



ETUDE COMPARATIVE DES VARIANTES DE CONCEPTION DU BLOC DE RADIOTHERAPIE DU CENTRE DE CANCEROLOGIE DE OUAGADOUGOU (BURKINA FASO)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE / BATIMENT

Présenté et soutenu publiquement le 16 janvier 2020 par

Abdallah BELEM (2013 0584)

Encadrant 2iE : Moussa LO, Enseignant à 2iE, Département Génie Civil et Hydraulique

Maître de Stage : Abdoul Aziz BELEM, Ingénieur Génie Civil, Faso Construction et Services

Structure d'accueil du Stage : Faso Construction et Services (FCS)

Jury d'évaluation :

Président : Pr Abdou G. LAWANE

Membres et Correcteurs : Dr Yasmine B. TRAORE

M. Arnaud L. OUEDRAOGO

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

A Celui qui n'a rien ménagé pour moi, jusqu'à s'offrir Lui-même afin de me ramener à

Lui ;

A Celui qui toujours a été le Soutien Infaillible et Indéfectible, Fidèle même dans mon infidélité, Bon même dans ma méchanceté, Patient même dans mes errements.

Au Père qui toujours m'a aimé même dans mon ignominie.

A Mon Seigneur et Maître de ma vie.

A ma Lumière, A ma Vie

CITATIONS

Non pas à nous, Eternel, non pas à nous,

Mais à ton Nom donne gloire,

A cause de Ta Bonté, à cause de ta Fidélité !

Psaumes 115 : 1

...Toutefois, que ma volonté ne se fasse pas,
mais la tienne

Luc 22:42



REMERCIEMENTS

Notre gratitude et nos remerciements vont à l'endroit de tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Nous tenons particulièrement à remercier de tout cœur :

- Monsieur LO Moussa, Directeur de Mémoire, enseignant à 2iE, qui nous a aidés dans l'obtention de notre stage, pour son attention particulière à notre égard et qui a su donner le meilleur de lui-même pour la bonne marche de notre travail ;
- Monsieur DIALLO Ousmane Alioune, Directeur Général Adjoint et tout le personnel de FCS pour leur accueil et leur disponibilité ;
- Monsieur BELEM Abdoul-Aziz, Ingénieur Génie Civil, Directeur Technique à FCS notre maître de stage pour sa disponibilité et pour tous les conseils prodigués ;
- Ma mère OUEDRAOGO Zenabou, Celle pour qui je ne cesserai d'avancer, merci chère mère pour ton affection, tes nombreux sacrifices et son soutien inestimable. Continue d'être la femme battante que tu es ;
- Mon père BELEM Djibril, qui ne cesse de se battre jour et nuit pour le bonheur de ses enfants ;
- Aux familles BELEM, OUEDRAOGO, HODONOU, YONLI, TARNAGDA et FREITAS pour leur accompagnement et leur soutien ;
- Mme ROUAMBA, Ingénieure Génie Civil, chargée de projet à l'agence FASO BAARA, pour sa disponibilité et son accompagnement ;
- Tout le corps enseignant et le personnel de l'Institut 2iE, pour l'engagement et le sens élevé de service dont ils ont fait preuve durant notre formation ;
- A la cellule El-Victoire ;
- Au personnel d'encadrement de FCS et à tous les stagiaires avec qui nous à avons travaillé sur ce chantier ;
- A mes camarades de la promotion Master 2016 ;

Par ailleurs, à tous ceux et celles dont les noms n'ont pas pu être cités, qu'ils trouvent en ces mots, l'expression de notre reconnaissance.

RESUME

La présente étude a pour objet la détermination et le dimensionnement d'une solution structurale optimale pour les locaux de l'unité de radiothérapie du centre de cancérologie de Ouagadougou. A cet effet, les spécificités de l'ouvrage ont été relevées et sur cette base différentes options de solutions structurales ont été envisagées et adaptées à l'ouvrage. Une évaluation de l'adéquation avec la configuration de l'ouvrage est réalisée, à l'issue de laquelle la solution structurale en voile dalle a été retenue pour la phase de calcul et dimensionnement manuel. Une comparaison, effectuée avec les résultats d'une modélisation sur le logiciel Autodesk® Robot™ Structural Analysis Pro 2018 et les résultats du dimensionnement en configuration initiale a permis de valider des résultats du dimensionnement manuel. Ce dimensionnement a permis d'obtenir les différentes sections nécessaires, ainsi que le coût d'exécution de l'ouvrage qui se chiffre à 609 970 808 francs CFA TTC.

Mots Clés :

Béton armé, Bunker de radiothérapie, Structures porteuses, Variantes, Voiles porteurs

ABSTRACT

The study aims to design an adequate structural system to support the loads of the radiotherapy bunker of the “Centre de Cancérologie de Ouagadougou” (Centre of Onchology of Ouagadougou). In order to attain that goals, the peculiarities of the building have been censused, and different options of structural frames have been proposed on that basis and evaluated and a structural framework of walls and slab has been chosen. The design process has been carried out and the necessary reinforcement been determined. The results of the design have been compared to the results of a finite element model implemented on the Autodesk® Robot™ Structural Analysis Pro 2018 and to the results of the initial design, both validating the design results. The total cost of building has been evaluated to 609 970 808 CFA francs.

Keywords:

Bunker, Reinforced concrete, Radiotherapy facility, Structural framework, Thick wall.

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement ;

BA : Béton Armé

BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, le BAEL employé est celui de 1991 avec modifié en 1999 ;

CCTP : Cahier des Clauses Techniques Particulières ;

DTU : Document Technique Unifié ;

ELS : Etats Limites de Service ;

ELU : Etats Limites Ultimes ;

ELUR : Etat Limite Ultime de Résistance ;

ELUSF : Etat Limite Ultime Stabilité de Forme;

FCS : Faso Constructions et Services ;

FPP : Fissuration Peu Préjudiciable

FP : Fissuration Préjudiciable

FTP : Fissuration Très Préjudiciable

HA : Acier Haute Adhérence

Règles BAEL : BAEL version 1991 révisées 1999

RL : Acier Ronds Lisses

TN : Terrain Naturel

Unités

[cm] : centimètre

[kg] : kilogramme;

[kN] : kiloNewton;

[m] : mètre ;

[ml] : mètre-linéaire ;

[MN] : MégaNewton

[MPa] : MégaPascal;

[rad] : radian

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	i
REMERCIEMENTS.....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT.....	iii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	iv
TABLE DES MATIERES.....	v
LISTE DES FIGURES.....	vii
I. Introduction.....	- 1 -
Contexte du projet.....	- 1 -
Présentation du projet.....	- 1 -
Problématique.....	- 2 -
Objectifs.....	- 3 -
Plan de l'étude.....	- 3 -
II. Préliminaires.....	- 4 -
II.1. Présentation de la structure d'accueil.....	- 4 -
II.1.1. Historique.....	- 4 -
II.1.2. Mission et réalisation de Faso Construction et Services.....	- 4 -
II.2. Méthodologie de conception de l'ouvrage étudié.....	- 6 -
III. Etudes techniques.....	- 10 -
III.1. Identification et analyse des paramètres de la conception structurale.....	- 10 -
III.1.1. Spécificités de l'ouvrage.....	- 10 -
III.1.2. Paramètres généraux de la conception structurale.....	- 11 -
III.1.3. Conclusion.....	- 12 -
III.2. Définition des variantes de système structural et présélection.....	- 13 -

III.3. Calcul et dimensionnement des variantes de structure présélectionnées	27 -
III.4. Analyse des résultats et devis estimatif.....	54 -
III.4.1. Comparaison des résultats et choix de la variante de structure adéquate	54 -
III.4.2. Estimation du coût financier d'exécution de la variante retenue.....	55 -
III.4.3. Limites de l'étude	56 -
IV. Conclusion	58 -
Bibliographie.....	59 -
Annexes.....	60 -

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Vue en plan de l'aménagement des locaux du bunker.....	- 2 -
Figure 2 : Coupe du local de radiothérapie externe II	- 2 -
Figure 3 : Modèle de conception de salles de radiothérapie externe	- 8 -
Figure 4 : Vue de la façade avant de l'ouvrage	- 9 -
Figure 5 : Vues descriptives du système structurel I	- 14 -
Figure 6: Vues descriptives du système structurel II	- 15 -
Figure 7 : Vues descriptives du système structurel III.....	- 17 -
Figure 8 : Vues descriptives du système structurel IV	- 18 -
Figure 9 : Vues descriptives du système structurel V	- 19 -
Figure 10 : Schémas descriptifs de la solution de fondation avec joint (a) et avec couche de terre rapportée (b).....	- 25 -
Figure 11 : Organigramme de dimensionnement du système structural IV suivant DTU 23..	- 31 -
Figure 12 : Organigramme de justification à l'état limite de déformation.....	- 34 -
Figure 13: Représentation schématique de la dalle du bunker	- 36 -
Figure 14 : Déroulement du calcul des armatures d'une section rectangulaire l'ELS.....	- 39 -
Figure 15 : Déroulement de la justification à l'état limite de déformation	- 41 -
Figure 16 : Détermination de la contrainte ultime - Voile V4.....	- 47 -
Figure 17 : Armatures de renforts et de chainages d'un mur intérieur.....	- 49 -
Figure 18 : Répartition du coût d'exécution par matériaux.....	- 55 -
Figure 19 : Répartition du coût d'exécution par composantes de l'ouvrage.....	- 56 -

I. INTRODUCTION

Contexte du projet

Le cancer constitue, au sens large, une dégénérescence de certaines cellules d'un organisme vivant qui échappent aux mécanismes de contrôle et d'autorégulation de l'organisme affectée et dont les conséquences, pour l'organisme atteint, sont parfois fatales.

L'augmentation de la prévalence du mal au sein des populations, sa complexité et la variabilité de ses manifestations en ont fait une importante question de santé publique pour nombre de pays, conséquence : la lutte contre le cancer a été engagée au niveau international. Cette lutte s'articule autour de deux axes principaux : prévention (sensibilisation et dépistage) et traitement. La complexité et la versatilité du mal obligeant, le traitement est en évolution constante et constitue ainsi le volet le plus lourd à supporter en termes de ressources à investir pour les organisations engagées dans cette lutte. De fait, ce volet a été longtemps l'un des parents pauvres de la lutte contre le cancer dans beaucoup de pays ; les personnes affectées résidant dans ces pays devant alors se rendre à l'étranger pour se faire soigner et cela à des coûts inaccessibles à des personnes aux ressources limitées. Des mesures ont été engagées afin de remédier à cet état de choses et permettre aux populations d'accéder aux soins localement et à un coût relativement réduit.

C'est dans ce cadre que le Ministère de la Santé du Burkina Faso a engagé le Projet de Construction et d'Equipement du Centre de Cancérologie de Ouagadougou (PCE-CECO), dans la commune rurale de Komsilga (périphérie sud de de la ville de Ouagadougou), comptant pour la mise en œuvre du Plan stratégique 2013-2017 de lutte contre le cancer et qui devrait aboutir à terme à la construction du plus grand centre de cancérologie de l'Afrique de l'Ouest permettant une meilleure prise en charge des malades du cancer localement.

Présentation du projet

Le déroulement du projet s'effectue en deux phases.

La première phase porte sur la construction et l'équipement de la radiothérapie et de la médecine nucléaire. Les travaux de construction sont confiés au groupement FCS - CONSAR Limited - Entreprise KANAZOE et Frères (KF).

L'entreprise FCS, la structure d'accueil, a en charge l'exécution de la partie radiothérapie, y inclus le bunker de radiothérapie objet de la présente étude.

Problématique

La conception initiale des locaux du bunker présente la configuration suivante :

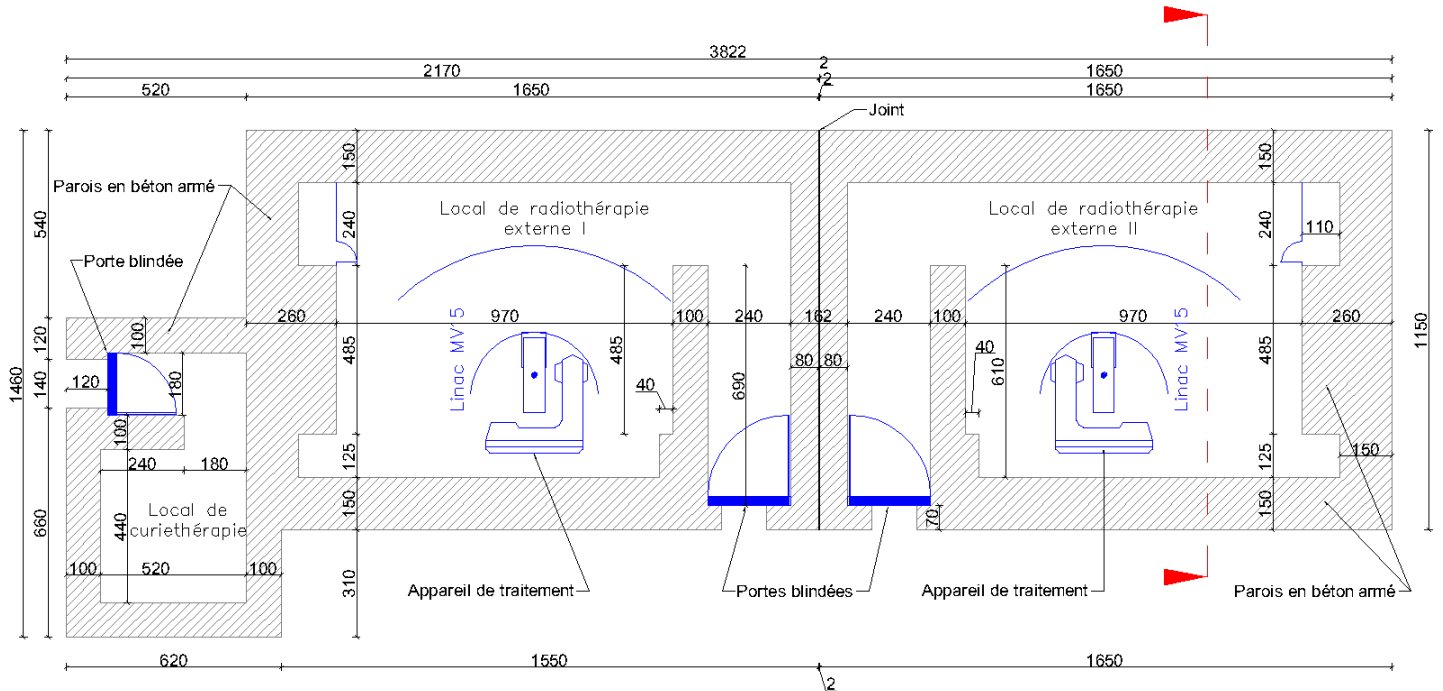


Figure 1 : Vue en plan de l'aménagement des locaux du bunker

Cette conception fixe pour les locaux de radiothérapie externe, une retombée à l'intérieur du local en retombée sous la dalle (Coupe A de la Figure 2). Il est, cependant, ressorti lors de réunions de chantiers, que la retombée à l'intérieur ne permettrait pas l'installation des appareils de traitement, il a donc été décidé, dans un premier temps de la mettre au-dessus de la dalle (Coupe B de la Figure 2).

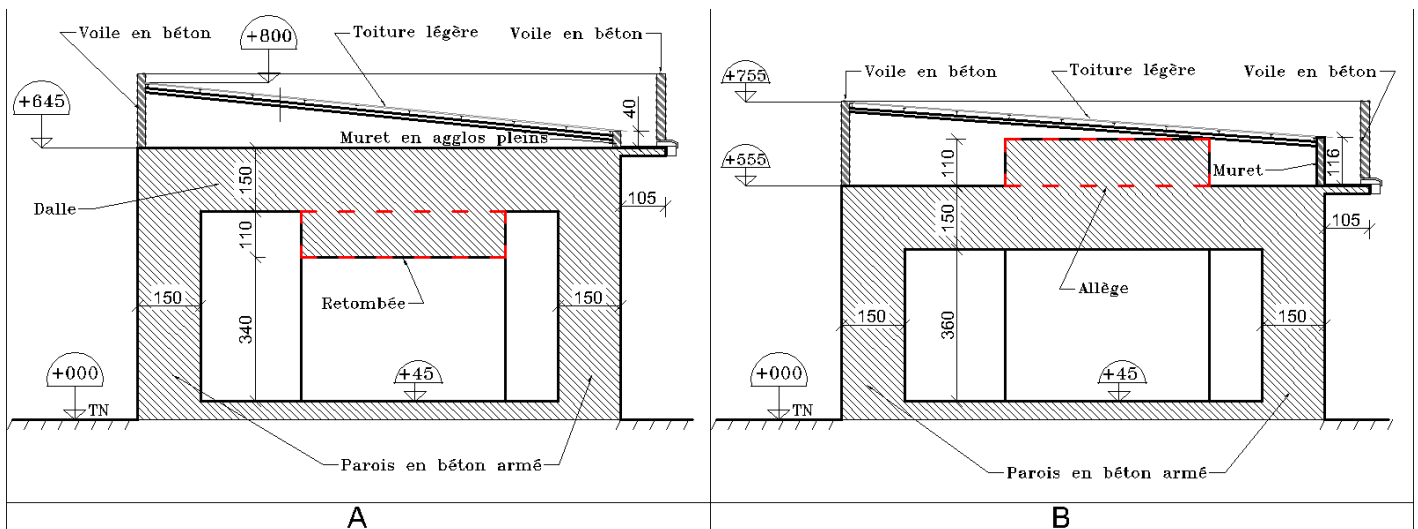


Figure 2 : Coupe du local de radiothérapie externe II - (A) Conception initiale - (B) Modification proposée

Cette modification présente l'avantage d'obtenir des dimensions convenables avec une réduction des quantités de béton mise en œuvre, par contre, dans cette configuration, les données de la conception structurale sont modifiées grandement.

La problématique est donc de s'assurer que la descente de charges de l'ouvrage demeure optimale dans cette nouvelle configuration.

Objectifs

L'objectif global de l'étude est de déterminer un système porteur optimal pour reprendre les charges de l'ouvrage dans la nouvelle configuration.

Dans cette optique, les objectifs spécifiques suivants ont été dégagés :

- Proposer différents systèmes porteurs afin de reprendre la dalle et ses charges dans la nouvelle configuration ;
- Evaluer les systèmes proposés afin de ne retenir que les plus adaptés à la configuration de l'ouvrage ;
- Effectuer une étude comparative des systèmes porteurs retenus afin de définir le système qui convient le mieux.

Plan de l'étude

Afin d'atteindre ces objectifs, le travail sera articulé en trois grandes parties organisées comme suit :

D'abord la première partie, « Préliminaires », qui abordera deux points : la présentation de la structure d'accueil et de la méthodologie de conception de l'ouvrage étudié ;

Cette partie sera suivie des « Etudes techniques », dans laquelle les points suivants seront développés : identification et analyse des paramètres de la conception structurale, suivie de la définition des variantes de système structural et la présélection ; le point sur le calcul et le dimensionnement des variantes de structure présélectionnées clora cette partie ;

Enfin, la troisième partie « Analyse des résultats et devis estimatif », portera sur la comparaison des résultats et choix de la variante de structure la plus adéquate, cette partie et l'étude s'achèveront par l'estimation du coût financier d'exécution de la variante retenue.

II. PRELIMINAIRES

II.1. *Présentation de la structure d'accueil*

L'entreprise Faso Construction et Services (FCS) sise au secteur 15 de Ouagadougou dans le quartier Ouaga 2000 non loin du boulevard circulaire de Ouaga 2000, 08 BP 11086 Ouagadougou 08, Tél : 25 39 64 45, Fax : 25 39 64 46 a été créée en 1995 sous le numéro du registre de commerce BFOUA 2002 A 3031 par Monsieur Abdulaï MOHAMMED qui en est le Directeur Général. Elle a pour objectif la construction de Bâtiments, les Travaux Publics, l'Equipement Civil et Industriel.

II.1.1. Historique

Faso Construction et Services (FCS) est une entreprise individuelle exerçant dans le domaine de Bâtiments, des Travaux Publics, des travaux d'entretien routier et d'aménagement de piste.

Elle a été créée en 1995 avec son siège au Burkina Faso (Ouagadougou) et des succursales en Côte d'Ivoire, au Niger et en Guinée Bissau.

De nos jours les travaux sont plus concentrés en Côte d'Ivoire dont l'entreprise fait partie des leaders avec des marchés de 5 à 6 milliards.

Elle est classée dans les catégories suivantes :

- B4 pour les travaux en BTP,
- T4 pour les travaux d'entretien routier et d'aménagement de piste.

II.1.2. Mission et réalisation de Faso Construction et Services

II.1.2.1. Mission de Faso Construction et Services

Faso Construction et Services (FCS), entreprise individuelle existe depuis 1995 au Burkina Faso. Elle concentre ses activités dans le domaine de Bâtiments, des Travaux Publics, des travaux d'entretien routier et d'aménagement de piste.

II.1.2.2. Les domaines d'intervention de l'entreprise

Grâce à une équipe d'experts hautement qualifiés, elle dispose de références dans ses domaines de compétences et elle est en mesure d'offrir des services suivants :

- Étude et réalisation de bâtiments neufs en tout corps d'état (logements, bâtiments publics, bâtiments administratifs, infrastructures sanitaires, amphithéâtres, aéroports, magasins de stockages, etc.) ;
- Réaménagement, réalisation, rénovation, extension, réhabilitation de bâtiment, réfection,

entretien courant de pistes, assainissement ;

- Fourniture et pose de mobiliers de salle de conférence, d'amphithéâtres, d'espaces publics et de collectivités ;
- Fourniture et pose de sonorisation, traduction simultanée, cabine insonorisée, insonorisation de salle, revêtement spécifique, plancher technique ;
- Climatisation individuelle, centrale traitement d'air, centrale de climatisation eau glacée ;
- Équipements en mobiliers (de salles de conférence, amphithéâtres, bureaux, hôpitaux) ;
- Équipements sanitaires (fourniture de conduite biomédicale) ;
- Équipement en matériel de construction (bâtiments et travaux publics) ;
- Des équipements industriel et civil ;
- Du tracé de piste en terre, bitumage d'espaces, pavage, revêtements spécifiques, voirie réseaux divers, etc. ;
- etc.

II.1.2.3. Quelques travaux réalisés par FCS

2014 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région de Centre Sud (Manga) ;

2013 : Travaux de construction d'un pavillon de 2500 places à l'Université Ouaga II ;

2011 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région de Centre Ouest (Koudougou) ;

2011 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région du Plateau Central (Ziniaré) ;

2010 : Travaux de construction de l'hôtel administratif de l'Etat (R+2) dans la Région des Hauts Bassins (Bobo Dioulasso) ;

2009 : Acquisition de mobiliers pour la construction de la Maison de la Culture à Bobo Dioulasso ;

2008 : Travaux de construction d'un amphithéâtre de 1100 places à l'Université de Koudougou avec fourniture et pose de mobilier, et pavage autour du bâtiment.

2008 : Travaux d'extension et de réaménagement de l'aérogare passagers de Ouagadougou ;

2007 : Construction de deux amphithéâtres de 2700 places à l'Université de Ouagadougou avec pose de mobiliers, pavage, sonorisation, vidéo conférence ;

II.2. Méthodologie de conception de l'ouvrage étudié

Cadre de conception

La construction d'une unité de radiothérapie, fait appel à une variété de domaines allant de la médecine au génie civil en passant par la physique médicale et l'architecture, les domaines de l'équipement biomédical et de la sûreté nucléaire sont aussi mis à contribution. Aussi, le respect des différentes exigences posées par chacun de ces domaines individuellement et la prise en compte des interactions entre ces disciplines scientifiques et techniques sont essentiels dans la réussite de ce type de projet.

Compte tenu de la nature de l'activité qui y est menée, les considérations de sûreté nucléaire sont les éléments directeurs de la conception de ce type d'installation. En effet, leur cycle de vie (conception, exécution, exploitation, réaffectation et destruction) est strictement encadré par des textes et inspections de l'Agence Internationale pour l'Energie Atomique (AIEA) qui délivre les autorisations nécessaires pour l'acquisition et l'installation des équipements biomédicaux nécessaires à leur fonctionnement. Le contrôle-suivi est assuré au niveau local (territoire Burkinabé) par l'Autorité de Régulation et de Sûreté Nucléaire (ARSN).

