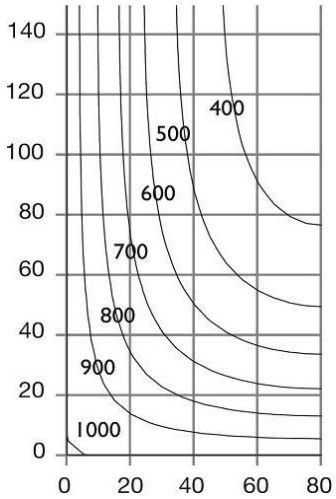
k) Dimensions et distances minimales des axes des armatures à la sous-face pour les planchers nervurés à double sens porteur en béton armé ou précontraint présentant au moins une continuité

Résistance au feu normalisé	**Dimensions minimales** (mm)			
	Combinaisons possibles d'épaisseurs de nervure b_{min} et de distances des axes d'armatures à la sous-face a			Épaisseur de table h_s et distance a des axes d'armatures à la sous-face dans la table
1	2	3	4	5
REI 30	b_{min} = 80 a = 10*			h_s = 80 a = 10*
REI 60	b_{min} = 100 a = 25	120 15*	≥ 200 10*	h_s = 80 a = 10*
REI 90	b_{min} = 120 a = 35	160 25	≥ 250 15*	h_s = 100 a = 15*
REI 120	b_{min} = 160 a = 45	190 40	≥ 300 30	h_s = 120 a = 20
REI 180	b_{min} = 310 a = 60	600 50		h_s = 150 a = 30
REI 240	b_{min} = 450 a = 70	700 60		h_s =175 a = 40
$a_{sd} = a + 10$				
Pour les planchers nervurés précontraints, il convient d'augmenter la distance a des axes des armatures à la sous-face conformément à 5.2(4). a_{sd} désigne la distance mesurée entre l'axe des armatures et la surface latérale de la nervure exposée au feu.				
* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.				

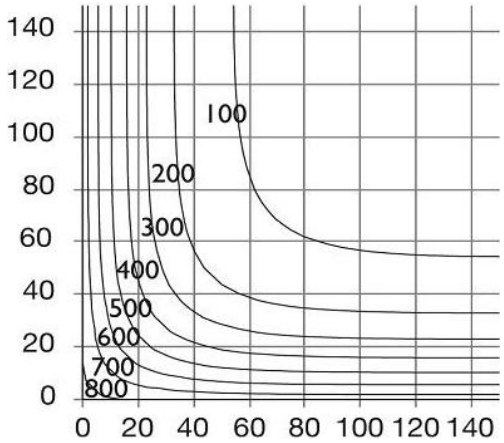
l) Distributions de température (°C) dans une poutre, *h* x *b* = 300 x 160 – R30



m) Distributions de température (°C) dans une poutre, *h* x *b* = 300 x 160 - R90



n) Distributions de température (°C) dans un poteau, *h* x *b* = 300 x 300 - R30

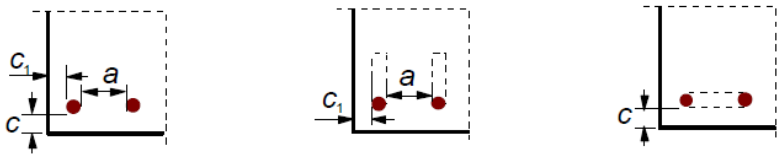


o) Longueur d'ancrage selon l'Eurocode

$l_{b,min}$ est la longueur d'ancrage minimale en l'absence de toute autre limitation :

- ancrages de barres tendues : $l_{b,min} > \max\{0{,}3 l_{b,rqd};\ 10\phi;\ 100\text{ mm}\}$
- ancrages de barres comprimées : $l_{b,min} > \max\{0{,}6 l_{b,rqd};\ 10\phi;\ 100\text{ mm}\}$

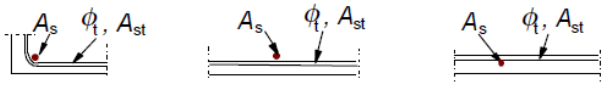
α_2 tient compte de l'effet de l'enrobage minimal (voir Figure 8.3)



a) Barres droites — b) Barres terminées par un coude ou un crochet — c) Barres terminées par une boucle

$c_d = \min(a/2, c_1, c)$ — $c_d = \min(a/2, c_1)$ — $c_d = c$

Figure 8.3 : Valeurs de c_d pour les poutres et les dalles



$K = 0{,}1$ — $K = 0{,}05$ — $K = 0$

Figure 8.4 : Valeurs de K pour les poutres et les dalles

Tableau 8.2 : Valeurs des coefficients α_1, α_2, α_3, α_4 et α_5

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armature de béton armé	
		tendue	comprimée
Forme des barres	Droit	$\alpha_1 = 1{,}0$	$\alpha_1 = 1{,}0$
	Autre (voir Figure 8.1 b), c) et d))	$\alpha_1 = 0{,}7$ si $c_d > 3\phi$ sinon $\acute{a}_1 = 1{,}0$ (voir Figure 8.3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_1 = 1{,}0$
Enrobage	Droit	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	$\alpha_2 = 1{,}0$
	Autre (voir Figure 8.1 b), c) et d))	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$ (voir Figure 8.3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_2 = 1{,}0$
Confinement par des armatures transversales non soudées aux armatures principales	Tous types	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	$\alpha_3 = 1{,}0$
Confinement par des armatures transversales soudées*	Tous types, positions et diamètres comme indiqué sur la Figure 8.1 e)	$\alpha_4 = 0{,}7$	$\alpha_4 = 0{,}7$
Confinement par compression transversale	Tous types	$\alpha_5 = 1 - 0{,}04p$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	-

où :

λ $= (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$

ΣA_{st} aire de la section des armatures transversales le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul)

$\Sigma A_{st,min}$ aire de la section minimale d'armatures transversales $= 0{,}25\,A_s$ pour les poutres et 0 pour les dalles

A_s aire de la section d'une barre ancrée individuelle de diamètre maximal

K valeurs apparaissant sur la Figure 8.4

p pression transversale à l'état-limite ultime le long de l_{bd} en MPa

* Voir également 8.6 : Dans le cas d'un appui direct, l_{bd} peut être inférieure à $l_{b,min}$ sous réserve qu'au moins un fil transversal soit soudé à l'intérieur de l'appui. Il convient que ce fil soit situé à 15 mm au moins du nu de celui-ci.