Les appareils employés pour le traitement des tumeurs cancéreuses doivent être abrités dans des locaux spécialement adaptés protégeant l'extérieur des rayonnements émis. Sur l'aspect de confinement des rayonnements, la conception des locaux est régie par le « *Safety Reports Series n° 47 - Radiation protection on in the design of radiotherapy facilities* » de l'AIEA. Ce document donne une certaine liberté quant à la conception des locaux de radiothérapie, quasiment comme un bâtiment « classique », tant que le confinement des rayons est assuré. Ainsi, les locaux peuvent être réalisés en sous-sol en rez-de-chaussée ou en étage ; les matériaux¹ peuvent être du béton lourd (masse volumique $> 2800 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ obtenue avec des granulats lourds : baryte, ferrosilicium, etc.), des matériaux classiques béton, agglomérés ou parpaings (dans les deux derniers cas un blindage en acier ou en plomb est nécessaire), de la terre compactée si le local est enterré, ou être construit avec des systèmes de blocs préfabriqués très denses homologués.

En tout état de cause, les dimensions et la configuration des écrans de confinement, devront être définies sur base de la détermination de la dispersion des rayonnements, fonction de la puissance et de la position de l'appareil de traitement utilisée. Une fois l'ouvrage exécuté, une

¹ International Atomic Energy Agency, *Safety Report n°47*, 18.

inspection de l'AIEA procède à des mesures des rayonnements permettant d'évaluer de la sûreté des locaux et en autorise ou interdit l'exploitation suivant les résultats de ces mesures.

Une fois prise en compte les exigences en matière de sûreté nucléaire, le choix de la configuration adaptée pour les locaux à exécuter est effectué de sorte à optimiser les coûts du projet et d'autres considérations sont intégrées. La conception doit aussi répondre aux exigences liées :

- aux activités liées à l'exploitation des locaux ;
- aux caractéristiques des équipements qu'ils doivent abriter (dimensions, installation, fonctionnement, charges) ;
- l'environnement immédiat (exploitation et occupation) ;
- l'évolution future des locaux (réaffectation ou destruction) et des activités d'exploitation ;
- les contraintes et dispositions réglementaires et normatives encadrant la conception, la construction, l'exploitation de ce type d'ouvrage.

De la combinaison de ces facteurs, découlent la configuration et la géométrie finales des locaux, leur situation, les matériaux employés et partant les procédés et délais de réalisation, les coûts de construction, d'entretien d'exploitation et éventuellement de démolition.

En résumé, le bunker de radiothérapie, doit assurer spécifiquement deux fonctions :

- reprendre les charges structurales appliquées (du fait des activités qu'il est amené à abriter et son environnement) ;
- et surtout absorber les rayonnements émis lors du fonctionnement normal des appareils afin d'en réduire l'intensité à des doses tolérables par un organisme humain à l'extérieur.

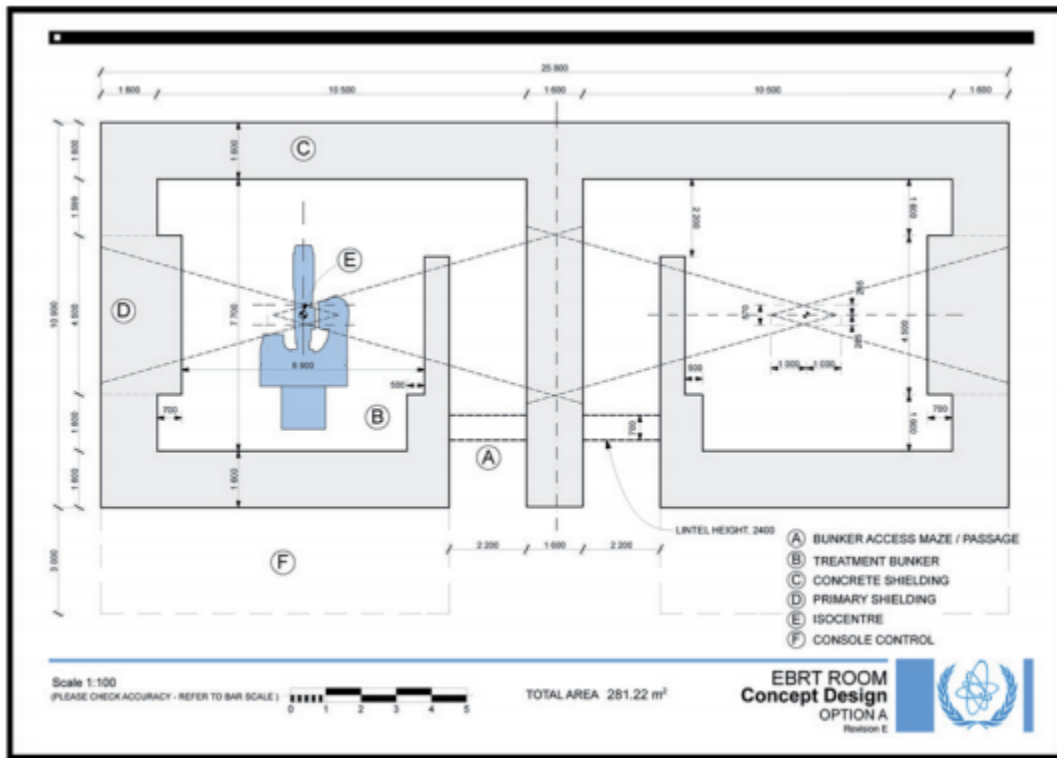
Conception des locaux

L'unité de radiothérapie du centre de cancérologie doit offrir deux types de traitement :

- la radiothérapie conformationnelle tridimensionnelle : deux salles accueillent deux dispositifs pour ce traitement (deux accélérateurs linéaires de particules) ;
- la curiethérapie ou brachythérapie : une salle unique accueille un dispositif pour ce traitement (un projecteur de source), une salle supplémentaire étant prévue.

Le matériau de construction choisi est le béton armé qui constitue en même temps les parois de l'ouvrage et avec les épaisseurs déterminés les écrans de confinement des rayonnements.

Le modèle ci-dessus est adopté pour les locaux de radiothérapie externe :



OPTION A

Figure 3 : Modèle de conception de salles de radiothérapie externe

Source : AIEA. EBRT room concept design - Option A. (sans date) [Plan]. In : *Project Radiation Protection 2016*. Disponible sur : < <http://radsafetypdrukm.blogspot.com/2016/06/facilities-design-at-radiotherapy.html?m=1> >, (Consulté le 16 juin 2018)

Le dispositif de confinement des rayonnements ionisants comporte différents éléments :

Les parties de l'ouvrage (plancher comme mur) directement exposées aux faisceaux de rayonnement émis par l'appareil en fonctionnement, sont conçues afin d'absorber le maximum en intensité de rayonnement, elles ont une épaisseur relativement assez importante et constituent les barrières primaires du local (élément D sur la *Figure 3*) ;

Le reste des parois, d'épaisseur moins importante, doit absorber le rayonnement résiduel réfléchi par les barrières primaires, le corps du patient et les éventuelles fuites à la tête de l'appareil ; ces sections constituent les barrières secondaires (C sur la *Figure 3*) ;

Enfin la salle est dotée d'un mécanisme d'arrêt automatique de l'accélérateur en cas d'ouverture de la porte d'accès au local durant le fonctionnement de l'appareil, dans cette éventualité, le confinement des rayonnements est assuré par une chicane (A sur la *Figure 3*).

La configuration finale du bunker comprend deux locaux de radiothérapie externe auxquels a été rajouté le premier local de curiethérapie prévu ; comparativement au modèle présenté Figure 3, la barrière primaire n'est pas centrée et un local de curiethérapie est adjoint aux locaux de radiothérapie externe, la configuration définitive se présente telle que représentée dans les plans de définition en fin document.

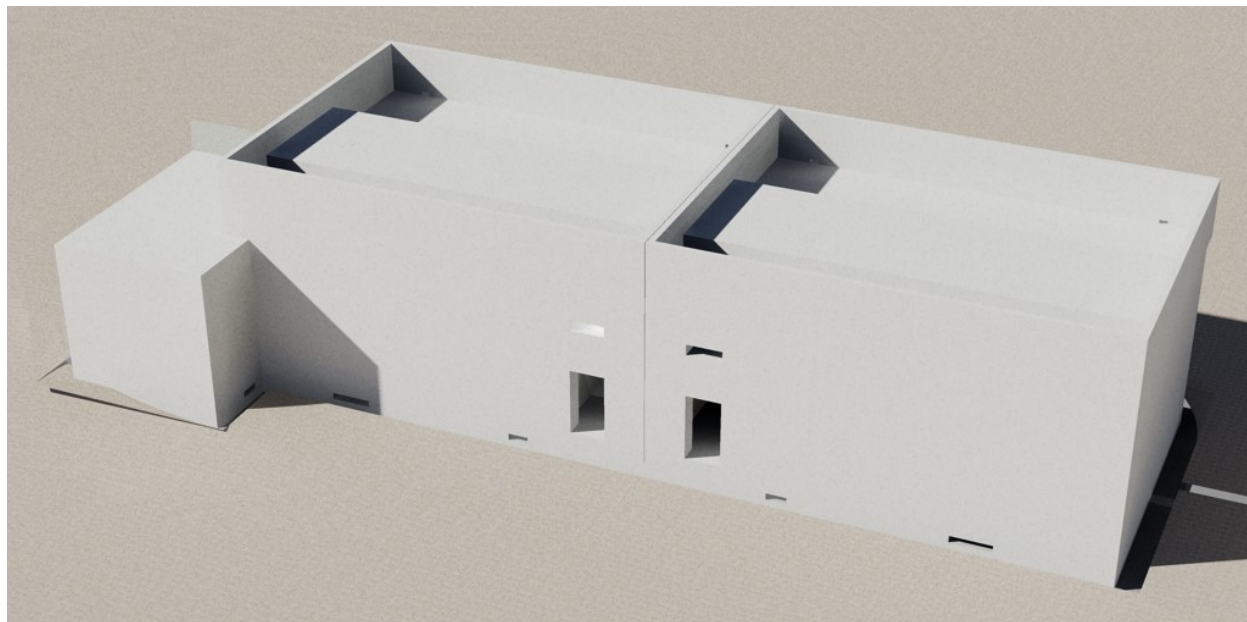


Figure 4 : Vue de la façade avant de l'ouvrage

III. ETUDES TECHNIQUES

III.1. *Identification et analyse des paramètres de la conception structurale*

L'objet de cette partie est l'identification de facteurs et spécificités propres de l'ouvrage à prendre en compte pour la suite des études. Ce sont les éléments ayant un grand impact sur le comportement de l'ouvrage, sur l'opportunité (ou pas) de considérer certains types de systèmes porteurs ainsi que sur le calcul, le dimensionnement des systèmes porteurs présélectionnés et l'exécution de l'ouvrage.

III.1.1. Spécificités de l'ouvrage

Les différentes spécificités sont relatives à la conception géométrique de l'ouvrage et sont :

a. Configuration géométrique générale de l'ouvrage

Il s'agit de l'agencement des composantes de l'ouvrage issu de la conception fonctionnelle de l'ouvrage, la conception structurale pourra au mieux en tirer avantage.

b. Dimensions de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont relativement importantes. Si pour les porteurs verticaux cela représente une caractéristique avantageuse, dans le cas de la dalle, dont la portée longitudinale est également importante, cela représente une charge importante à descendre.

c. Surépaisseur de béton en allège

Si elle doit être reprise par la dalle, elle constitue un élément atypique compte tenue :

- de ses dimensions, qui en font une surcharge importante sur la dalle ;
- de sa configuration, elle constitue une charge dissymétrique dans le sens de la largeur de la dalle dont il faudra tenir compte.

d. Continuité entre le local de curiethérapie et le local de radiothérapie I

La différence en dimensions entre local de curiethérapie et le local de radiothérapie externe I exigerait de séparer les deux blocs de locaux par un joint de rupture afin de minimiser les conséquences d'éventuels tassements différentiels entre les deux éléments. Cependant, pour diverses raisons, cette mesure ne doit être envisagée qu'en dernier recours. Cet aspect est à considérer dans la définition et le calcul de la fondation.

Outre les spécificités propres à l'ouvrage d'autres éléments plus généraux sont à considérer.

III.1.2. Paramètres généraux de la conception structurale

a. Interaction sol-structure et tassements différentiels

L'interaction sol – structure est la réaction que le sol de fondation est susceptible d'apporter en réponse aux sollicitations de l'ouvrage et que les fondations répercutent sur la superstructure. Ce phénomène et les tassements différentiels sont liés dans une certaine mesure et peuvent conduire à des désordres internes de la structure nuisibles à la fonctionnalité, à la durabilité et à la sûreté de l'ouvrage. Ces phénomènes déterminent la conception du système de fondation.

Ils sont tributaires de deux facteurs :

b. Caractéristiques structurelles et mécaniques du sol de fondation

L'homogénéité structurale du sol d'assise est essentielle afin de garantir l'aplomb de la construction. Les études géotechniques fournissent les informations nécessaires à caractériser le sol.

c. Configuration mécanique de l'ouvrage

Ce facteur est fonction de la conception géométrique de l'ouvrage et les paramètres importants sont l'importance de la rigidité et du degré d'hyperstaticité de la structure.

Dans le cas de l'ouvrage, la structure entièrement constituée de parois, croisés, et d'une dalle en béton armé rend l'ouvrage quasi monolithique et lui confère une certaine rigidité, d'autant plus grande que les liaisons entre éléments sont rigides. Ainsi, il faut noter que, du point de vue :

Des tassements différentiels : la configuration rigide et hyperstatique de la structure lui permet de répartir les charges et intervient spontanément pour reporter la charge appliquée aux éléments qui tendent à se dérober sur les éléments voisins plus stables sans désorganisation interne de la structure, avec toutefois des sollicitations parasites supplémentaires L'adaptation réciproque des deux systèmes mécaniques couplés (Structure – Sol) peut se ramener, alors, à une adaptation du sol aux conditions imposées par la structure et alors la structure n'est exposée aux effets des tassements différentiels qu'en ce qui concerne l'aplomb générale ;

De l'interaction sol-structure et du mode de fondation : dans une superstructure rigide, les moments augmentent avec le moment d'inertie de la fondation², car la répartition des contraintes

² VERDEYEN, « L'application à la pratique des coefficients de raideur du sol », 12.

sur le sol et la réaction résultante du sol dépendent de la combinaison des rigidités de la superstructure et de la fondation, du fait des liaisons entre les deux, et de ce fait le mode de fondation doit donc être défini en conséquence.

Maintenir l'aplomb de la structure, réduire l'impact de la réaction du sol sur les moments dans la superstructure et les caractéristiques du sol sont les paramètres qui conditionnent le choix du type de fondation.

III.1.3. Conclusion

Les éléments identifiés comme des paramètres essentiels la conception structurale et le dimensionnement de la superstructure sont la conception géométrique de l'ouvrage, les procédés d'exécution envisagés pour l'infrastructure les caractéristiques du sol et la configuration mécanique de la structure. Ces paramètres constitueront la base pour la définition et la présélection des différentes variantes de systèmes de structure, objets de la prochaine partie.

III.2. Définition des variantes de système structural et présélection

Il s'agira, dans cette partie, de proposer sur la base des facteurs dégagés au point précédent et des options de structure envisageables, les différentes possibilités de systèmes pouvant correspondre à l'ouvrage. La définition des différents critères de sélection, la description des systèmes porteurs envisagés et l'évaluation de ces systèmes ainsi que la sélection des systèmes porteurs les mieux adaptés suivant la base des critères définis sont les éléments développés.

III.2.1.1. Structures porteuses - Superstructure

III.2.1.1.1. Définition des critères de sélection

Les critères de sélection sont définis dans l'optique d'atteindre les deux premiers objectifs spécifiques de l'étude à savoir : proposer différents systèmes porteurs afin de reprendre la dalle et ses charges - évaluer les systèmes proposés afin de ne retenir que les plus adaptées à la configuration de l'ouvrage. Un dernier critère est adopté afin de tenir compte des délais et coûts de mise en œuvre. Les trois (03) critères retenus sont :

- l'adéquation du système porteur en rapport avec la configuration de l'ouvrage : ce critère évalue le niveau d'optimisation dans l'« exploitation » de la configuration de l'ouvrage afin de reprendre les charges, en cela il permet de rendre compte de la préservation le monolithisme de l'ouvrage essentiel à l'efficacité du confinement ;
- l'efficacité dans la reprise des charges de la dalle : ce critère permet de répondre à la question : « le cheminement des charges employé est-il le plus court et le plus direct ? », il rend aussi compte de la capacité à limiter les déformations ;
- la complexité de mise en œuvre (ferraillage notamment) : ce critère permet d'estimer la charge de travail et la quantité d'armatures nécessaire pour le système porteur évalué.

III.2.1.1.2. Description des systèmes porteurs et évaluation

Cinq systèmes de structures porteuses sont initialement envisagés, l'objectif étant de reprendre les charges de l'ouvrage (de la dalle principalement) avec une quantité d'acier optimale à même d'assurer la fonctionnalité, la sûreté et la durabilité de l'ouvrage. (Les descriptions des structures se fondent principalement sur la configuration des locaux de radiothérapie externe, elle est relativement plus complexe ; des vues sont fournies à titre d'illustrations des descriptions des structures, d'autres vues et schémas complémentaires sont données à l'annexe **A.1**, p. **I**)

a. Système structurel I : Ossature poutres et poteaux

Cette structure consiste à armer des sections des parois afin qu'elles jouent le rôle de poutres et poteaux et reprendre les charges de l'ouvrage, mais en étant littéralement incorporées et noyées dans l'épaisseur des parois de l'ouvrage.

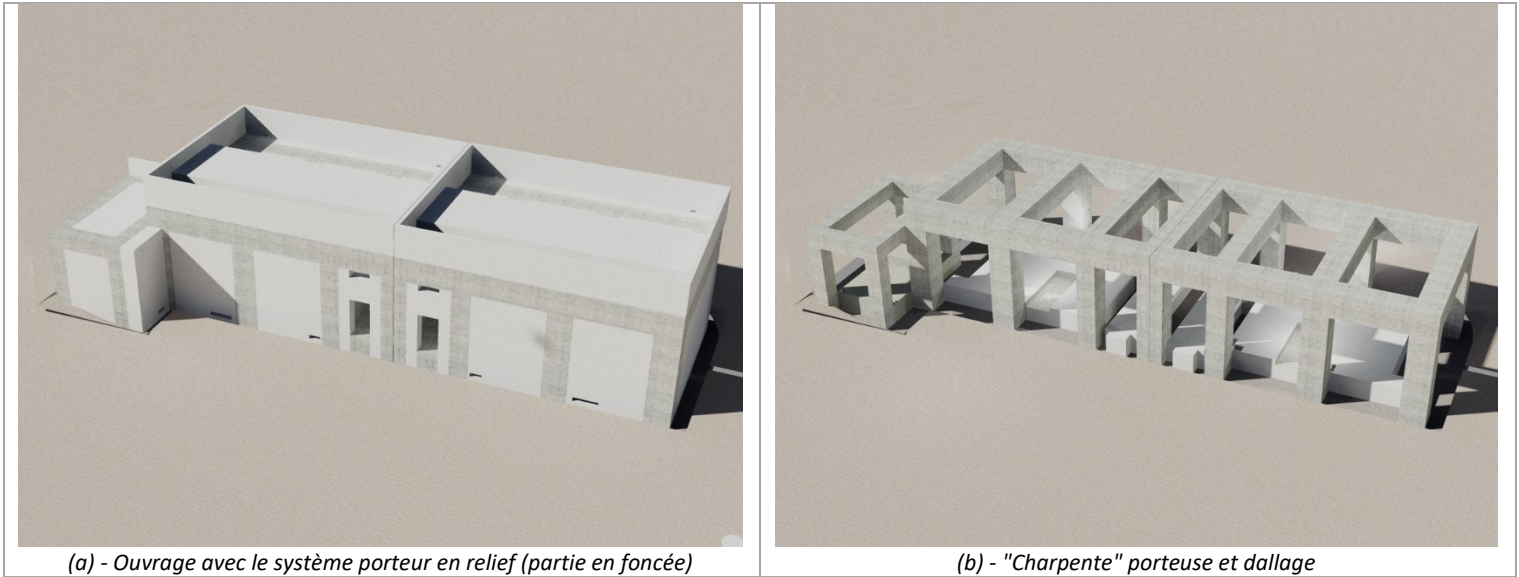


Figure 5 : Vues descriptives du système structurel I

Tableau 1 : Evaluation du système structurel I

Critère d'adéquation	Critère d'efficacité	Critère de complexité
Seule une partie des parois est employée comme éléments structuraux, cela affecte le comportement monolithique de l'ouvrage qui perd de sa rigidité ;	Les rigidités des éléments porteurs et non porteurs sont très proches, de ce fait le cheminement des charges envisagé pourrait se révéler invalide ;	Les sections comprises entre les éléments de la structure porteuse constituent des différents éléments à identifier et à calculer et rendraient le comportement de la structure plus difficile à prédire ;
Les éléments structuraux sont fondus dans l'épaisseur des parois ce qui les rend très déformables (les poutres plus particulièrement).	La dalle est subdivisée en sous-éléments (poutres-dalles) dont les déformations ne pourront être limitées à des valeurs acceptables du fait de la grande portée.	La diversité et la multiplicité de ces éléments rendrait le ferrailage et la mise en œuvre complexes et cela pourrait

La configuration de l'ouvrage est très peu exploitée.		compromettre le dispositif de confinement.
Conclusion : Au vu des éléments exposés ci-dessus, armer certaines sections afin de reprendre toutes les charges se présente comme une solution peu appropriée : elle est donc écartée.		

b. Système structurel II : Dalle suspendue

Cette solution présente l'intérêt de tirer avantage, des spécificités géométriques de l'ouvrage pour reprendre les charges. Ainsi la barrière primaire est utilisée comme portique support de l'ouvrage. La dalle est alors suspendue à la partie horizontale de la barrière primaire, qui sert de poutre (la surépaisseur de béton en constitue l'allège), qui transmet ses charges aux parties verticales de la barrière primaire en béton, dont les grandes dimensions leur permettent de reprendre la charges de la dalle sans besoin de sections d'armatures importantes.

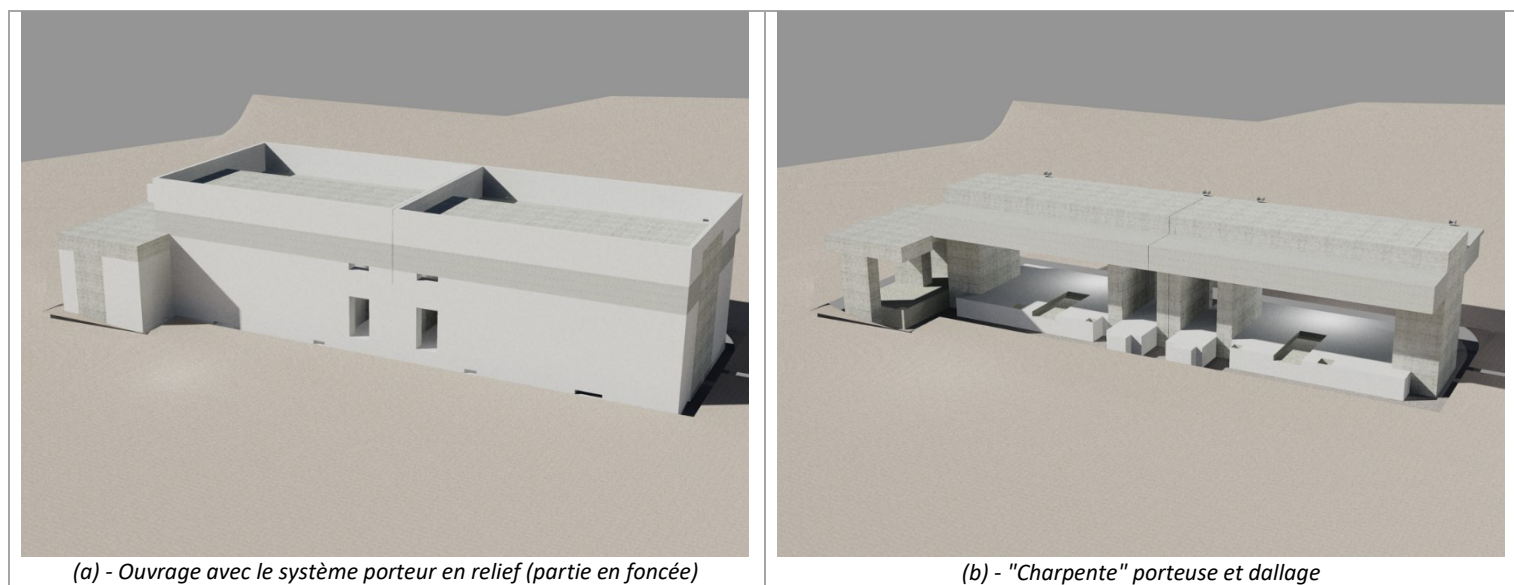


Figure 6: Vues descriptives du système structurel II

En pratique, les voiles reprennent une part de la charge de la dalle et la dalle est « cassée » alors entre deux types d'éléments : le portique et les voiles périphériques).

Tableau 2 : Evaluation du système structurel II

Critère d'adéquation	Critère d'efficacité	Critère de complexité
La conception géométrique de l'ouvrage est valorisée pour la	En pratique, la poutre ne reprend pas une part	Les dimensions et la configuration des « parties de

reprise des charges ce qui pourrait réduire relativement l'armature ;	importante de dalle comparativement à ses dimensions.	dalles » ne permettent pas de les classer parmi les éléments explicitement couverts par les Règles BAEL (dalles, poutres, poutres-dalles, consoles courtes).
L'exploitation isolée de la barrière primaire affecte le monolithisme de la structure car cela pourrait nécessiter de procéder à des cloisonnements.	La poutre ne reprend pas symétriquement la dalle et par conséquent la répartition de la charge au niveau de la fondation sera très inégale.	Les cloisonnements nécessiteraient un ferrailage complexe et important.
Observation : Le modèle de structure proposée suppose une reprise des charges de la dalle par la poutre, dans le sens de la longueur (plus grande portée) de la dalle, or les charges des dalles sur appuis continus sont reprises principalement dans le sens de la plus petite portée, cela nécessiterait d'opérer une sorte d'isolation entre partie reprise par le portique et celles reprises par les voiles afin que le portique puisse effectivement reprendre les charges supposées.		
Conclusion : La mise en œuvre de cette solution nécessitant des aménagements complexes et importants du ferrailage et de la structure d'ordre à nuire au monolithisme de l'ouvrage, elle est abandonnée.		

c. Système structurel III : Structure modulaire

Cette variante est une modification dans la conception envisagée pour le système précédent. Elle consiste à diviser l'ouvrage en quatre (04) sous-structures régulières.

Le postulat de base de cette solution est que la barrière principale horizontale peut être considérer comme la traverse d'un portique et étant reprise par des éléments porteurs bien définis, elle constitue une discontinuité assez importante pour que les autres parties de la dalle originelle puissent se comporter indépendamment.

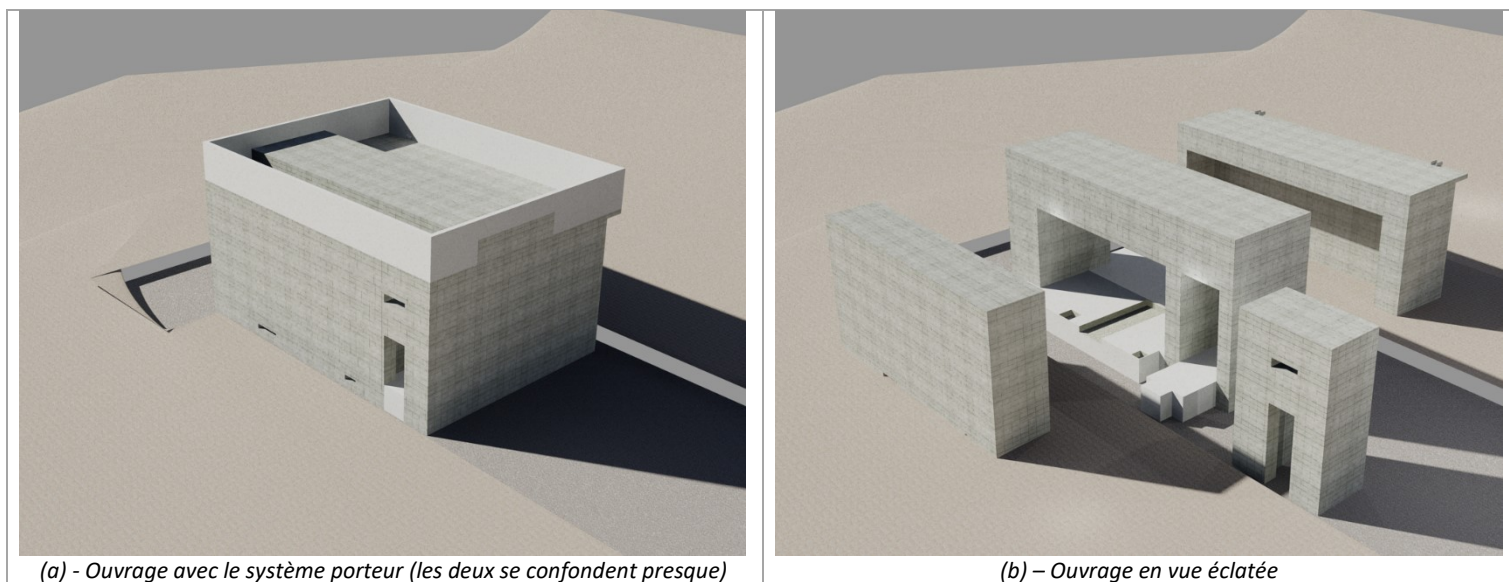


Figure 7 : Vues descriptives du système structurel III

La difficulté majeure de ce système est d'assurer un comportement autonome de chacune des sous-structures sans compromettre la continuité dans le cheminement des charges, ni l'étanchéité de l'ouvrage, tout en assurant une distribution convenable des contraintes et déformations. Plus particulièrement, l'ensemble des éléments horizontaux doit reprendre les charges communes séparément afin de ne pas fonctionner comme un élément continu, monolithique et sans que les déformations relatives entre les éléments entraînent des fissurations importantes.

Le ferrailage à mettre en œuvre doit pouvoir résoudre cette difficulté afin que le postulat de base soit respecté dans la pratique, sans mettre en danger la stabilité et la fonctionnalité de la structure et l'intérêt de ce système et sans nécessiter des sections d'armatures prohibitives.

Ce système hérite, aussi, du problème soulevé au niveau du système « Dalle suspendue » relatif aux éléments repris par les voiles.

Une solution envisageable serait le recours aux poutres noyées, cependant leur trop grande déformabilité pourrait être source de fissurations dans l'ouvrage.

Conclusion : cette solution est abandonnée car complexe à mettre en œuvre et peu fiable tant sur sa capacité à assurer un bon fonctionnement de l'ouvrage que sur le gain en section d'armature.

d. Système structurel IV : Structure porteuse voile-dalle.

Le fonctionnement de l'ouvrage est envisagé comme celui d'un réservoir posé sur le sol, mais sans charge hydrostatique : les parois verticales formant la jupe du réservoir, et la dalle le couvercle posé sur le réservoir.

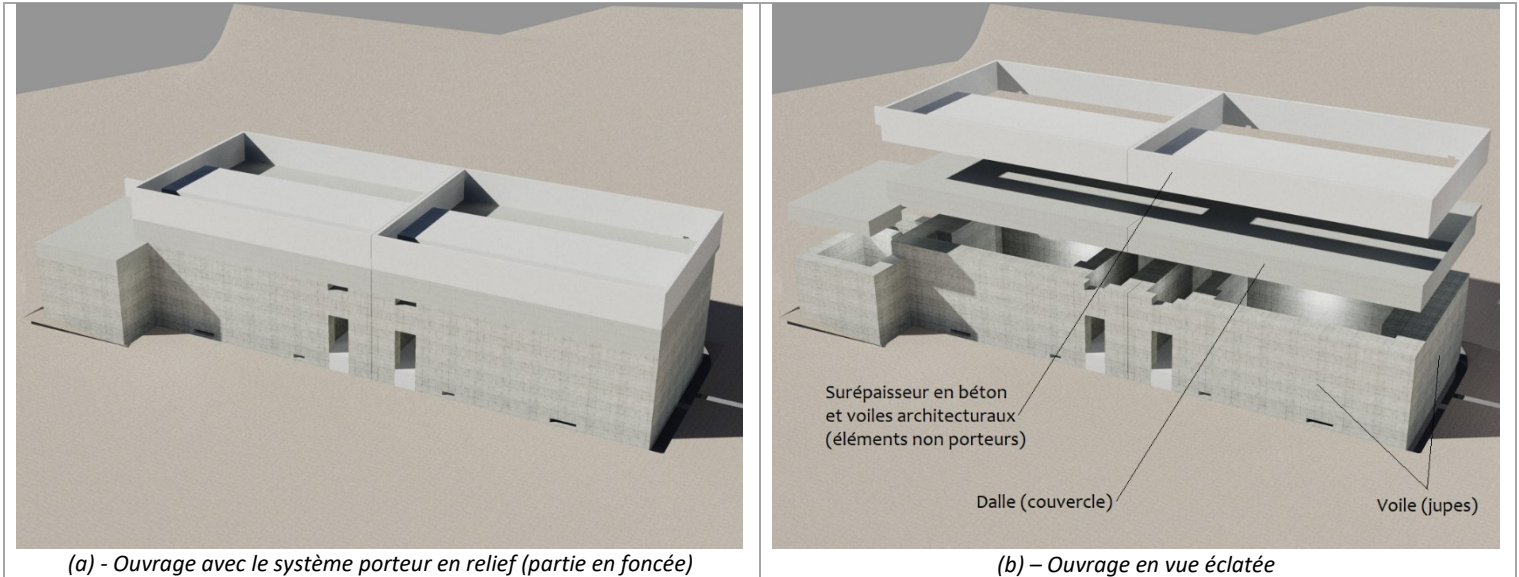


Figure 8 : Vues descriptives du système structurel IV

Tableau 3 : Evaluation du système structurel IV

Critère d'adéquation	Critère d'efficacité	Critère de complexité
Le croisement et le monolithisme des parois verticales (voiles) sont mis à profit afin de reprendre la charge de la dalle. De ce fait et compte tenu de leurs sections relativement importantes, les calculs pourraient aboutir aux sections minimales réglementaires.	La descente de la charge de la dalle sur l'ensemble des voiles situés sur son pourtour constitue le chemin le plus direct et le plus court (suivant le rapport des portées) La dalle étant reprise dans son ensemble, les moments en son centre peuvent être assez importants et par suite, les déformations aussi.	La structure porteuse se confond avec l'ouvrage, cela rend le ferrailage et sa mise en œuvre relativement aisés.

La configuration mécanique est pleinement exploitée.		
Conclusion : Ce système est retenu car il présente une bonne exploitation de la configuration permet un cheminement de charges optimal et un ferrailage relativement léger.		

e. Système structurel V : Structure porteuse en portique-cadre

Le fonctionnement de la structure est semblable à celui d'un pont cadre (si les éléments porteurs verticaux sont encastrés sur un radier) ou portique (sinon), sans les charges dynamiques et les charges des remblais. L'ensemble de la structure est principalement reprise par deux portiques. La dalle repose alors sur les piliers (encastrement) et sur les murs en aile repliés à l'intérieur (articulation), le système n'est alors réellement applicable que si le rapport des portées de la dalle permet de considérer que la dalle porte dans un seul sens. L'intérêt principal de ce système est le couplage flexion-flexion entre membrures concourantes dans un même nœud, ce qui permet la distribution de l'énergie de flexion dans la structure et, par conséquent, réduit la concentration des efforts intérieurs aux nœuds. Cette distribution des moments aux extrémités dépend du rapport des raideurs de la poutre et des poteaux ainsi que du type de liaison choisi.

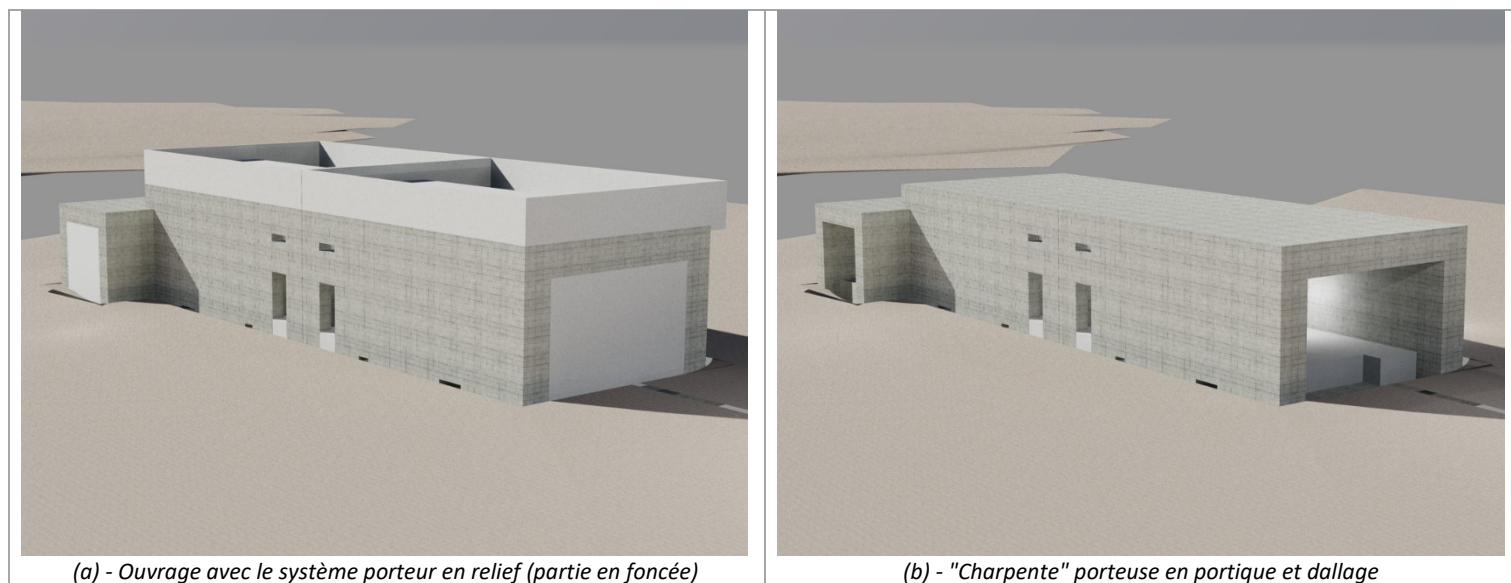


Figure 9 : Vues descriptives du système structurel V

Tableau 4 : Evaluation du système structurel V

Critère d'adéquation	Critère d'efficacité	Critère de complexité
----------------------	----------------------	-----------------------

Les dimensions et la configuration en portique ou cadre permet de reprendre aisément la dalle.	La charge de la dalle est descendue suivant un chemin court et direct : les piédroits	La structure porteuse se fonde à l'ouvrage, le ferrailage et sa mise en œuvre sont relativement facilités.
La configuration mécanique et le monolithisme entre éléments horizontaux et verticaux de la structure sont mis à profit pour reprendre toutes les charges.	Les liaisons entre éléments horizontaux et verticaux permettent de réduire le moment au centre de la dalle ainsi que les déformations.	Des goussets pourraient être nécessaires afin d'assurer l'encastrement effectif de la dalle sur les piédroits.
Observation : Les portées suivant les directions Ox et Oy valent respectivement 10.00 [m] et 17.10 [m], le rapport des portées vaut alors $10.0/17.10 \sim 0.58 > 0.4$ ce qui ne permet pas de considérer que la dalle porte dans une direction unique, le modèle n'est donc pas applicable.		
Conclusion : Ce système présente une bonne exploitation de la configuration et permet un cheminement de charges optimal et, éventuellement, un ferrailage relativement léger, cependant le rapport des portées de la dalle ne permet pas d'appliquer ce système.		

III.2.1.1.3. Systèmes porteurs retenus

Ci-après figure la synthèse de l'évaluation des variantes sur la base des critères définies au point Définition des critères de sélection, p. - 13 - :

Tableau 5 : Tableau synthétique de l'évaluation des différentes variantes

	Critère d'adéquation	Critère d'efficacité	Critère de complexité	Nombre de critères satisfaits
I - Ossature	Non adaptée	Non efficace	Complexe	0/3
II - Dalle suspendue	Non adaptée	Non efficace	Complexe	0/3
III - Structure modulaire	Peu adaptée	Efficace	Complexe	1/3
IV – Voiles - dalle	Adaptée	Efficace	Peu complexe	3/3
V – Portique - cadre	Adaptée	Efficace	Peu complexe	3/3

Seules les variantes IV et V donnent satisfaction pour l'ensemble des critères. Seulement, la configuration de l'ouvrage ne permet pas d'obtenir un comportement en portique comme décrit en variante V. Ainsi, en superstructure, un seul système porteur est retenu parmi les systèmes envisagés : le système IV : Voiles - dalle.

III.2.1.2. Systèmes de fondation – infrastructure

III.2.1.2.1. Définition des critères de sélection

Les critères d'évaluation considérés sont :

- l'adéquation et l'efficacité du système à reprendre la configuration de charges ;
- le coût d'adaptation avec la configuration de la superstructure : identifie les aménagements à effectuer afin d'accommoder, le type de fondation envisagé aux systèmes porteurs présélectionnés. ;
- la facilité et le temps d'exécution : ce critère permet de déterminer les éléments et considérations nécessaires à la réalisation de la fondation ;
- le type de dallage réalisable : le dallage doit reprendre des charges importantes durant la phase d'exécution, d'équipement et d'exploitation (étais de la dalle, transport des portes blindées, appareillages médicaux, etc.) ; suivant le type de fondation, les options de dallage possibles diffèrent.

III.2.1.2.2. Solutions de système de fondation

Le tableau suivant ³ présente différentes solutions courantes de fondation :

Tableau 6 : Types de fondation généralement envisagés

Sol en surface (jusqu'à 2 [m] environ)	Sol en profondeur	
	Bonne résistance	Faible résistance
Bonne résistance	Semelle superficielle	
Faible résistance	Pieux	Radier général * / ** ou pieux flottants ou amélioration du sol ou changer de site

(*) Radier général si surface totale des semelles supérieures à 50 ou 60 % de la surface de construction

(**) Si la résultante des charges est près du centre du radier

³ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 1999, 1:35.

Compte tenu de la configuration de la superstructure, le plus souvent les infrastructures sont alors continues formant un radier plus ou moins évidé dont les dimensions sont pratiquement imposées. Le radier général est également l'option proposée par le rapport géotechnique.

Certaines dispositions doivent cependant être respectées dans la mise en œuvre d'une fondation en radier général, elles sont résumées ci-après⁴ :

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, il convient de vérifier que le point de passage de la résultante générale des charges coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier.

À cause des risques de tassements différentiels, il est déconseillé de fonder les bâtiments de trop grande longueur sur un même radier (plus un bâtiment est court plus il est rigide) ou sinon prévoir des joints de rupture.

Sur ce dernier point, la configuration de l'ouvrage qui lie le local de curiethérapie au local de radiothérapie externe I particulièrement plus lourd devrait faire écarter la solution du radier général.

III.2.1.2.3. Evaluation des types de fondation envisagés

a. Adéquation avec la configuration des charges à reprendre et efficacité

Tableau 7 : Evaluation des options de fondation selon le critère d'adéquation

Semelles isolées	Semelles filantes	Radier général
Considérant l'importance des charges à transmettre au sol, les charges surfaciques apportées par les semelles pourraient excéder la contrainte admissible du sol et engendrées des tassements (généraux ou différentiels) préjudiciables ou nécessitent des dimensions de semelles dont l'emprise totale serait peu intéressante, ou encore, suivant le type de sol, demander des profondeurs d'excavation aux coûts prohibitifs.		Le radier permettrait d'avoir une répartition des charges et des contraintes inférieures à la contrainte admissible du sol à une profondeur classique L'ouvrage peut tenir sur un radier monolithique avec un joint de dilatation entre les blocs suivant le type de sol.

⁴ PERCHAT, « Béton armé. Règles BAEL - Ossatures et éléments courants », 41.

De fait du risque de tassements, un joint de rupture entre les blocs : locaux de curiethérapie et de radiothérapie externe I - local de radiothérapie II, sera nécessaire.	
Conclusion : Le radier se révèle le système de fondation le mieux approprié au vu de l'adéquation avec la configuration de charges à reprendre et éventuellement celui qui offre le rapport emprise au sol / profondeur de pose du bâtiment le plus intéressant.	

b. Coût d'adaptation

Tableau 8 : Evaluation des options de fondation selon de le critère coût d'adaptation

Semelles isolées	Semelles filantes	Radier général
Les charges de la superstructure sont transmises aux semelles par un système rigide de poteaux et longrines de sorte à éviter tout tassement différentiel	Les charges de la superstructure sont transmises directement aux semelles filantes qui les transmettent au sol.	Les charges de la superstructure sont transmises directement au radier qui les repartit sur le sol de fondation.
Conclusion : Les fondations en semelles filantes et radier général sont plus avantageuses		

c. Facilité et temps d'exécution

Tableau 9 : Evaluation des options de fondation selon le critère facilité et temps d'exécution

Semelles isolées	Semelles filantes	Radier général
La variété et la multiplicité des éléments du système à réaliser (semelles, longrines, poteaux) et les délais de prise à respecter pour le béton rendent l'exécution, bien que classique, plus complexe.	Du fait, de l'importance des dimensions des éléments, la mise en œuvre peut se révéler simple et rapide (du fait de la linéarité) ou complexe (si la profondeur de fouille est importante). La logistique pourrait s'avérer importante et les coûts aussi.	La mise en œuvre est simple et rapide car elle permet de couler toute l'infrastructure en une seule fois. Le volume à excaver ainsi que la quantité de béton et d'acier à mettre en œuvre nécessitent une logistique importante et un coût relativement élevé.

Conclusion : Le radier constitue le type de fondation le plus simple à réaliser, dans le principe, du fait de la faible profondeur de fouille et de la rapidité d'exécution.

d. Type de dallage réalisable

Deux possibilités sont envisagées : le dallage sur remblai (hydraulique ou latéritique, avec un avantage certain du remblai hydraulique), applicables aux options « semelles filantes et semelles isolées » et une plateforme en BA solidaire du radier dans le cas d'un radier général tenant lieu de dallage.

Tableau 10 : Comparaison des options de dallages

Dallage sur remblai hydraulique	Plateforme sur radier
Le dallage étant dissocié du reste de l'ouvrage, l'effet du tassement différentiel entre la structure porteuse et le dallage pourrait s'en trouver amplifié et l'ouvrage hypothéqué	Le dallage constitue une extension du radier et est exécuté directement sur le radier et en solidaire, sans nécessité de réaliser les voiles, un coffrage pouvant être mis en place et permet une meilleure reprise des charges par le dallage.
La réalisation comporte plusieurs travaux (étanchéité, traitement anti-termite, remblai, béton armé) et nécessite que les voiles soient exécutés afin de contenir le remblai.	La réalisation rapide permet un gain de temps dans le phasage des travaux
La multiplicité des travaux entrainera un délai dans l'exécution de la dalle, les étais soutenant le coffrage ce dernier reposant sur le dallage.	La mise en œuvre d'un tel ouvrage nécessite, une logistique plus importante et reste relativement plus coûteuse.
Conclusion : Bien l'option la plus coûteuse, la plateforme présente plus d'avantages.	

III.2.1.2.4. Système de fondation retenu

Eu égard aux éléments développés plus haut, le choix du système de fondation se porte sur le radier général, qui pour chacun des critères définis présente le plus d'intérêts.

Deux options sont considérés : le radier monolithique portant tout l'ouvrage ou deux radiers séparés par un joint de rupture portant l'un, le bloc formé par le jumelage du local de curiethérapie et de radiothérapie I et l'autre, le bloc constitué du local de radiothérapie externe II.

Les charges apportées par les locaux de radiothérapie externe et le local de curiethérapie différant notablement dans la première option, la grande dissymétrie des charges entre les deux blocs dans la seconde option pourraient donner lieu à des tassements différentiels importants entre les différentes zones du radier. Des concentrations de réactions du sol se produiront dans les régions de contact entre blocs avec, comme conséquence, des efforts de flexion non prévus très importants, susceptibles de rompre le radier.

La structure étant très rigide produira, les contraintes sur le sol pourront être uniformes, mais cela donnera lieu à des moments importants dans les parties faiblement chargées. Si les joints sont à éviter, deux solutions sont envisagées et employées pour les radiers de grandes surfaces, pour parer aux éventuelles variations de structure dans le sol, cause de tassements différentiels aux divers points de la construction :

La première solution consiste à créer sous l'ouvrage, au droit de la zone pouvant tasser plus faiblement, une couche de terre rapportée à très fort tassement, étudiée de manière à équilibrer le tassement et ainsi réaliser l'uniformité de tassement sur toute la longueur de la construction.

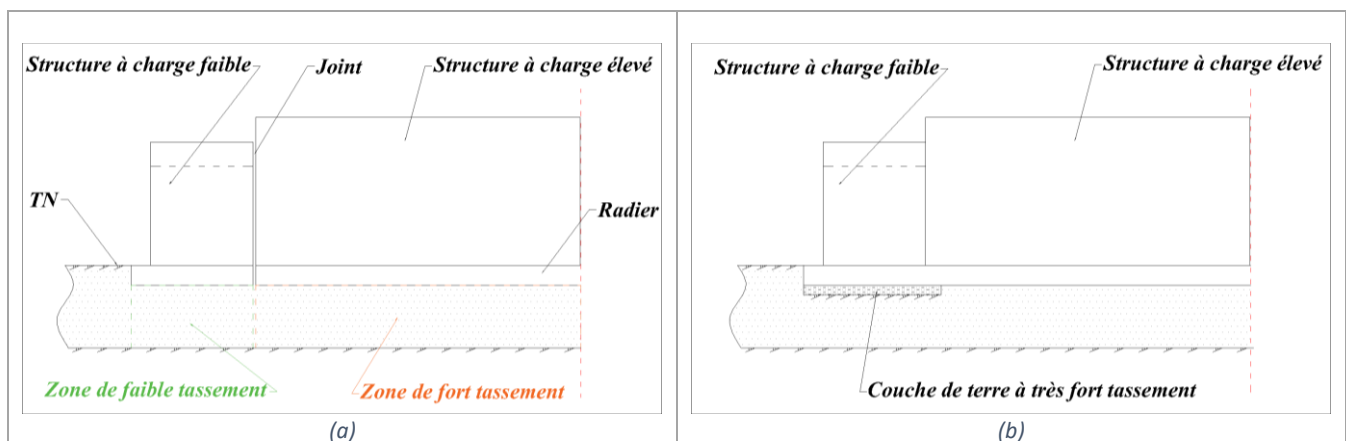


Figure 10 : Schémas descriptifs de la solution de fondation avec joint (a) et avec couche de terre rapportée (b)

La seconde solution consiste à rigidifier l'assise de la fondation de sorte à constituer un élément tampon qui transmet les charges de la fondation tout en absorbant tous les efforts parasites résultant des éventuels tassements différentiels et de la réaction du sol. La fondation devient alors composée de plusieurs éléments. Cela est possible grâce à la grande rigidité lui permettant d'imposer un tassement quasi-uniforme au sol.

Une troisième solution envisageable est une association des deux solutions précédentes.

La seconde solution sera adoptée. Ce choix s'explique par le fait que le sol bien que présentant une résistance relativement bonne à une faible cohésion, cela qui pourrait nécessiter d'améliorer toute l'assise du radier, la seconde option répond justement à ce besoin. Cette solution a aussi l'avantage de réduire les efforts de traction dans la partie inférieure du radier grâce aux frottements avec le massif en béton qui s'opposent à l'allongement à la base du radier.

Le système de fondation est alors un complexe composé des éléments suivants :

- une couche de béton de propreté dosé à $150 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ de 10 [cm] d'épaisseur ;
- une couche de gros béton dosé à $250 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ de 20 [cm] d'épaisseur ;
- un pré radier en béton armé dosé à $350 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ de 20 [cm] d'épaisseur ;
- le radier général en béton armé dosé à $350 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ de 100 [cm] d'épaisseur, des surlargeurs de 100 [cm] sont prévues afin de mieux répartir les charges de l'ouvrage, les dimensions planes du radier sont donc $13.50 \text{ [m]} \times 35.02 \text{ [m]}$ pour les locaux de radiothérapie et $8.20 \text{ [m]} \times 11.20 \text{ [m]}$ pour le local de curiethérapie.

Le principe de ce système est la non liaison des éléments. Ceux-ci n'étant pas « cousues » mécaniquement les uns aux autres, les premiers éléments « absorbent » eux-mêmes une part de la réaction du sol tout en réduisant la transmission des efforts vers le radier, permettant ainsi de réduire les effets de la réaction du sol et des tassements sur la structure tout en offrant, du fait de leur raideur plus grande que celle du sol, une meilleure assise à l'ouvrage.

La profondeur totale de fouille est donc de 1.50 [m] et les dimensions horizontales $35.02 \text{ [m]} \times 13.50 \text{ [m]}$.

III.2.1.3. Conclusion

L'évaluation des différentes options de système de structure a permis de retenir :

- en superstructure : le système en voiles-dalle ;
- en infrastructure : une fondation en radier général.

Les systèmes porteurs applicables à l'ouvrage ayant été identifiés, le calcul et le dimensionnement constituent la prochaine étape.

III.3. Calcul et dimensionnement des variantes de structure présélectionnées

Dans cette partie les tâches suivantes sont effectuées :

- les considérations relatives au comportement des variantes de structure, aux liaisons entre les éléments porteurs, aux procédés d'exécution, aux modalités et hypothèses d'évaluation de l'interaction sol-structure et des déformations différées du béton sont d'abord établies ;
- pour chacune des variantes, la descente de charge et la modélisation permettant d'obtenir les sollicitations sur la structure porteuse ;
- le dimensionnement suivant les dispositions normatives précisées par le CCTP :

Ouvrage général : Fascicule n° 62 - Titre I - Section I : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisées 99 (extraits du BAEL fournis en annexe [A.10](#), p. [CLXXIII](#)).

Dalle : Cahier des prescriptions communes aux procédés de planchers - Titre II : dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre ;

Voiles : DTU 23.1 (Mai 1993) - Murs en béton banché

Fondations : DTU 13.12 (mars 1988) - Règles pour le calcul des fondations superficielles

Les caractéristiques des matériaux, les hypothèses générales de calcul et les combinaisons considérées sont données en annexe [A.2](#), p. [XIII](#). La descente de charges figure en annexe [A.3](#), p. [XVI](#) et les données géotechniques en annexe [A.4](#), p. [XXII](#).

III.3.1.1. Considérations préliminaires

III.3.1.1.1. Comportement des modèles de structure porteuse présélectionnées

Cette partie comporte deux parties : une description générale du comportement et la définition des liaisons entre éléments structuraux, importantes dans la transmission des charges, qui vient compléter la première description.

a. Comportement des structures

Les voiles de la structure constituent un système voile porteur - voile de contreventement capable de reprendre des moments de flexion, tout en chargeant chaque voile essentiellement dans son plan.

Ce système se rencontre lorsque la charge majoritaire, la dalle, est verticale, les voiles porteurs par leur disposition, croisée et orthogonaux deux à deux, forment un système de contreventement, et les voiles porteurs, deux à deux parallèles, fonctionnent comme des raidisseurs vis-à-vis des déformations de flexion pour les autres voiles. Ces éléments permettent de considérer que la descente de charges s'effectue par simple effet de compression du voile.

Le voile, simplement comprimé, doit alors avoir une certaine épaisseur minimale et une double nappe d'armatures, afin de créer le couple résistant du béton armé (acier tendu et béton comprimé) lui conférant une raideur suffisante à la flexion pour assurer sa tenue au flambement.

b. Liaisons entre les éléments de structure

1. Liaisons dalle – porteurs verticaux

Deux options sont envisageables, soit :

- la dalle est articulée sur son contour, dans ce cas, le moment à mi travée du voile est relativement important et les voiles sont soumis à une compression centrée ;
- la dalle est encastree sur les voiles par la réalisation de la continuité des armatures ou la mise en place de goussets à la jonction ; le moment à mi travée est alors moins important que dans le cas précédent, par contre les moments sur appuis deviennent plus important et les voiles sont soumis à un moment en tête et sont sollicités en flexion composée avec effort de compression.

La seconde option permet d'avoir une structure plus résistante et qui assure une meilleure transmission des charges entre les éléments. Toutefois, le DTU 23.1 prévoit pour la liaison à la jonction la mise en place d'un chaînage horizontal, la solution de l'articulation est donc entérinée. Cette hypothèse permet cependant de considérer un moment à mi travée maximale, tout en laissant une grande marge pour la définition des moments sur appuis.

2. Liaisons porteurs verticaux – fondations

En général, par simplification, le radier est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à la superstructure, les poutres, ou les voiles, qui viennent s'appuyer sur le radier, sont considérés comme articulés à leur base. Toutefois, l'encastrement permet d'assurer une transmission des efforts vers le sol support avec des concentrations de contraintes relativement réduites dans la structure et constitue à cet égard la solution la plus convenable. Le radier est alors solidarisé avec les porteurs verticaux, soumis à la flexion composée avec effort de compression, et l'ensemble se comporte comme un portique renversé, encastree ou articulé sur le plancher et

d'une grande rigidité. Toutefois, les justifications s'effectuent en compression simple dans le dimensionnement au DTU 23.1.

III.3.1.1.2. Procédés d'exécution

Les quantités importantes nécessitent l'utilisation de systèmes de coffrage et d'étaieement particuliers adaptés aux quantités mises en œuvre. Aussi l'ouvrage ne pouvant être exécuté d'un seul tenant, du fait de la quantité importante de béton à mettre en œuvre, les effets de l'exécution en phases doivent être considérés afin qu'ils soient sans conséquences dommageables au cours de l'exécution comme durant l'exploitation de l'ouvrage. Il pourrait être nécessaire tenir compte des sollicitations engendrées au niveau de différentes sections d'un même élément par ces découpages dans l'exécution et de procéder à des justifications supplémentaires pour les différentes phases de vie de l'ouvrage.

Les modalités d'évaluation des effets de l'exécution en phases sur les déformations différées du béton, constituent l'un des objets du point suivant.

III.3.1.1.3. Modalités d'évaluation de l'interaction sol-structure et des déformations différées du béton

Ces éléments peuvent constituer des facteurs de redistributions d'efforts ou de sollicitations. Ces redistributions d'efforts d'intensité variable, s'ils sont incomplètement ou insuffisamment prises en compte dans le dimensionnement peuvent être sources de désordres dans la structure.

a. Interaction superstructure – fondation – sol

La fondation est dimensionnée suivant le DTU 13.12. Cette norme entre dans le cadre d'une approche classique de dimensionnement qui consiste à dimensionner séparément la structure et les fondations. La structure est modélisée tout d'abord sur des encastrement parfaits ou des liaisons de type rotules ; puis le comportement des fondations soumises aux charges transmises par la structure est étudié. La prise en compte de l'interaction sol-structure est assez simplifiée mais des dispositions sont prescrites en vue d'en minimiser les effets.

b. Déformations différées du béton

L'exécution par phases crée des liaisons hyperstatiques entre les différentes parties qui entravent le libre développement des déformations du béton par retrait et fluage et engendrent de cette manière des redistributions de contraintes, et de sollicitations si l'ouvrage est hyperstatique.

Ces déformations sont difficilement quantifiables car ils dépendent beaucoup de la formulation des bétons, de la qualité des granulats entre autres paramètres. Il en résulte une grande difficulté à proposer des modèles de comportement adaptables à tous les bétons réalisables. Les règlements font essentiellement intervenir la résistance du béton dans l'estimation des déformations différées. Ainsi, les Règles BAEL fournissent des règles simplifiées pour le calcul des déformations différées (*Article A.2.1,22*), des recommandations pour leur prise en compte pour les ouvrages construits en plusieurs phases (*Article A.3.2,3.*) et l'évaluation des redistributions (*Article A.3.2,4.*). L'*Article A.4.3,5.* définit les conditions dans lesquelles d'autres méthodes ou règles forfaitaires de détermination peuvent être employées.

Pour la structure IV, du fait des liaisons en articulation entre éléments, seule la dalle est affectée significativement, et uniquement par les effets du fluage, dans l'ouvrage « Conception et calcul des structures de bâtiment »⁵ une méthode d'évaluation basée sur les pivots est développée mais elle reste hypothétique car elle ne tient pas compte de données propre à l'ouvrage. Ainsi, la prise en compte des déformations différées se limitera à un contrôle strict des matériaux et conditions d'exécution.

⁵ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 1993, vol. 2, sect. 8.4.4.Effet du fluage.

III.3.1.2. Calcul et dimensionnement des variantes

La seule variante considérée est la variante IV : Dalle - Voiles

Deux schémas de dimensionnement, basés sur le dimensionnement des porteurs verticaux, sont généralement considérés :

- dimensionnement par la méthode simplifiée: les porteurs verticaux sont calculés comme des voiles au sens du et suivant le DTU 23.1 en compression simple, c'est la méthode définie par le CCTP ;
- dimensionnement par la méthode classique : les porteurs verticaux sont calculés en flexion composée et l'encastrement parois-radier est pris en compte.

Le dimensionnement est conduit comme suit :

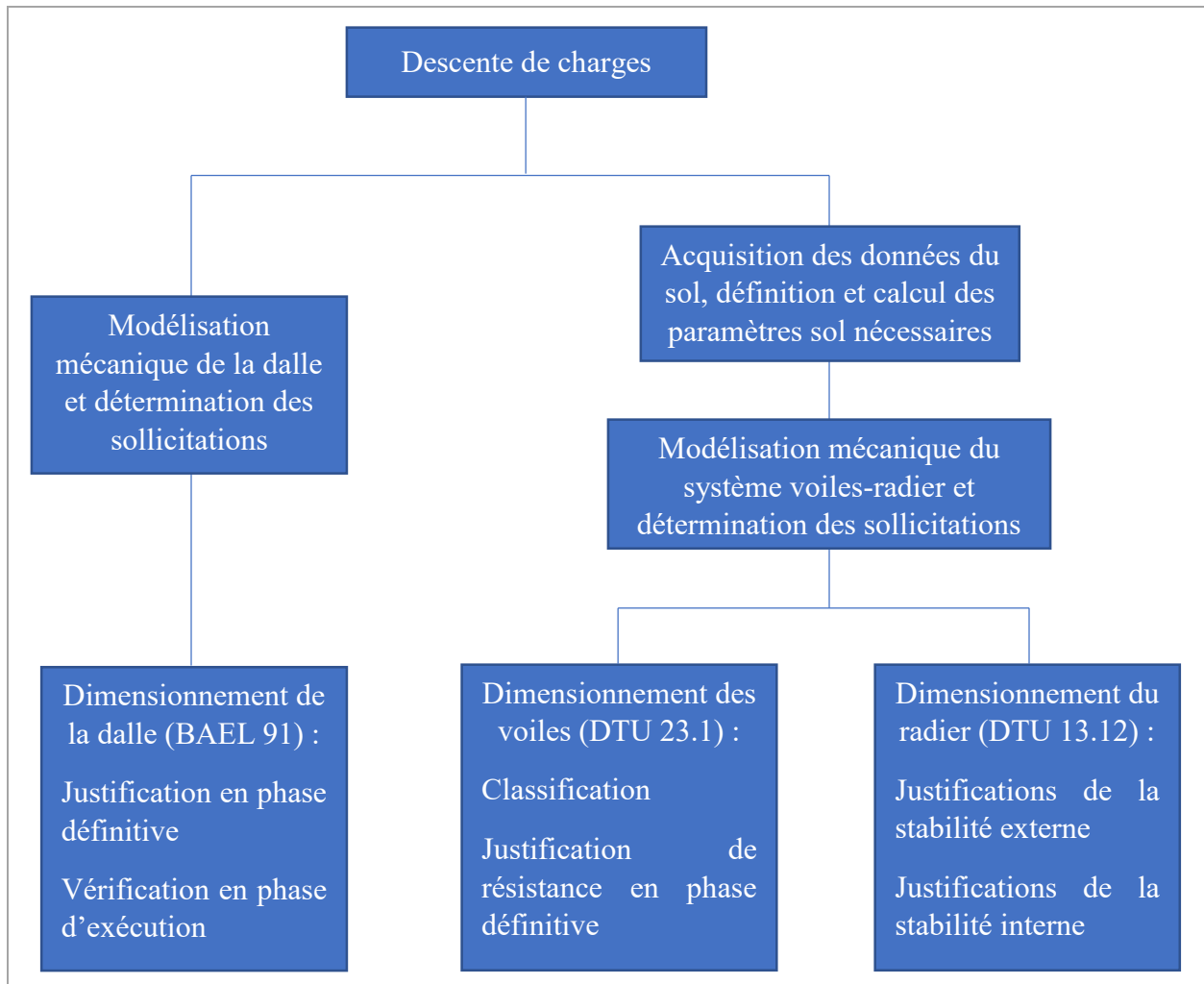


Figure 11 : Organigramme de dimensionnement du système structural IV suivant le DTU 23

Le dimensionnement est exposé en détails dans l'annexe [A.5](#). p. [XXIII](#)

III.3.1.2.1. Dimensionnement de la dalle

a. Fonctionnement de la dalle

Le dimensionnement de panneau est conduit suivant les conditions d'exécution (capacité de portance des étais et du coffrage et bétonnage). Au vu de l'épaisseur de la dalle (1.50 [m]), l'exécution se fera en deux phases, par coulage de deux couches de 0.75 [m] d'épaisseur, et à cet égard, la dalle peut être calculée soit comme :

- une simple dalle épaisse, si le système d'étais et de coffrage est capable de supporter toute la charge de la dalle ;
- une dalle en deux composantes : prédalle et dalle coulée sur place, si le système d'étais et de coffrage ne peut reprendre les charges de la dalle, les étais supportent uniquement la prédalle en phase d'exécution, qui reprend ensuite toutes les charges de toute la dalle.

Le mode de réalisation de la dalle doit être préalablement déterminé afin de définir le mode de fonctionnement de la dalle.

La dalle comporte un panneau et une console. La console est, cependant, de dimensions négligeables comparées à celles du panneau. Les deux éléments sont dimensionnés séparément : Le panneau est calculé comme une dalle sur appuis continus et la console suivant la procédure utilisée pour les balcons.

b. Méthodologie de dimensionnement

Le calcul de la dalle est conduit à l'ELS en fissuration très préjudiciable afin de maintenir l'intégrité des parois, condition nécessaire à l'étanchéité de l'ouvrage, (*Article B.2.4.*).

Toutes les charges sont reprises dans le plan horizontal de la dalle : on considère la dalle sollicitée en flexion simple avec moment fléchissant et effort tranchant.

Le procédé d'exécution (*cf. Procédés d'exécution, p. - 29 -*), rend nécessaire la considération de certaines prescriptions propres aux dalles à prédalle et le dimensionnement sera mené conformément à la *Section B.7.6.* (*cf. p. CXCV*) tout en l'adaptant aux spécificités de la dalle.

1. Calcul des sollicitations

Le déroulement de ces calculs est fonction du rapport des portées α .

Lorsque la dalle porte dans les deux sens. $0.4 \leq \alpha \leq 2.5$, les Règles BAEL adoptent pour le calcul des sollicitations un modèle de comportement élastique et linéaire (*cf. Article A.3.2,5.*) qui suppose la dalle articulée sur ses contours (*Article A.8.2,3. p. CLXXXVIII*). La solution de calcul

proposée par le BAEL (*Annexe E.3 - Règles BAEL 91 mod. 99*, p. CXCVIII) n'est valable que pour les charges uniformément réparties sur l'ensemble de la surface de la dalle. Cependant, la configuration de chargement (*cf. Surépaisseur de béton en allège*, p. - 10 -) ne permet pas de considérer la dalle comme étant uniformément chargée. La résolution numérique de l'équation de Lagrange par séries de Fourier (*cf. Annexe A.6 p. CXV*), est alors considérée. Cette méthode permet le calcul des sollicitations maximales engendrées par l'ensemble des charges de la dalle. La méthode de calcul donnée en *Annexe E.3* des Règles BAEL (*cf. p. CXCVIII*) est une application de cette méthode au cas particulier des charges uniformément réparties.

Les moments sur appuis suivant une direction considérée, sont obtenus par application d'un coefficient de 15 % à valeur du moment en travée correspondant.

2. Calcul des armatures de flexion

Le calcul des sections d'armatures de flexion est effectué à l'ELS en fissuration très préjudiciable.

Les états-limites à considérer sont :

- Etats limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure (*Article A.4.5.*)
 - Etat limite de compression du béton ;
 - Etat limite d'ouverture des fissures (en FTP : *Article A.4.5.3,4. § A.4.5.3. p. CLXXXII*) ;
- Etat limite de service vis-à-vis des déformations (*Articles A.4.5. p. CLXXXI – B.6.5. p. CXC*).

i. Justification vis-à-vis de l'état limite d'ouverture des fissures

La détermination des sections d'armatures pour l'état limite d'ouverture des fissures, est conduite suivant la méthode utilisée pour les poutres en considérant une bande de largeur un (01) mètre.

ii. Justification à l'état limite de déformation

Conformément à l'*Article A.4.6,2.*, la justification se fonde sur les spécifications du CCTP en matière de déplacements limites ou admissibles ; le CCTP, ne définit pas de valeurs limites de déformation de la dalle. Ce constat fait, la justification est effectuée suivant les prescriptions de l'*Article B.7.5.* (*cf. p. CXCI*) touchant aux dalles sur appuis continus résumées dans l'organigramme ci-après :

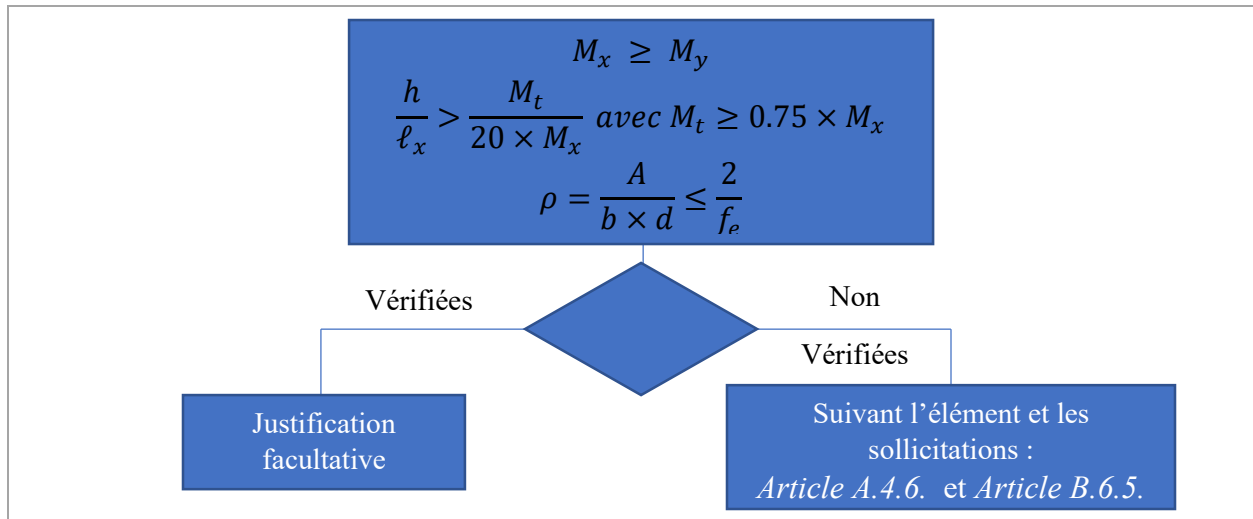


Figure 12 : Organigramme de justification à l'état limite de déformation

Avec :

	Grandeur	[Unité]
h	hauteur de la section calculée	[m]
M_x - M_y	moments maximaux en travée par bande de largeur unité dans les sens ℓ_x et ℓ_y de la dalle supposée non encastrée sur appuis, et non continue au-delà de ses appuis	[m.MN]
M_t	moment en travée par bande de largeur unité dans le sens ℓ_x , compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité	[m.MN]
A	section des armatures tendues par bande de largeur b , d leur hauteur utile	[m ²]

iii. Justification à l'état-limite ultime de résistance.

La section calculée en fissuration très préjudiciable, est prédominante par rapport à la section calculée en fissuration peu préjudiciable. La justification à l'ELUR est donc facultative.

3. *Justifications sous sollicitations tangentes*

La mise en œuvre d'armatures de couture rend nécessaire la justification de la résistance au glissement selon l'Article B.7.6,23 § B.7.6.2. qui prescrit, pour les constructions courantes en zones non-sismiques, la mise en place ou non d'armatures de couture suivant la respect des conditions énoncées à l'Article A.5.3,3.

4. *Dispositions constructives*

Les dispositions constructives propres aux dalles rectangulaires sont données par les Articles A.8.2,4 et B.7.2.

Point concernée	Disposition - Observation
Diamètre autorisé pour les armatures principales (<i>Articles A.7.2,1. et A.4.5,3.</i>)	$\begin{cases} \varnothing \leq \frac{h}{10} \\ \varnothing \geq 8 \text{ [mm]} \text{ en FTP.} \end{cases}$
Condition de non fragilité et section minimale (<i>Article B.7.4.</i>)	$\begin{cases} A_{ymin}[\text{cm}^2/\text{ml}] = 6 \times h \\ A_{xmin}[\text{cm}^2/\text{ml}] = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{ymin}[\text{cm}^2/\text{ml}] \end{cases}$
Disposition des armatures (<i>Article A.8.2,4.</i>)	$A_y \geq \frac{A_x}{4}$ pour les charges réparties.
Espacement (<i>Article A.4.5,34. § A.4.5.3.</i>)	L'article cité en référence n'est valable que pour des sections de hauteur $h \leq 40$ [cm] en FTP.

c. Dimensionnement

1. *Caractéristiques et charges de la dalle*

La dalle comporte les éléments suivants :

- Le corps de la dalle de dimensions 14.20 [m] × 8.50 [m] × 1.50 [m] (longueur × largeur × épaisseur) en béton armé ;
- une surcharge en béton non armé de dimensions 14.20 [m] × 4.85 [m] × 1.10 [m] ;
- une extension en console sur une de ses longueurs servant de chéneau d'évacuation des eaux de pluies, de dimensions 14.20 [m] × 1.05 [m] × 0.25 [m] qui supporte à son extrémité non appuyé un voile de dimensions 14.20 [m] × 1.05 [m] × 0.25 [m].

La console est de dimensions négligeables comparées à celles du panneau formant le corps de la dalle, les deux éléments sont donc dimensionnés séparément : le panneau, comme une dalle sur appuis continus et la console suivant la procédure utilisée pour les balcons.

Dans la suite, les notations suivantes désignent :

- ℓ_x et ℓ_y les dimensions horizontales de la dalle;
- h : l'épaisseur de la dalle.

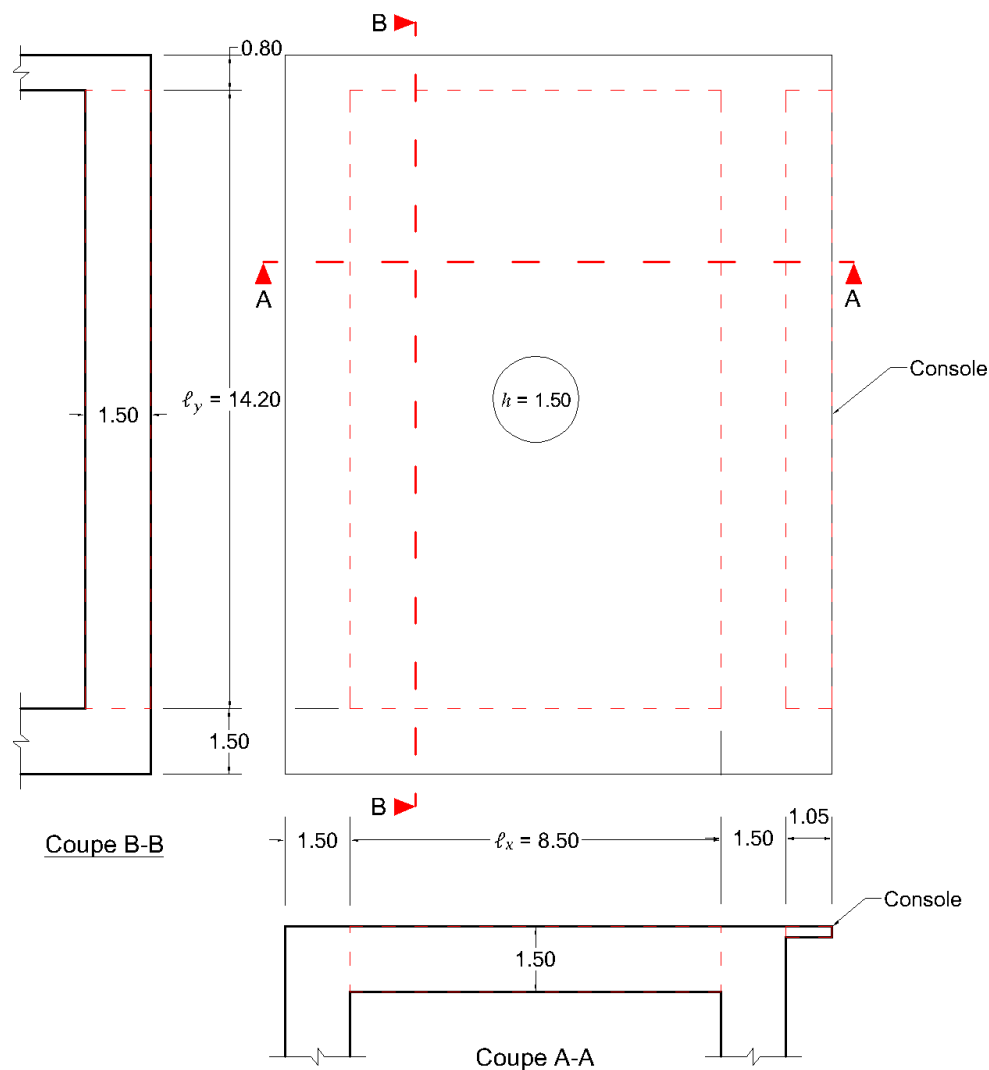


Figure 13: Représentation schématique de la dalle du bunker

2. Calcul des charges

Les valeurs unitaires des charges permanentes sont fournies par la Norme NF P 06- 004 (mai 1977) et la valeur de la charge d'exploitation est donnée par l'Article 2.7.3 de la norme NF P 06 - 001

Tableau 11 : Détermination des charges sur la dalle

Eléments	Dimensions [$\ell_y \times \ell_x \times h$]	Charges			Moments suivant l_x
		Spécifique	Surfacique	Linéaire	
	[m] $\times$ [m] $\times$ [m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/ml]	[m.kN/ml]
Charges permanentes					
Poids propre – g	14.20 $\times$ 8.50 $\times$ 1.50	25.00	37.50	-	-
Surcharge – g'	14.20 $\times$ 4.85 $\times$ 1.10	22.00	24.20	-	-
Console – g_l''	14.20 $\times$ 1.05 $\times$ 0.25	25.00	6.25	-	3.445
Voile – g_2''	14.20 $\times$ 0.25 $\times$ 2.00		-	12.50	13.125

		Charges variables				
Exploitation q	Dalle	14.20×8.50	-	1.50	-	-
	Console	14.20×1.05	-	1.50	-	0.823
Combinaisons de calcul (Dalle)						
ELS Rare :						
zone courante (poids propre) : $p_l = G_{\max} + Q_b = g + q = 39.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$						
zone sous surcharge : $p_l = G_{\max} + Q_b = (g+g') + q = 63.20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$						
ELU fondamentale :						
zone courante : $p_u = 1.35 \times G_{\max} + 1.50 \times Q_b = 1.35 \times g + 1.50 \times q = 52.875 \text{ [kN/m}^2\text{]}$						
zone sous surcharge : $p_u = 1.35 \times G_{\max} + 1.50 \times Q_b = 1.35 \times (g+g') + 1.50 \times q = 85.545 \text{ [kN/m}^2\text{]}$						

3. Calcul des sollicitations

Les éléments exposés sont les résultats de l'application de la méthodologie présentée au point Calcul des sollicitations, p. - 32 -. Ainsi α , le rapport des portées vaut :

$$\alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{8.50 \text{ [m]}}{14.20 \text{ [m]}}$$

$$\alpha = 0.598 \geq 0.400 \rightarrow \text{le calcul est conduit dans les deux directions}$$

Les sollicitations sont déterminées par résolution de l'équation de Lagrange avec le tableur MS Excel (cf. Annexe A.6 p. CXV). Les valeurs maximales des sollicitations obtenues sont :

Tableau 12 : Valeurs des sollicitations sur la dalle

Grandeur	Moments [m.kN/ml]		Effort tranchant [kN/ml]	
	Suivant x - M_{0x}	Suivant y - M_{0y}	Suivant x - V_x	Suivant y - V_y
Valeur - ELS	349.032	111.646	173.504	199.261
Valeur - ELUR	472.531	151.157	234.887	269.822

La dalle est supposée isolée et articulée sur ces appuis, les valeurs de calcul sont les valeurs obtenues et les moments sur appuis sont pris supérieurs, au moins, à 15% du moment maximal obtenu en travée (cf. Article A.8.2.43. § A.8.2.4. p. CLXXXIX). Les valeurs considérées sont :

Tableau 13 : Sollicitations de calcul de la dalle

Moment	Suivant x [m.kN/ml]	Suivant y [m.kN/ml]
Isostatique maximal en articulation	$M_0 = \text{Max}(M_{0x}; M_{0y}) = 349.032$	
En travée	$M_{tx} = 1 \times M_{0x} = 349.032$	$M_{ty} = 1 \times M_{0y} = 111.646$
Sur appuis en indice w : appui gauche et e : appui droit	$M_{wx} = M_{ex} = M_{wy} = M_{ey} = 0.3 \times M_0 = 107.71$	
Fermeture des moments	$M_{tx} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_0 \rightarrow 453.742 \geq 436.290$	

4. Calcul des armatures de flexion

i. Travée

Etat limite d'ouverture des fissures

Les notations suivantes sont employées :

Grandeur	[Unité]	Grandeur	[Unité]
M_{ser} Moment de service	[m.kN]	A_{ser}' Section d'armatures comprimées	[m ²]
M_{rb} Moment résistant du béton	[m.kN]	σ_{sc} Contrainte équivalente des aciers comprimés	[MPa]
μ_s Moment réduit	[-]	δ' Rapport entre d'/d	[-]
α_l Position relative de la fibre neutre	[-]	d Hauteur utile de la section	[m]
z_{bl} Bras de levier – distance entre force de traction et force de compression.	[m]	d' Distance entre la section d'aciers comprimés et la fibre la plus tendue	[m]
A_{ser} Section d'acier tendu	[cm ²]	$\overline{z}_{b1}$ Bras de levier entre section d'aciers comprimés et d'aciers tendus	[m]
A_{min} Section d'acier minimal à mettre en place	[cm ²]	A_{ser}' Section d'armatures comprimées	[m ²]

Le calcul est effectué comme suit :

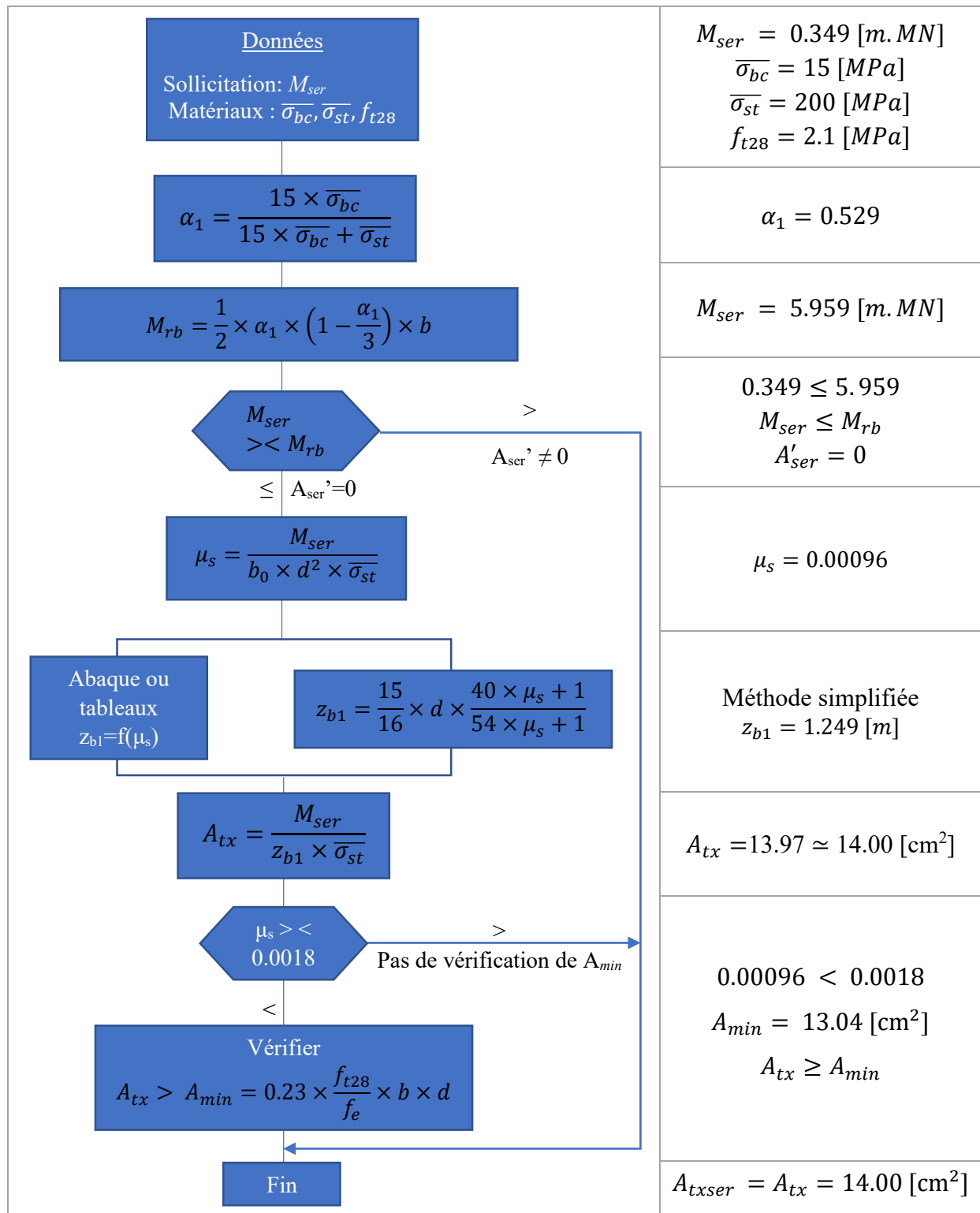


Figure 14 : Déroulement du calcul des armatures d'une section rectangulaire à l'ELS

Le calcul conduit pour la direction « y » donne une section $A_{tyser} = 4.47 [cm^2/ml]$

Condition de non-fragilité

Le calcul est opéré suivant la formule donnée dans la section du même nom du point Dispositions constructives, p. - 34 -.

$$\begin{cases} A_{ymin} = 6 \times h = 6 \times 1.50 [m] = 9.00 [cm^2/ml] \\ A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - 0.598}{2} \times 9 = 10.81 [cm^2/ml] \end{cases}$$

Les sections retenues à cette étape sont les suivants :

$$\begin{cases} A_{txser} = \text{Max} (A_{txser} ; A_{xmin}) = \text{Max}(10.81; 14.00) = 14.00 [cm^2/ml] \\ A_{tyser} = \text{Max} (A_{tyser} ; A_{ymin}) = \text{Max}(4.43; 9.00) = 9.00 [cm^2/ml] \end{cases}$$

ii. Appui

Etat limite d'ouverture des fissures

Le calcul, opéré conformément à la procédure employée pour le calcul en travée, fournit la section minimale $A_{min} = 13.04 [cm^2]$. Cette section étant relativement proche de la valeur en travée, les sections sont uniformisées, les résultats figurant ci-après :

$$\begin{cases} A_{axser} = A_{txser} = 14.00 [cm^2/ml] \\ A_{ayser} = A_{min} = 13.04 [cm^2/ml] \end{cases}$$

Etat limite de déformation

Le calcul est opéré suivant la méthodologie développée pour le calcul en travée :

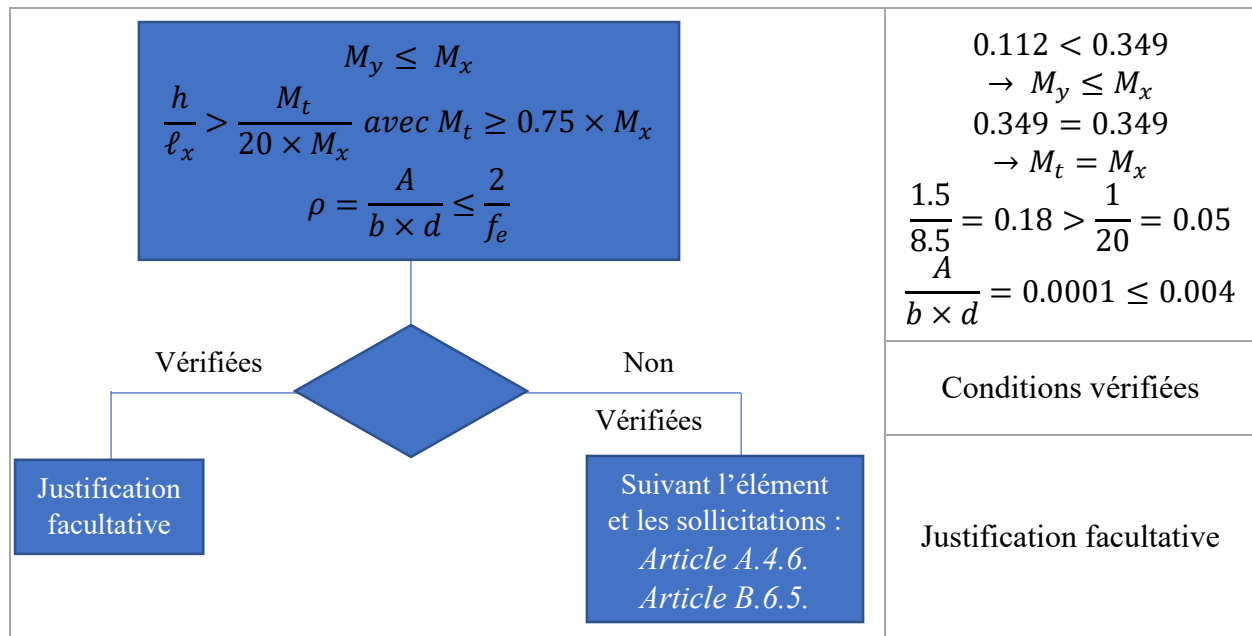


Figure 15 : Déroulement de la justification à l'état limite de déformation

5. Justifications sous sollicitations tangentés

Les armatures d'efforts ne sont pas exigibles lorsque sont réunies les conditions énoncées à l'Article A.5.3,3. (cf. p. CLXXXVI), soient :

- la section n'est soumise qu'à des charges réparties, lentement variables, non susceptibles d'effets dynamiques ou de choc : la dalle ne reprend que, comme charge importante, son poids propre et la surépaisseur en béton qui bien que limitée à une partie de la surface de la dalle est bien une charge répartie, ces charges sont lentement variables et non susceptibles d'effets dynamiques ;
- la surface de reprise est traitée pour lui donner une rugosité importante : la surface de bétonnage est traitée par réalisation d'indentations de liaison ;
- $\tau_u \leq 0.35$ [MPa] : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times z_b} = \frac{0.270 \text{ [MN]}}{1.00 \text{ [m]} \times 1.34 \text{ [m]}} = 0.201 \text{ [MPa]} \leq 0.35 \text{ [MPa]}$;
- la contrainte normale éventuelle est une compression : la section est en flexion simple avec effort tranchant, mais sans effort normal.

Toutes les conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas nécessité de mettre en œuvre des armatures d'efforts tranchants.

d. Choix des sections d'armature

Seules les armatures de flexion sont nécessaires.

La vérification en phase d'exécution est conduite suivant le même cheminement et les sections obtenues sont :

Tableau 14 : Résumé des sections d'armatures de dalle calculées

	Travée		Appui	
	A_{tx-ser}	A_{ty-ser}	A_{ax-ser}	A_{ay-ser}
Phase définitive – [cm ² /ml]	14.00	9.00	14.00	13.04
Phase d'exécution – [cm ² /ml]	18.61	6.52	6.52	6.52
Section retenue – [cm²/ml]	18.61	9.00	14.00	13.04

L'épaisseur de la dalle est supérieure à 7.00 [cm], il est nécessaire d'adopter un ferrailage en double nappe (inférieure et supérieure) conformément aux prescriptions de l'Article B.7.2.3. Compte tenu des dimensions de l'ouvrage, les sections des aciers d'armature à répartir en nappe supérieure sont déterminées conformément au « Programme de calcul PICEF-EL »⁶ et valent :

$$A_{tsup} = \text{Max} \left(\frac{1}{2} \times A_{tinf}, A_{smin}, A_{pl} \right)$$

Avec :

A_{tinf} : Section d'acier calculée pour la face inférieure de la traverse supérieure,

A_{smin} : Section d'acier nécessaire vis à vis de la condition de non fragilité,

A_{pl} : Section d'acier du plancher (Article A.4.5.3 des Règles BAEL, p. CLXXXII).

Le calcul ayant été effectué à l'ELS, $A_{tinf} = A_{pl}$ (en phase définitive), et dans le cas présent $A_{tinf} > A_{min}$, donc $A_{tsup} = A_{pl} = A_{inf}$. Aussi les sections en travée sont prolongées sur appuis. afin de respecter les dispositions de l'Article A.8.2.43. § A.8.2.4.(cf. p. CLXXXIX) ; la valeur de la section suivant la direction y est remplacée par la valeur de la section sur appui dans la direction considérée, plus grande. Le ferrailage obtenu se présente alors comme suit :

Tableau 15 : Sections de ferrailage de la dalle

Nappe		Section calculée	Armatures	Espacement	Section réelle
		[cm ² /ml]	[-]	[cm]	[cm ² /ml]
Inférieure	A_{txser}	18.61	HA 20	15.00	18.85
	A_{tyser}	13.04	HA 16	15.00	14.07
Supérieure	A_{txser}	14.00	HA 16	15.00	14.07
	A_{tyser}	13.04	HA 16	15.00	14.07

⁶ Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Pont-cadres en béton armée - Programme de calcul PICEF-EL.

III.3.1.2.2. Dimensionnement des porteurs verticaux

a. Méthodologie de dimensionnement

Le dimensionnement au DTU 23.1 est conduit en trois étapes :

- la vérification de l'applicabilité du DTU 23.1 à l'élément ;
- la classification de l'élément suivant :
 - o la résistance des parois à la pénétration à la pluie fouettante ;
 - o la sévérité du site liée à sa situation, son exposition et à l'environnement général ;
- la justification de la résistance de la paroi, conduite comme suit :
 - o la descente de charges ;
 - o la calcul de la contrainte limite du voile'
 - o la vérification de la résistance de la section transversale du voile.

Les éléments de structures ne respectant pas ces conditions sont envisagés comme des poteaux ou des parois fléchies suivant les conditions de définition de ce type d'éléments.

1. Conditions d'applicabilité du DTU 23.1

- i longueur de la paroi au moins égale à 5 fois son épaisseur ;
- ii épaisseur minimal de 10 [cm] pour les voiles en intérieur et 12 [cm] en extérieur ;
- iii élancement mécanique au plus égal à 80 ;
- iv l'excentricité initiale (géométrique et mécanique) reste inférieure à la valeur maximale de 2 [cm] et de la longueur de flambement divisée par 300 ;
- v résistance caractéristique du béton à 28 jours est au plus égale à 40 [MPa].

2. Méthodes de calcul

Deux méthodes de calcul des voiles BA sont considérées⁷ :

- la méthode classique, recommandée pour les voiles constituant les noyaux homogènes de raidissage chargés par un moment (section BA soumise à la flexion avec compression) ;
- la méthode simplifiée, celle du DTU 23.1 se prête mieux avant tout aux voiles transférant des charges verticales des planchers, y compris les voiles avec réservations, (travaillant comme une section BA soumise à effort normal et effort tranchant, éventuellement).

Ainsi, la seconde méthode est celle qui est la plus appropriée pour les parois de l'ouvrage.

⁷ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 1995, vol. 3, sect. 14. Calcul des voiles-Méthode pratique.

b. Dimensionnement

Le dimensionnement est exposé pour l'élément V4 de dimensions $6.10 \text{ [m]} \times 1.00 \text{ [m]} \times 5.10 \text{ [m]}$. Il s'agit d'un voile intérieure.

1. Vérification de l'applicabilité du DTU 23.1

La vérification des différentes conditions d'applicabilité s'effectue à différentes étapes du dimensionnement des parois. Ainsi la condition v sur l'excentricité est fonction des conditions d'exécution et des dispositions constructives et la condition vi est aussi remplie car $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$. Les conditions restantes pouvant être vérifiées à cette étape sont les conditions géométriques i et ii. Ainsi :

- Longueur c de la paroi au moins égale à 5 fois son épaisseur a : $9.75 \text{ [m]} \geq 5 \times 1.00 \text{ [m]}$;
- Epaisseur a supérieur à 10 [cm] pour les voiles intérieurs : $a = 1.00 \text{ [m]} \geq 0.10 \text{ [m]}$.

Les deux conditions sont donc vérifiées, la vérification de la condition iii, portant sur l'élancement λ , est effectuée lors du calcul de la contrainte ultime pour lequel l'élancement entre en compte.

2. Classification de l'élément

i. Résistance à la pluie fouettante :

En l'absence de revêtement étanche extérieur, de coupure de capillarité continue dans l'épaisseur du et d'une lame d'air continue intérieure avec évacuation vers l'extérieur, la paroi est de type I.

ii. Sévérité du site

Sévérité liée à la situation du site

L'ouvrage étant située en périphérie d'un grand centre urbain (ville de Ouagadougou), la paroi se range dans le type b vis-à-vis de ce critère.

Sévérité liée à l'exposition et à l'environnement général du site

Il s'agit essentiellement de l'exposition au vent, ainsi l'ouvrage ayant sa hauteur inférieure à 28 [m] et situé dans un complexe d'ouvrages permettant de l'abriter du vent il est considéré comme abriter.

iii. Classification

L'ouvrage est classé en type I pour la résistance à la pluie fouettante, en type *b* pour la sévérité liée à la situation du site et abritée et de hauteur comprise entre 6.00 [m] et 18.00 [m], l'ouvrage se classe en paroi de type I.

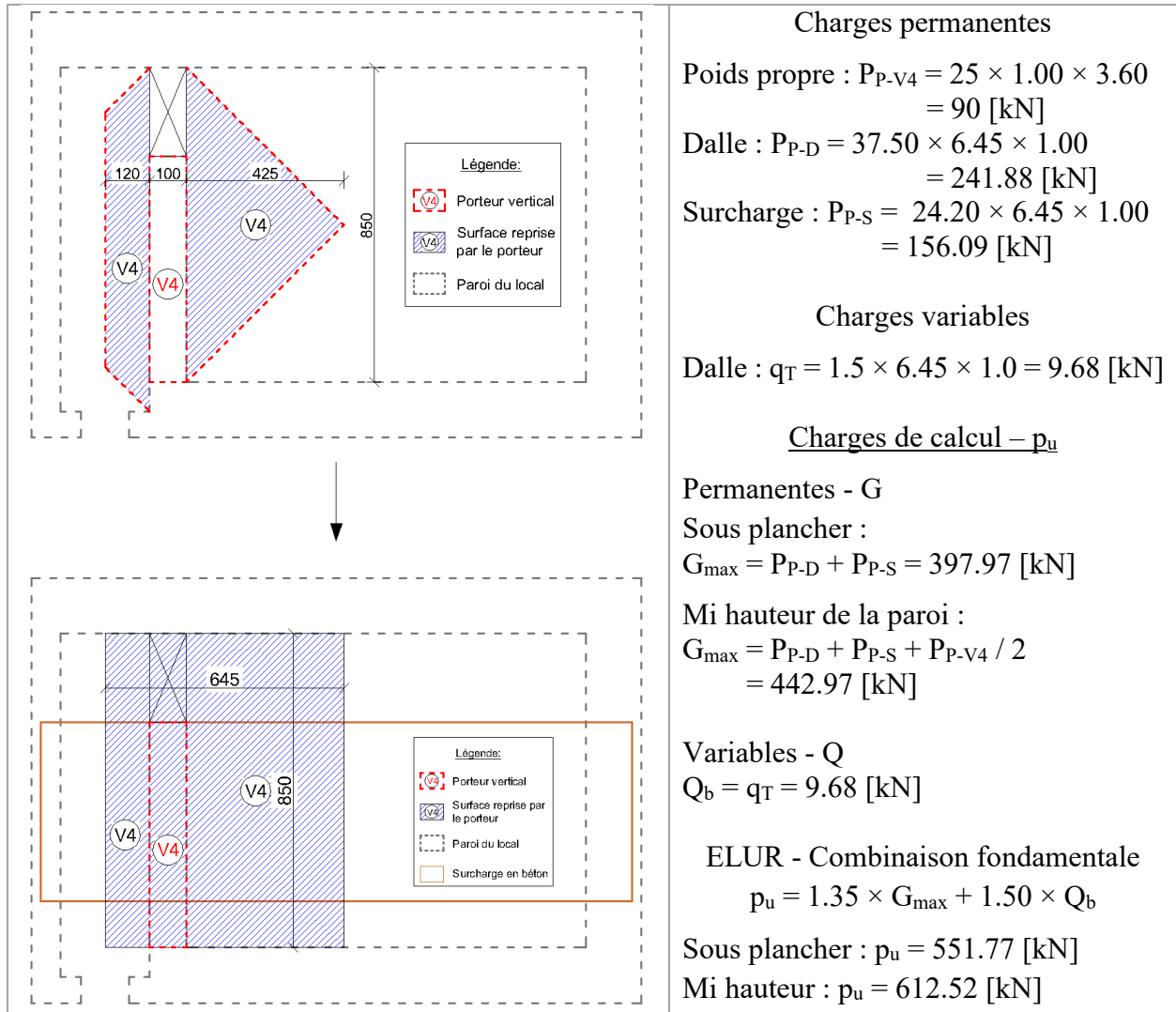
3. Justification de la résistance

i. Justification sous sollicitations normales

Calcul des charges

La charge de la dalle et de la surépaisseur reprise par le porteur est déterminée par la méthode des lignes de rupture, par simplification la surface de calcul se présente comme suit (le calcul est effectué pour un mètre-linéaire de paroi ($d = 1.00$ [ml])) :

Tableau 16 : Descente de charges sur le voile V4



Calcul de l'effort ultime

Le calcul est effectué suivant l'organigramme suivant :

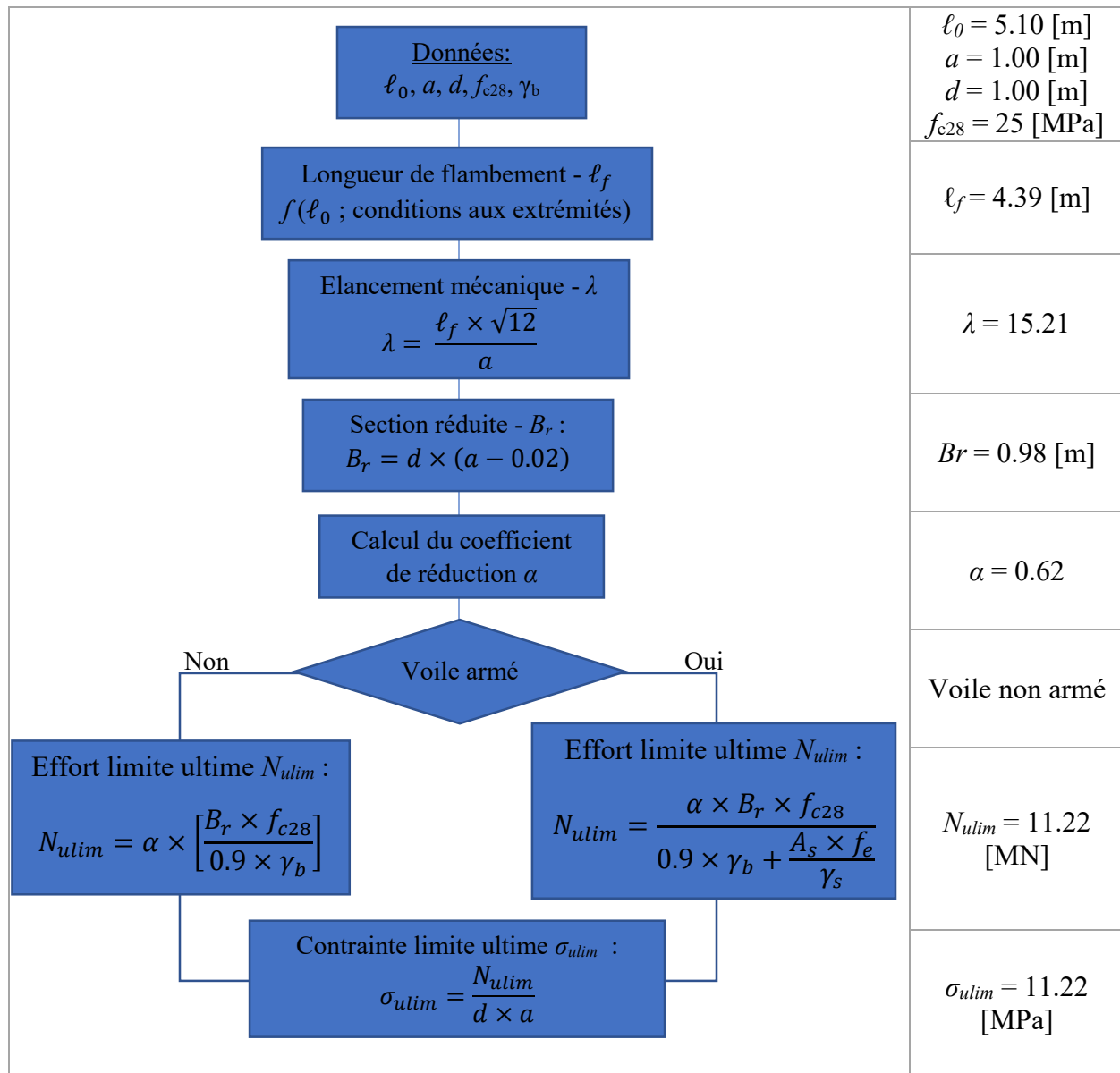


Figure 16 : Détermination de la contrainte ultime - Voile V4

Vérification des contraintes

La vérification est effectuée à mi-hauteur du voile et sous le plancher (jonction plancher – voile).

✚ Sous le plancher : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

La dalle a une épaisseur $h = 1.50 \text{ [m]}$, et le voile une épaisseur $a = 1.00 \text{ [m]}$, $h \geq a$, la contrainte σ_u vaut alors :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} + \sigma_2 \text{ avec } \sigma_2 = \frac{2 \times N_u}{a \times d \times \left(2 - \frac{a}{h}\right)}$$

L'effort tranchant N_u sous le plancher est égale à la charge apportée par la dalle soit :

$$N_u = p_u = 551.77 [kN] = 0.552 [MN]$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \times N_u}{a \times h \times \left(2 - \frac{a}{h}\right)} = \frac{2 \times 0.552 [MN]}{1.00 [m] \times 1.00 [m] \times \left(2 - \frac{1.00 [m]}{1.50 [m]}\right)} = 0.828 [MPa]$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} + \sigma_2 = \frac{0.552 [MN]}{1.00 [m] \times 1.00 [m]} + 0.828 [MPa] = 1.379 [MPa]$$

$$\sigma_u = 1.379 [MPa] \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha} = \frac{11.22 [MPa]}{0.62} = 18.15 [MPa] \rightarrow \text{section vérifiée}$$

✚ À mi-hauteur du voile : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$;

$$N_u = p_u = 0.613 [MN]$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} = \frac{0.613 [MN]}{1.00 [m] \times 1.00 [m]} \rightarrow \sigma_u = 0.613 [MPa]$$

$$\sigma_u = 0.613 [MPa] \leq \sigma_{ulim} = 11.22 [MPa] \rightarrow \text{section vérifiée}$$

ii. Justification sous sollicitation tangente

En l'absence de charges horizontales notables, cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Choix des sections d'armatures

La section de béton peut reprendre l'ensemble des charges, les sections d'armatures à mettre en œuvre sont les sections prescrites par les dispositions constructives :

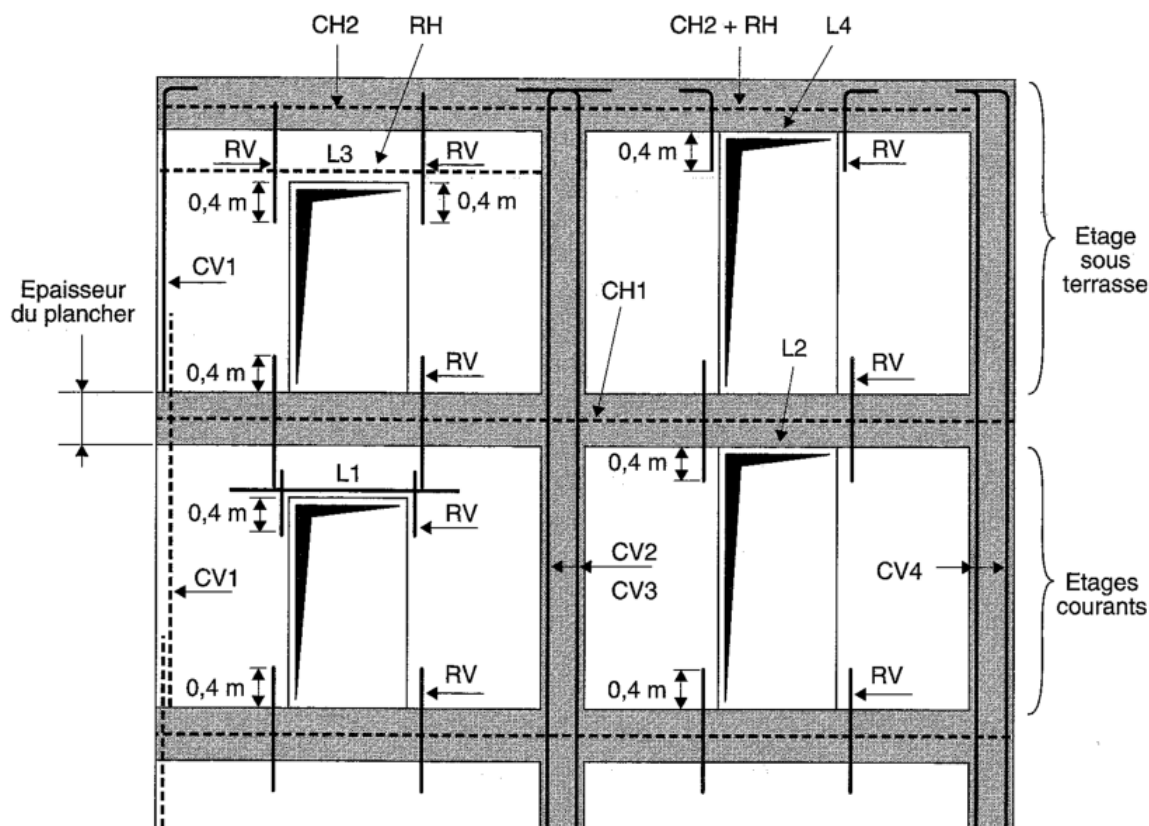


Figure 17 : Armatures de renforts et de chainages d'un mur intérieur

Source : AFNOR. In : *NF P18-210 (DTU 23.1) (mai 1993)*, Paris, CSTB, 2007, p.7.

Légende : CH : Chaînage horizontal – RH : Renforcement horizontal sous terrasse

CV : Chaînage vertical – RV : Renforcement vertical au voisinage des baies

Sur la figure seule les chainages CV et CH pour le dernier niveau sont applicables, puisqu'il s'agit d'une paroi aveugle et l'ouvrage n'a qu'un seul niveau. Les sections des chaînages valent $1.5 \times 400 / f_e$.

L'Article 4.1 du DTU 23.1 prescrit pour les armatures de peau des espacements maximaux de 50 [cm] pour les armatures verticales et 33 [cm] pour les armatures horizontales. Les sections ainsi déterminées sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 17 : Sections d'armatures du voile V4

Sections		Section calculée	Armatures	Espacement	Section réelle
		[cm ² /ml]			[cm ² /ml]
Aciers de peau	Verticaux	0.50	HA 12	0.30	3.39
	Horizontaux	1.00	HA 10	0.30	2.36
Renforts et chainages	CV _i (i = 1, 2, 3, 4)	1.20	4 HA 12	-	4.52
	CH [cm ²]	1.20	4 HA 12	-	4.52

III.3.1.2.3. Dimensionnement du radier

Le dimensionnement du radier est conduit conformément au DTU 13.12, qui prescrit les différentes justifications et vérifications à effectuer. Ces justifications sont généralement regroupées en deux groupes : les justifications de stabilité externe relatives à la géométrie des éléments de fondations et celles de stabilité interne qui intéressent les armatures.

Au compte des vérifications de stabilité externe, pour l'ouvrage en présence, seule la vérification de la capacité portante du sol est nécessaire (*cf.* Annexe **A.5** p. **XCIX**).

Pour les justifications de stabilité interne, le radier est calculé comme une dalle renversée et à ce titre les justifications effectuées pour la dalle sont aussi applicables (*cf.* Annexe **A.5** p. **CIV**).

La particularité du dimensionnement du radier réside dans l'évaluation de la réaction du sol et donc de la répartition des charges appliquées à la dalle. Différents modèles de répartition sont envisageables suivant la configuration de chargement, les caractéristiques mécaniques de la fondation et du sol et des caractéristiques géotechniques du sol.

a. Vérification de la stabilité externe

1. Vérification de la capacité portante du sol

La vérification est effectuée conformément à l'Article 2.31 du DTU 13.12.

La justification de l'état-limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante : $p \leq q$, q : la contrainte de calcul et p : la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées à la résultante générale des forces au niveau du plan de contact avec le sol.

Calcul de p

Le chargement du radier étant quasiment symétrique, la résultante des charges sur le radier est centrée sur le radier (*cf.* Annexe **A.5** p. **C**), le DTU 13.12 permet, dans cette configuration, de considérer la réaction du sol comme uniforme sous les fondations et axée sur la résultante générale des forces et caractérisée par la valeur p , contrainte associée.

La descente de charges donne les valeurs suivantes pour les charges :

Charges permanentes : $G_{max} = G_{sup} + G_{fond} = 55679.56$ [kN]

Charges variables : $Q_b = Q_{sup} + Q_{fond} = 2296.04$ [kN]

Combinaison ELU Fondamentale:

$$P = 1.35 \times G_{\max} + 1.50 \times Q_b = 1.35 \times 55679.56 \text{ [kN]} + 1.50 \times 2296.04 \text{ [kN]} = 78611.47 \text{ [kN]}$$

La charge est répartie sur une surface S égale : $S = 35.05 \text{ [m]} \times 13.50 \text{ [m]} = 473.175 \text{ [m}^2\text{]}$

La contrainte due aux charges de l'ouvrage vaut alors :

$$p = \frac{P}{S} = \frac{78611.47 \text{ [kN]}}{473.175 \text{ [m}^2\text{]}} = 166.14 \text{ [kPa]}$$

Le rapport géotechnique fournit une valeur de $q = 992.19 \text{ [kPa]}$. Ainsi

$$p = 166.14 \text{ [kPa]} \leq q = 992.19 \text{ [kPa]}$$

La fondation est donc à même de transmettre les charges de l'ouvrage sans épuiser capacité portante du sol.

b. Justification de la stabilité interne

1. Modélisation du radier

Le calcul de la dalle est effectué suivant les deux sens. La configuration de charge diffère entre la section suivant la direction x (où les charges apportées sont relativement identiques) et la section suivant la direction y (où les charges apportées diffèrent de manière notable). Cela justifie le choix de modèles de répartition de charges différents pour le calcul des sollicitations suivant les directions horizontales planes du plan moyen de la dalle. Ainsi, le radier étant souple (*cf. A.5.3.2.2 p. CIV*) et reposant sur le pré radier en béton armé de forte résistance :

- suivant la direction x , les charges étant sensiblement égale, la distribution uniforme des contraintes peut être adoptée ;
- suivant la direction y , la répartition triangulaire avec des maxima sous les voiles est adoptée compte tenu de l'irrégularité du chargement.

Le calcul est effectué par la méthode des déplacements sur le logiciel pyBar. Le calcul étant réalisé en portique avec les portées entre axes des appuis, les moments employés pour les calculs sont déterminés suivant conformément à l'Article B.6.1,1. (*cf. p. CXC*) qui prescrit le calcul de la traverse encastree sur les poteaux avec les portées entre nus des appuis. La valeur du moment à retenir, dans le cas où la structure de base est supposée encastree sur ces appuis, est le maximum entre les valeurs au nu de l'appui trouvées avec les deux structures.

Les différentes valeurs obtenues sont :

Suivant la direction x :

Tableau 18 : Sollicitations sur le radier suivant la direction x

	Travée centrale	Appui gauche			Nu appui i	
		Gauche	Droite	Total	Encastrée	Base
ELU fondamental						
Moment fléchissant [m.kN]	395.83	-145.5	-791.7	-	-572.0	-462.1
Effort tranchant [kN]	0.0	166.2	-475.0	-641.2	-	-
ELS rare						
Moment fléchissant [m.kN]	295.83	-108.7	-591.7	-	-427.5	-345.4
Effort tranchant [kN]	0.0	-355.0	124.2	479.2	-	-

$$\text{Moments fléchissants retenus : } \begin{cases} \text{Travée : } M_u = 395.83 \text{ [m.kN]} \mid M_{ser} = 295.83 \text{ [m.kN]} \\ \text{Appui : } M_u = 572.0 \text{ [m.kN]} \mid M_{ser} = 427.48 \text{ [m.kN]} \end{cases}$$

Suivant la direction y :

Tableau 19 : Sollicitations sur le radier suivant la direction y

		Appuis			Travée
		B2 – B6	B3 – B5	B4	B2 - B6
ELU	Moment fléchissant retenu [m.kN]	595.8	585.4	81.81	392.6
	Effort tranchant [kN]	921.7	846.9	180.1	-
ELS	Moment fléchissant retenu [m.kN]	440.8	432.9	60.50	290.3

2. Dimensionnement

Les justifications étant identiques à celles déjà développées pour la dalle (toutefois en fissuration préjudiciable pour le radier), seuls les résultats sont présentés, le détail du dimensionnement est développé à l'annexe **A.5** p. **CXIV**.

i. Justification de flexion

Les sections obtenues sont :

Suivant la direction x :

$$\begin{cases} \text{Travée : } A_{t-ser} = 12.61 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \\ \text{Appui : } A_{a-ser} = 14.17 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \\ \text{Répartition : } A_{r-ser} = 12.61 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \end{cases}$$

Suivant la direction y :

Tableau 20 : Sections d'armatures du radier calculées suivant la direction y

	B2 – B6	B3 – B5	B4	B1	Travée	B7	Unité
Section retenue $-A_s$	14.62	14.35	12.61	12.61	12.61	8.89	[cm ² /ml]

Les valeurs des armatures suivant la direction y , les aciers au moins égales à la valeur des armatures de répartition calculées suivant la direction x . Ces valeurs seront donc les valeurs considérées pour le ferrailage.

ii. Justification sous sollicitations tangentes

Toutes les conditions de l'Article A.5.2.2. sont remplies pour chacune des travées, les armatures d'effort tranchant ne sont donc pas nécessaires (cf. le point Justification sous sollicitations tangentes, p. CXIV).

3. Choix des sections d'armatures

Sections de la nappe inférieure

La section de la nappe supérieure est prise égale à la section d'armature minimale soit :

$$A_{inf} = A_{min} = 12.61 [cm^2/ml]$$

Les sections en travées de la nappe inférieure sont homogénéisées avec les sections sur appuis :

$$A_{inf} = 14.62 [cm^2/ml]$$

La section de la nappe supérieure représentant les valeurs en travée est prise égale à A_{min} :

$$A_{sup} = 12.61 [cm^2/ml]$$

Les sections d'armatures sont rassemblées dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Ferrailage du radier

Nappe		Section calculée [cm ² /ml]	Armatures [-]	Espacement [cm]	Section réelle [cm ² /ml]
Inférieure	A_{txser}	14.62	HA 20	20.00	15.71
	A_{tyser}	14.62	HA 20	20.00	15.71
Supérieure	A_{txser}	12.61	HA 16	15.00	14.07
	A_{tyser}	12.61	HA 16	15.00	14.07

III.3.1.3. Conclusion

Les justifications ont été conduites pour les différents éléments de structures du système porteur IV et les sections d'armatures nécessaires pour reprendre les sollicitations déterminées. Le dimensionnement des autres éléments structurels et non structurels est développé dans les annexes A.5 (p. XXIII) et A.8 (p. CXLVII) L'analyse des résultats et le devis estimatif sont les points abordés dans la partie ci-après.

III.4. Analyse des résultats et devis estimatif

III.4.1. Comparaison des résultats et choix de la variante de structure adéquate

Cette partie concerne l'analyse des résultats obtenus dans la partie précédente qui consistera à la définition des critères de comparaison et à la comparaison des résultats sont les points développés dans cette partie.

Une seule variante ayant pu passer la présélection, l'étude comparative des variantes à cette étape n'est pas réalisable.

L'analyse comparative portera donc sur les résultats du dimensionnement et comportera deux volets : une comparaison des sections obtenues par calcul aux éléments finis sur le logiciel Autodesk® Robot™ Structural Analysis Pro 2018 et une comparaison avec les sections du calcul avant la modification de la configuration de l'allège, calcul réalisé lui aussi sur le même logiciel. Le détail du calcul sur le logiciel et les résultats obtenus sont donnés annexe A.7, (cf. p. CXXII)

- Comparaison des résultats avec les sections de la modélisation numérique.

Les sections obtenues sur la base des sollicitations trouvées pour chacun des calculs sont rassemblées dans le tableau suivant

Tableau 22 : Comparatif section obtenus par calcul manuel et section obtenus sur logiciel

	Dalle		Paroi	Radier	
	Appui	Travée		Appui	Travée
Calcul manuel [cm ² /m]	14.00	13.04	A_{min}^*	14.62	14.62
Calcul numérique [cm ² /m]	15.46	13.04	A_{min}^*	8.69	8.69

* les sections minimales calculées correspondent aux sections minimales nécessaires pour le type d'éléments défini pour la paroi (respectivement voiles et éléments soumis à de la flexion composée).

La section nécessaire sur appui en dalle obtenue par le calcul numérique est supérieure à la section obtenue par calcul manuel et est la section qui sera retenue, la méthode utilisée pour le calcul manuel étant réputée imprécise sur les contours. Cependant, la section obtenue après vérification de la prédalle (18.61 [cm²/m]) étant plus grande, c'est elle qui est retenue.

Par contre, les sections obtenues par calcul numérique pour le radier sont inférieures à celles obtenues par le calcul manuel, cela est imputable à l'utilisation d'une raideur de sol élevée pour le calcul par la méthode numérique. Les sections retenues sont les sections obtenues par calcul manuel.

En définitive, les sections obtenues par calcul manuel, reste valables.

- Comparaison des résultats avec les sections de la structure initiale

Les sections obtenues pour chacune des méthodes sont rassemblées dans le tableau suivant

Tableau 23 : Comparatif section obtenus après modification et section initiales

	Dalle		Paroi	Radier	
	Appui	Travée		Appui	Travée
Calcul manuel [cm^2/m]	14.00	13.04	A_{min}^*	14.62	14.62
Calcul numérique [cm^2/m]	22.04	13.04	A_{min}^*	8.69	8.69

En comparaison avec la configuration initiale, les sections obtenues sont quasiment identiques excepté pour la section nécessaire en appui sur la dalle, plus importante dans le dimensionnement initial du fait d'hypothèses de chargement plus contraignants (la charge de la retombée est étendue à toute la dalle).

Pour le reste, les remarques sont identiques à celles du point précédent. Les résultats obtenus par le calcul manuel restent valables.

III.4.2. Estimation du coût financier d'exécution de la variante retenue

Le coût d'exécution de l'ouvrage s'élève à 609 970 808 francs CFA TTC, le détail du calcul est donné en annexe A.9 p. CLXXII répartis comme suit :

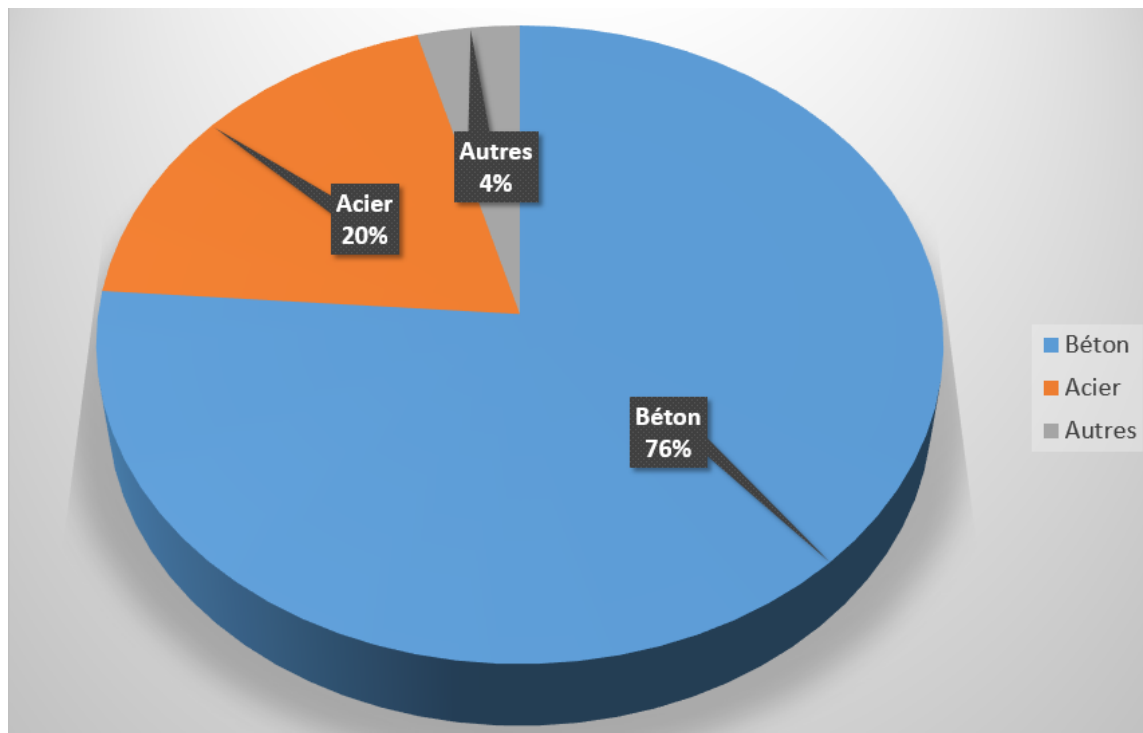


Figure 18 : Répartition du coût d'exécution par matériaux

Le béton représente plus des trois quarts du coût de l'ouvrage et le ferrailage moins d'un quart de ce coût. Ce dernier constitue, considérant la part généralement importante du ferrailage dans le coût de l'ouvrage, une faible proportion du coût total de l'ouvrage. Le dimensionnement offre donc une bonne exploitation du béton pour reprendre les charges de la structure avec une masse d'acier de 8550.81 [kg] pour 279.88 [m³] de béton armé soit une moyenne, faible, de 10.65 [kg/m³].

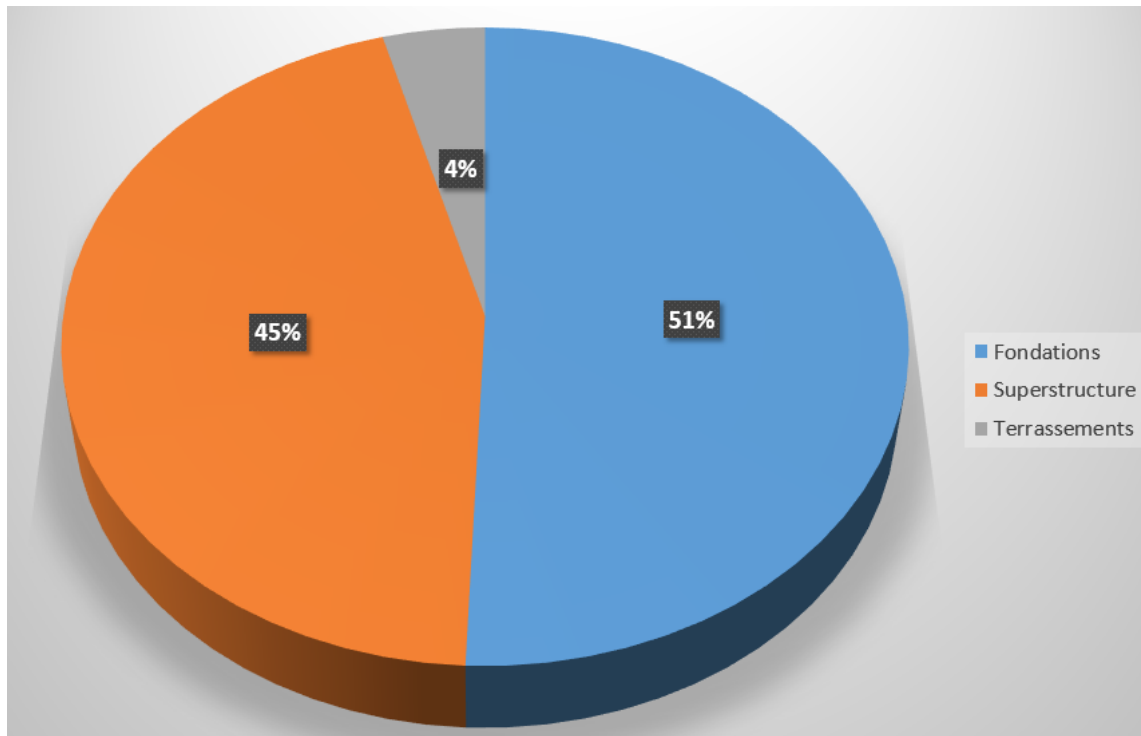


Figure 19 : Répartition du coût d'exécution par composantes de l'ouvrage

Les fondations constituent (terrassement compris) 55% du coût de l'ouvrage ce qui s'explique par le type et la configuration des fondations et l'importance des charges à reprendre.

III.4.3. Limites de l'étude

Trois points principaux peuvent être cités :

D'abord, le choix limité de systèmes porteurs suite à l'évaluation de l'adéquation des systèmes envisagés avec la structure qui a finalement abouti à l'« élection » d'un unique système arrêtant la comparaison au niveau de l'évaluation de l'adéquation des systèmes porteurs envisageables ; bien que le système retenu soit un système très bien adapté, d'autres systèmes envisageables pourraient être aussi adaptées.

Ensuite, le dimensionnement a été effectué sans la prise en compte de certains facteurs pouvant influencer sur le comportement de la structure, au nombre desquels l'interaction sol-structure et les déformations différées du béton dues au fluage et au retrait qui pour une structure de ce type peuvent avoir un grand impact ; ce état de fait est imputable d'une part aux prescriptions limitées du CCTP et d'autre part, conséquence du premier point, au manque de données permettant d'analyser ces facteurs ; des dispositions ont cependant été prises afin de minimiser les éventuelles effets de ces facteurs.

Enfin, les appareillages biomédicaux ont des durées de vie bien inférieures à celle de l'ouvrage, de ce point de vue, disposer de données sur l'évolution future de la bâtisse qui seront prises en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage est essentielle en vue d'en faciliter la reconversion ou le changement du chargement.

IV. CONCLUSION

L'objectif visé en début d'étude est la détermination d'un système de structure capable d'assurer la stabilité et la bonne tenue de la structure de manière optimale. Afin d'atteindre cet objectif, les spécificités de l'ouvrage et les paramètres importants à prendre en compte pour la conception structurale de l'ouvrage ont été identifiées. Sur cette base des critères de « qualification » ont été définis, différents systèmes de structure ont été proposés, puis une évaluation de ces systèmes sur la base de critères de qualification a été réalisée. A l'issue de cette évaluation, le système voile-dalle a été retenu comme système de structure répondant aux spécificités de l'ouvrage. Le dimensionnement des différents éléments porteurs a été effectué afin de répondre à la configuration de chargement de l'ouvrage et aux différentes sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis. Le devis estimatif d'exécution de l'ouvrage a été effectué. L'objectif est donc atteint : le système de structure, à même d'assurer la stabilité et la bonne tenue de la structure est le système voiles - dalle.

Cette étude présente pourtant des limites : la palette des systèmes porteurs envisagée n'a pas permis de poursuivre l'étude comparative au-delà de l'étape présélection, certains facteurs relativement importants pour le dimensionnement n'ont pas pu être minutieusement considérés.

Au regard du dernier point cité, il importe d'apporter un suivi particulier au comportement global de l'ouvrage et aussi de ses éléments d'autant plus que l'ouvrage est le premier du type au Burkina Faso et aussi l'un des premiers de la sous-région. Ce suivi doit s'inscrire, pour les différents acteurs ayant pris part au projet, dans une démarche de capitalisation de voire des expériences acquises en vue de développer et d'adapter des méthodes et bonnes pratiques permettant une maîtrise de l'exécution de ce type d'ouvrages et leur garantirait un avantage concurrentielle certain dans ce domaine qui pourrait être amené à se développer.

BIBLIOGRAPHIE

- International Atomic Energy Agency. *Radiation Protection in the Design of Radiotherapy Facilities*. Safety Reports Series 47. Vienna: IAEA, s. d.
- LAMIRAULT, Jacques, et Henri RENAUD. *Béton armé - Guide de calcul*. Bâtiment et Génie Civil. Paris: Foucher, 1993.
- Ministère français de l'équipement, des transports et du logement. « Marchés publics de travaux - Cahier des clauses techniques générales - Fascicule n° 62 - Titre I - Section I - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 », avril 1999.
- PERCHAT, Jean. « Béton armé. Règles BAEL - Ossatures et éléments courants ». In *traité Construction*, 54. Techniques de l'ingénieur, C 2 314. Techniques de l'ingénieur, 2001.
- PERCHAT, Jean, et Jean ROUX. *Pratique du BAEL 91 - Cours avec exercices corrigés*. 4^e éd. Béton. Paris: Eyrolles, 2002.
- Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, éd. *Pont-cadres en béton armé - Programme de calcul PDCF-EL*. 2^e éd. Bagneux: Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 1992.
- THONIER, Henri. *Conception et calcul des structures de bâtiment*. 2^e éd. Vol. 2. 6 vol. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1993.
- . *Conception et calcul des structures de bâtiment*. 1^{re} éd. Vol. 3. 6 vol. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- . *Conception et calcul des structures de bâtiment*. 2^e éd. Vol. 1. 6 vol. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- VERDEYEN, Jacques. « L'application à la pratique des coefficients de raideur du sol ». *Bulletin technique de la Suisse romande*, 9 janvier 1965.

ANNEXES

Sommaire

<i>A.1 Plans détaillés des systèmes de structures proposés.....</i>	<i>I</i>
A.1.1 Superstructure	I
A.1.2 Infrastructure.....	X
<i>A.2 Caractéristiques des matériaux.....</i>	<i>XIII</i>
A.2.1 Caractéristiques des matériaux	XIII
A.2.2 Combinaisons de calcul	XV
<i>A.3 Dimensions et charges des éléments</i>	<i>XVI</i>
<i>A.4 Données géotechniques</i>	<i>XXII</i>
<i>A.5 Détails de la méthodologie et du dimensionnement du système porteur I.....</i>	<i>XXIII</i>
A.5.1 Dalles	XXIII
A.5.2 Parois verticales	LVIII
A.5.3 Radier (suivant le DTU 13.12).....	XCVIII
<i>A.6 Calcul des efforts et moments fléchissants par la méthode de Lagrange</i>	<i>CXV</i>
A.6.1 Méthodologie de calcul.....	CXV
A.6.2 Résultats du calcul	CXVII
<i>A.7 Modélisation sur Robot Structural Analysis Pro 2018</i>	<i>CXXII</i>
A.7.1 Structure modifiée.....	CXXII
A.7.2 Structure initiale.....	CXL
<i>A.8 Dimensionnement des éléments non structurels.....</i>	<i>CXLVII</i>
A.8.1 Dimensionnement des voiles architecturaux	CXLVII
A.8.2 Ferrailage de l'allège en béton armé.....	CL
A.8.3 Dimensionnement du chéneau	CLI
A.8.4 Dimensionnement des renforts des ouvertures des parois :.....	CLVI
<i>A.9 Devis quantitatif et estimatif</i>	<i>CLXXII</i>
<i>A.10 Extraits des Règles BAEL.....</i>	<i>CLXXIII</i>
Articles.....	CLXXIII
Annexes	CXCVIII

A.1 Plans détaillés des systèmes de structures proposés

A.1.1 Superstructure

Système structurel I

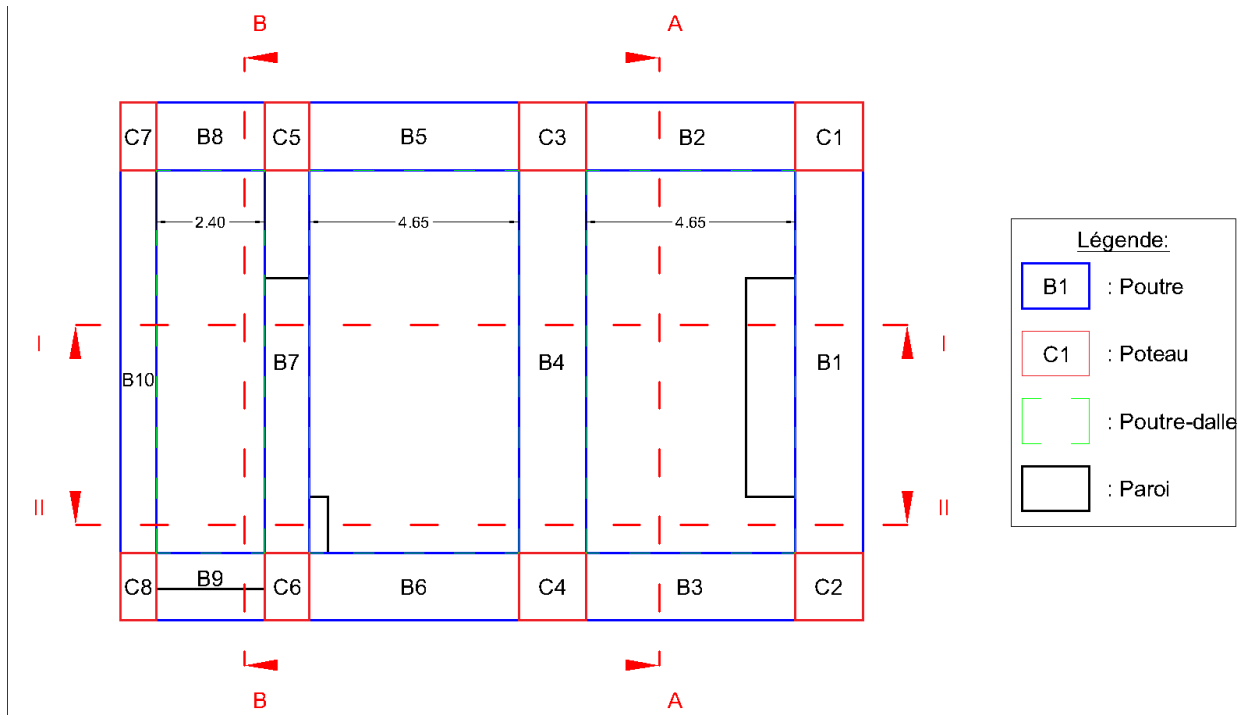


Figure XX : Schéma représentatif des éléments de l'ossature porteuse - Système I

Les éléments sont identifiés comme des poutres-dalles car l'Article A.5.2.1 des Règles B.A.E.L désigne les éléments dont la largeur est inférieure à trois l'épaisseur comme tel.

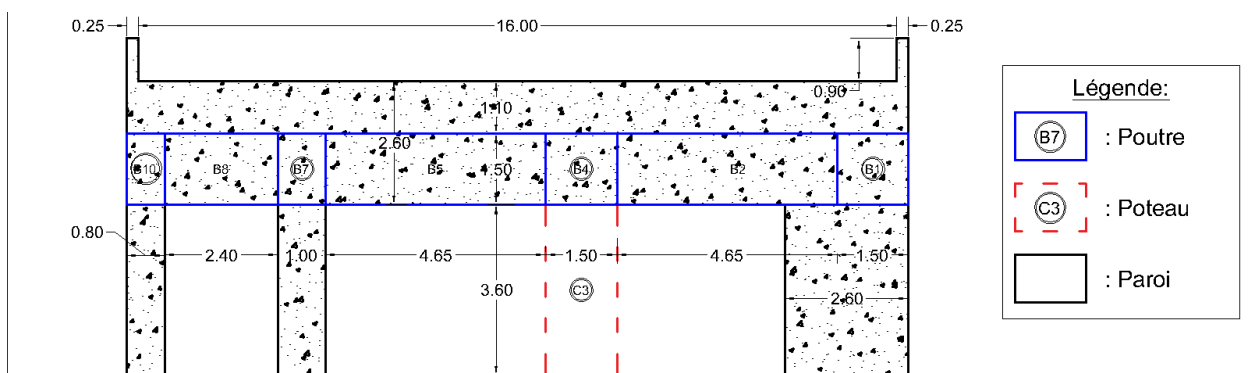


Figure XXI : Coupe I-I - Système I



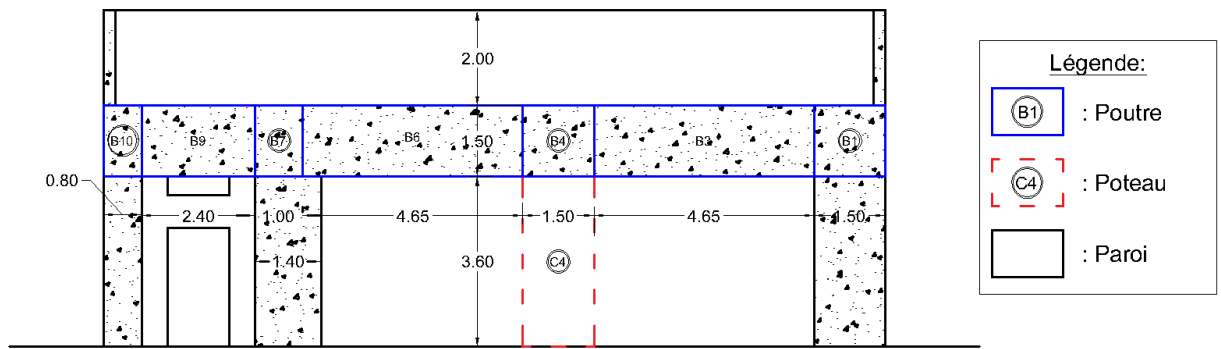


Figure XXII : Coupe II-II - Système I

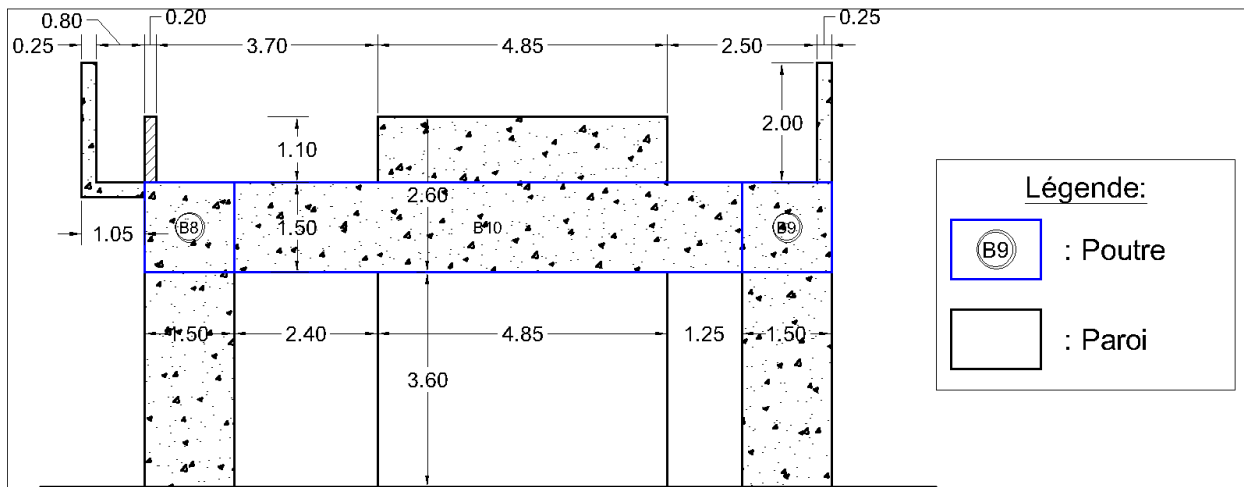


Figure XXIII : Coupe A-A - Système I

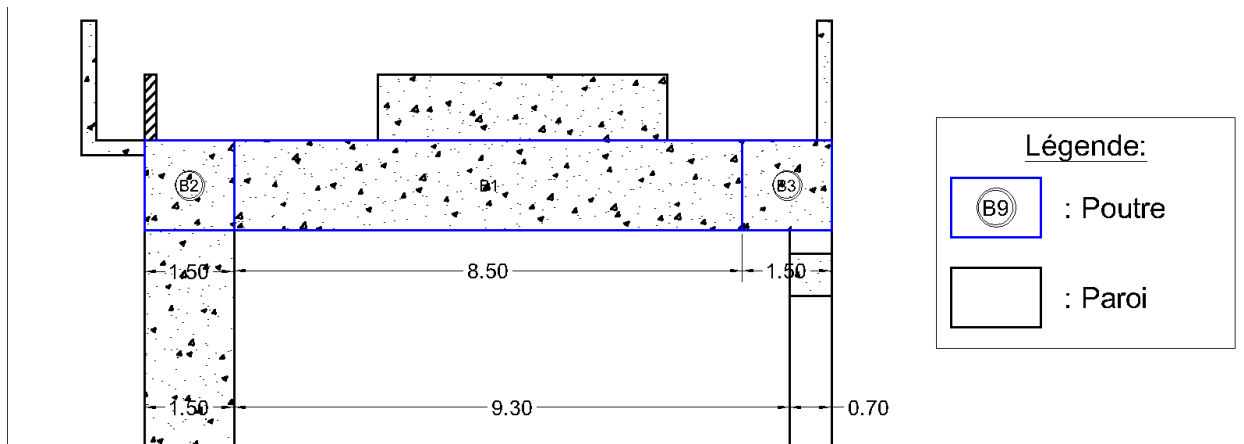


Figure XXIV : Coupe B-B - Système I

Système structurel II

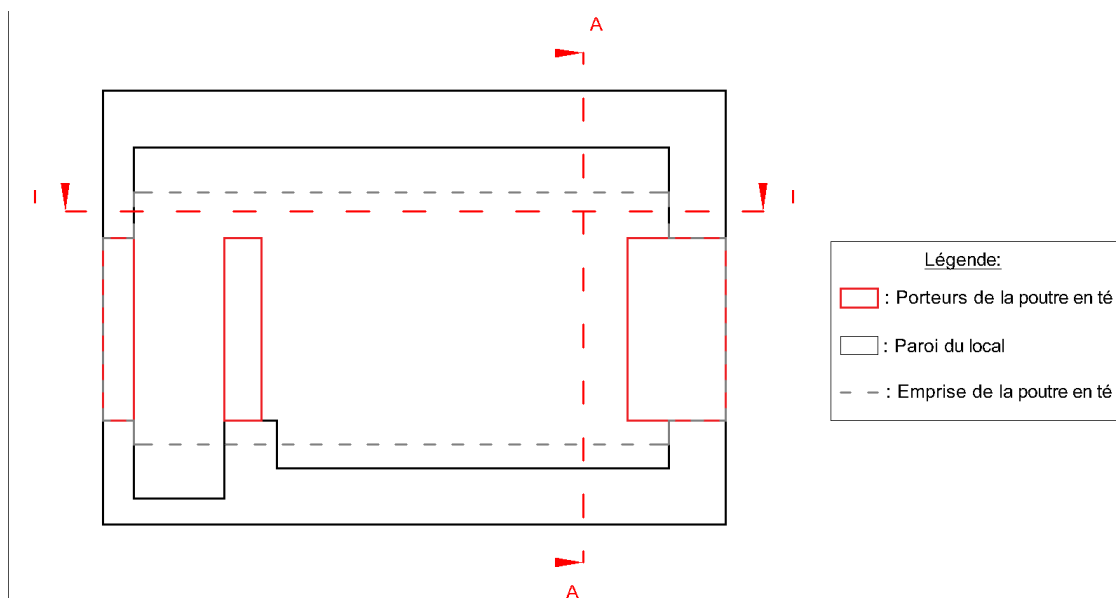


Figure XXV : Schéma de la poutre en allège et de ses supports – Système II

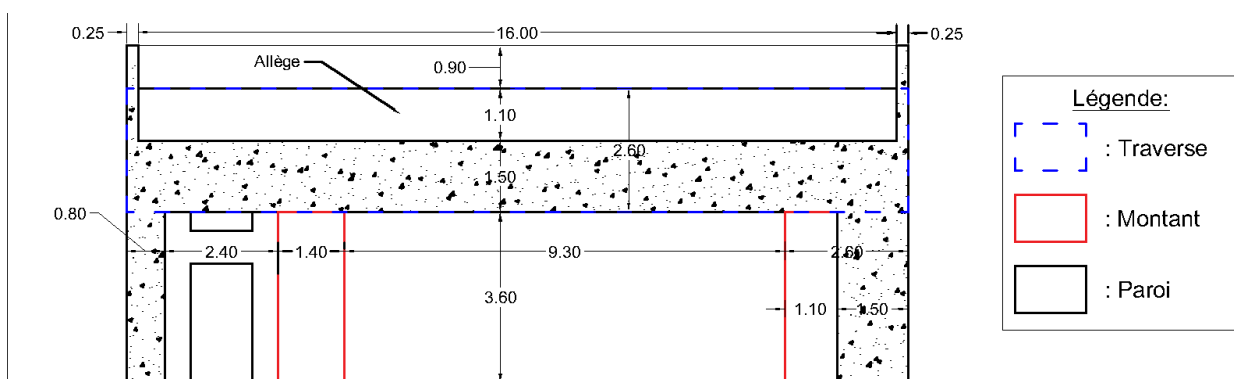


Figure XXVI : Coupe I-I - Système II

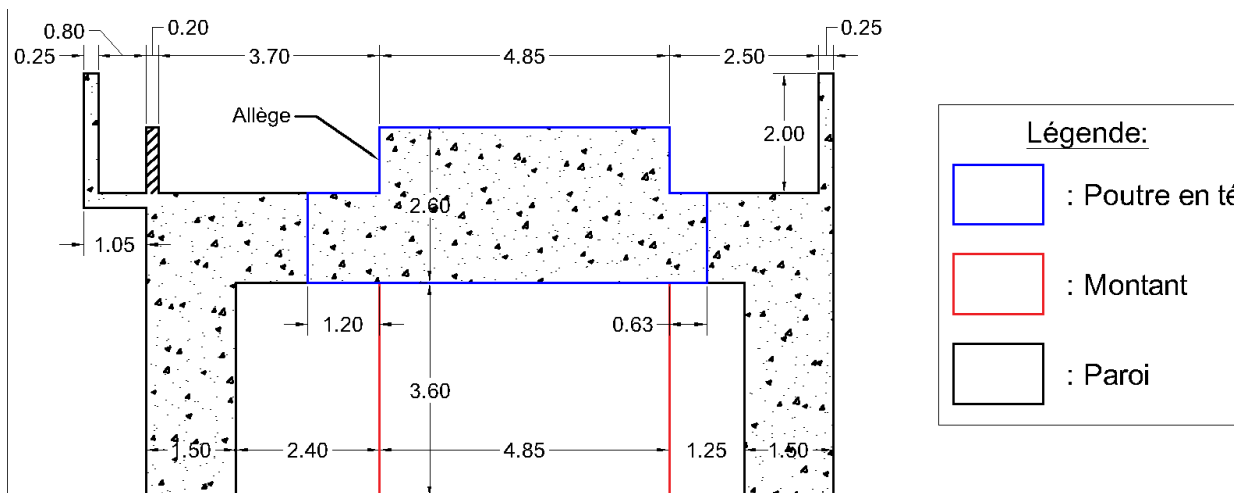


Figure XXVII : Coupe A-A - Système II

Système structurel III

Les parois des locaux sont subdivisées comme suit :

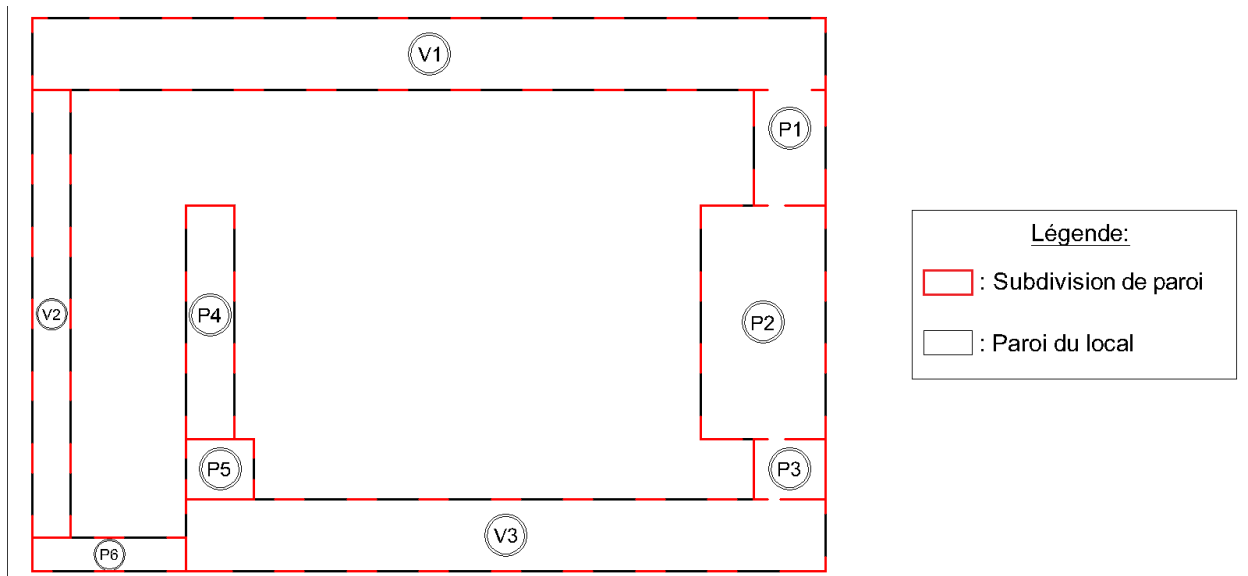


Figure XXVIII : Subdivision des parois en sections élémentaires

Le découpage ainsi que le détail des sous structures se présentent comme suit :

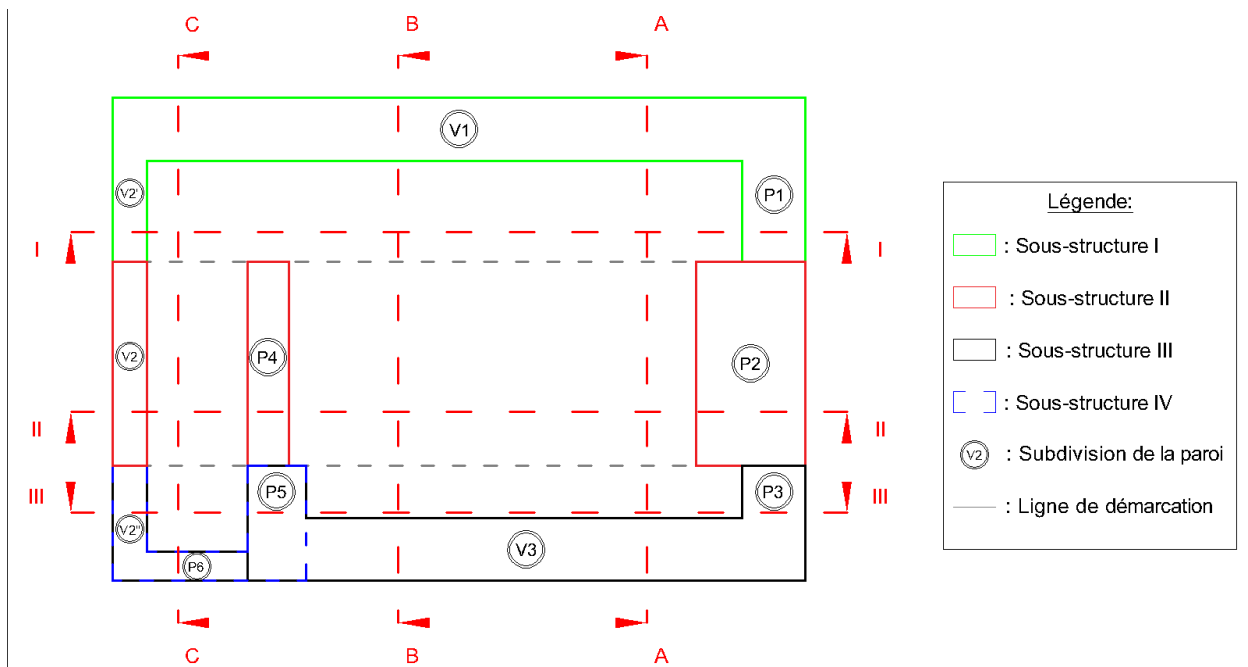


Figure XXIX : Schéma des sous-structures de la structure modulaire

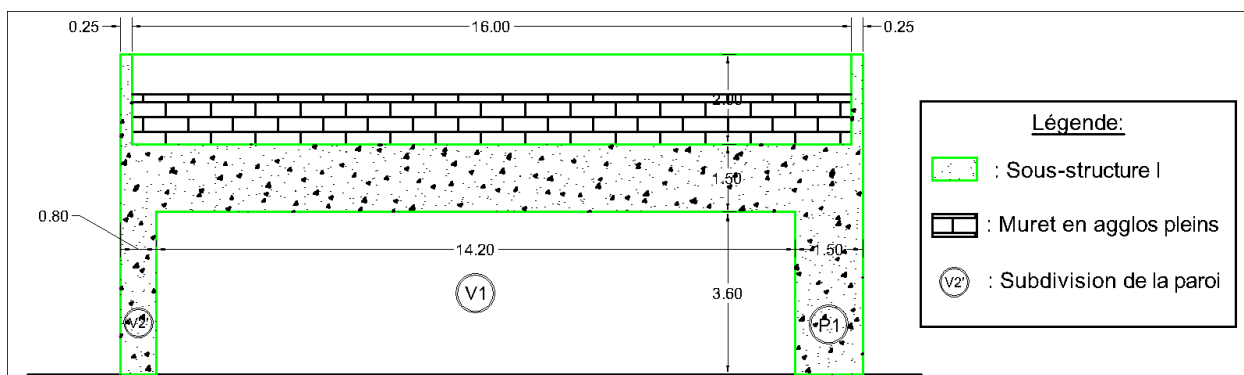


Figure XXX : Coupe I-I – Système III

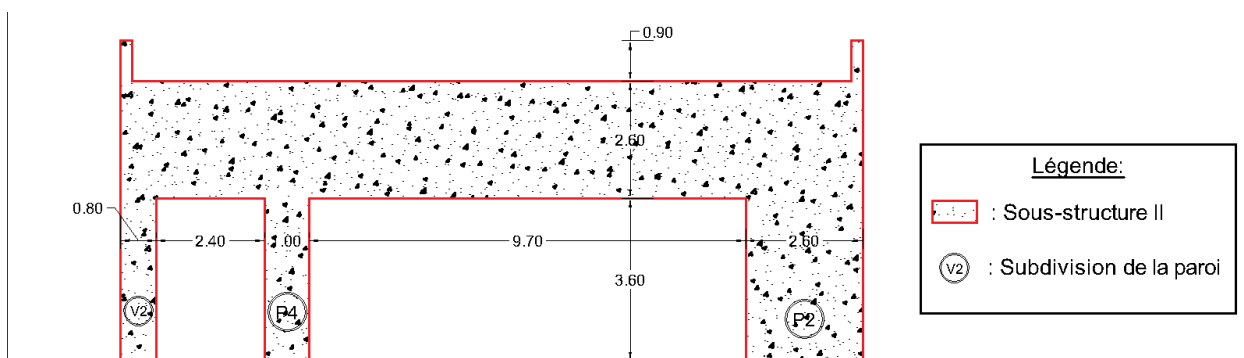


Figure XXXI : Coupe II-II – Système III

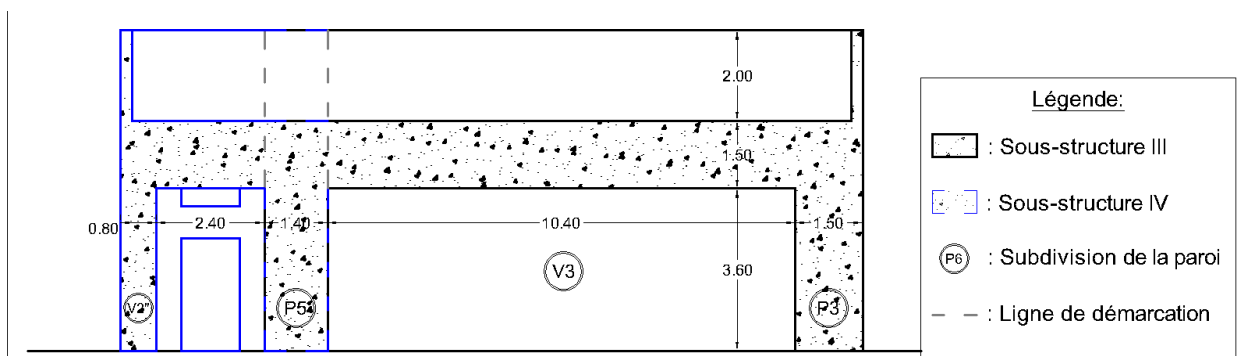


Figure XXXII : Coupe III-III – Système III

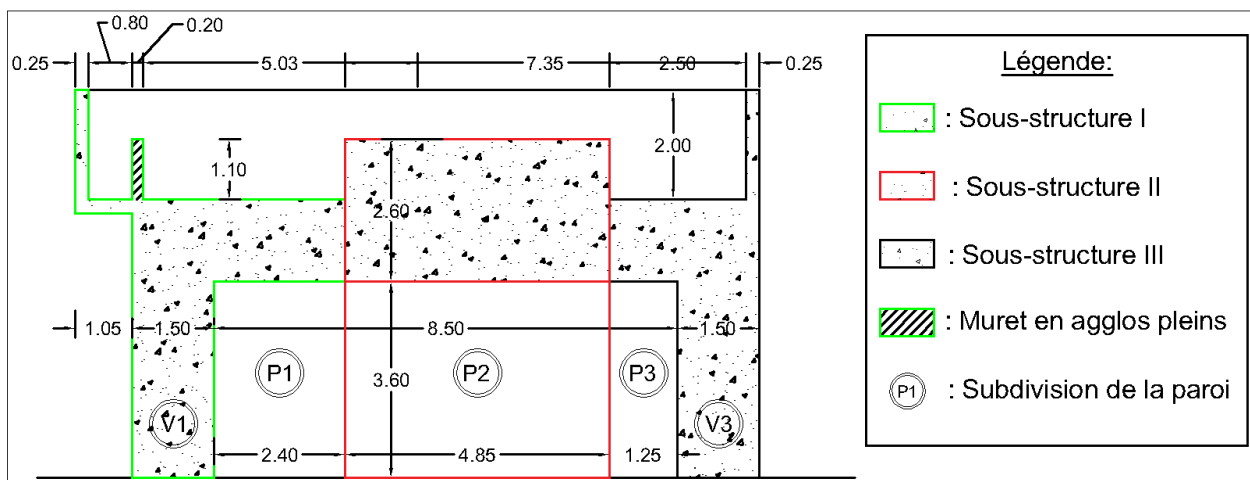


Figure XXXIII : Coupe A-A – Système III

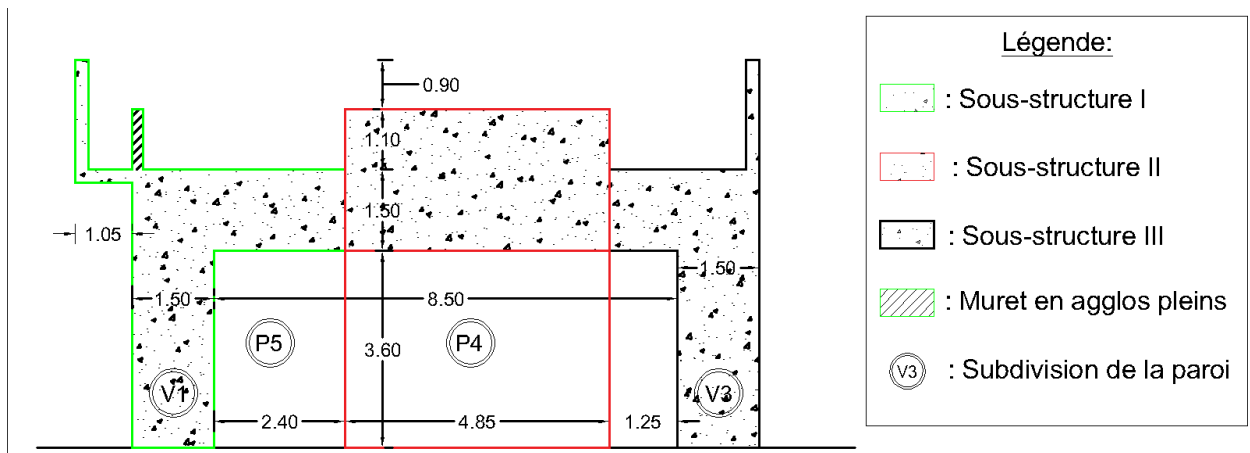


Figure XXXIV : Coupe B-B – Système III

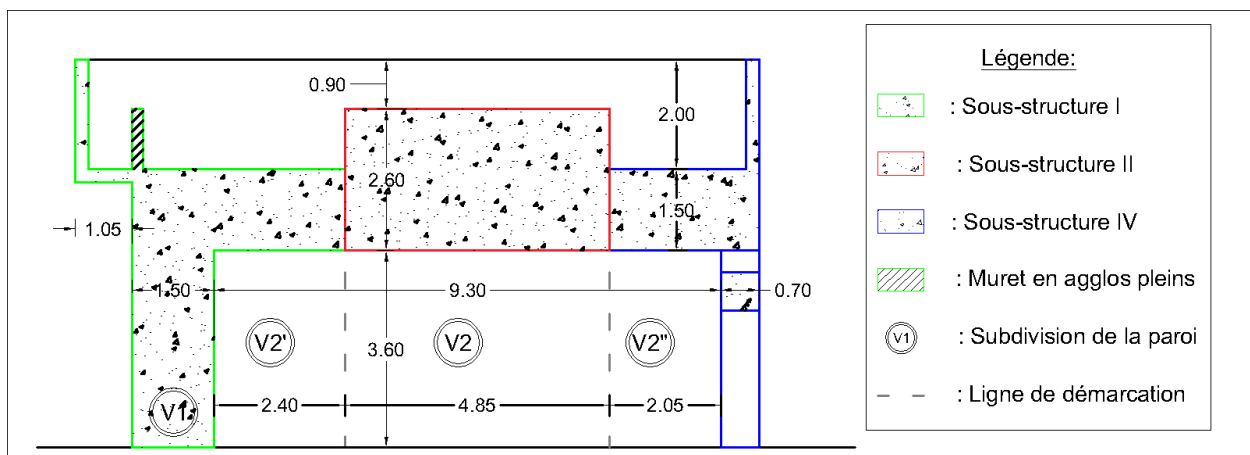


Figure XXXV : Coupe C-C – Système III

Système structurel IV

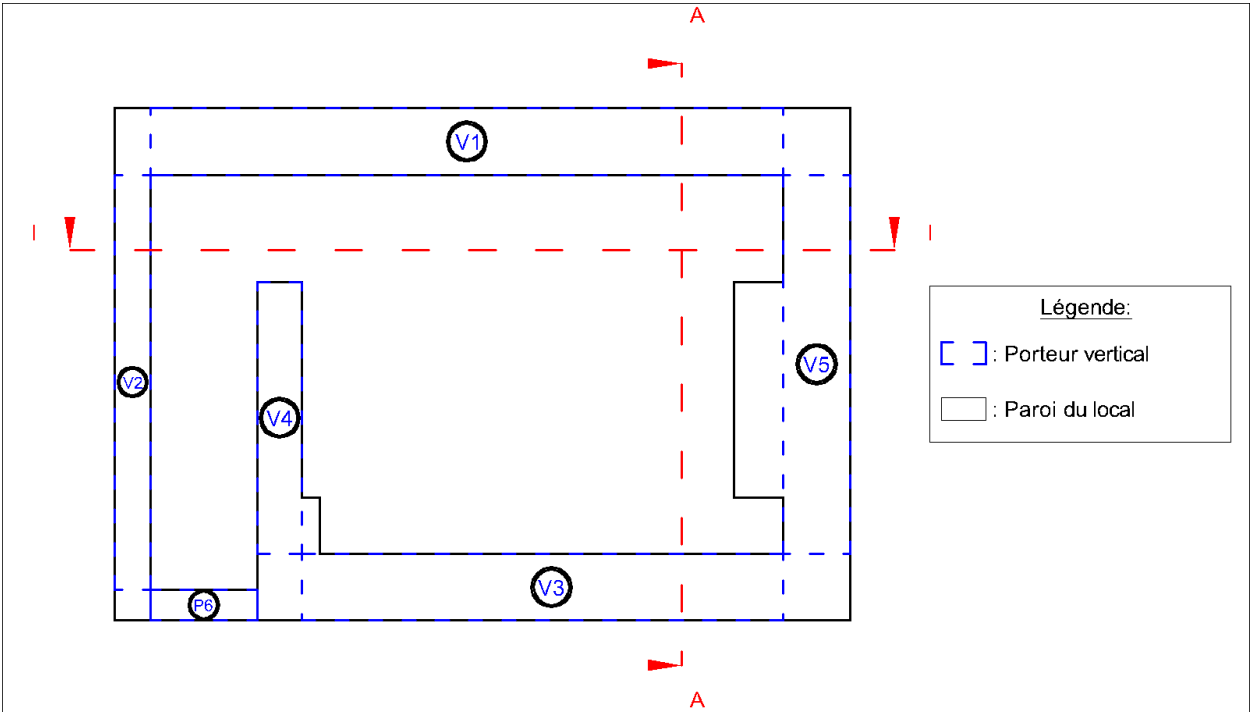


Figure XXXVI : Schéma des éléments porteurs de la Système IV

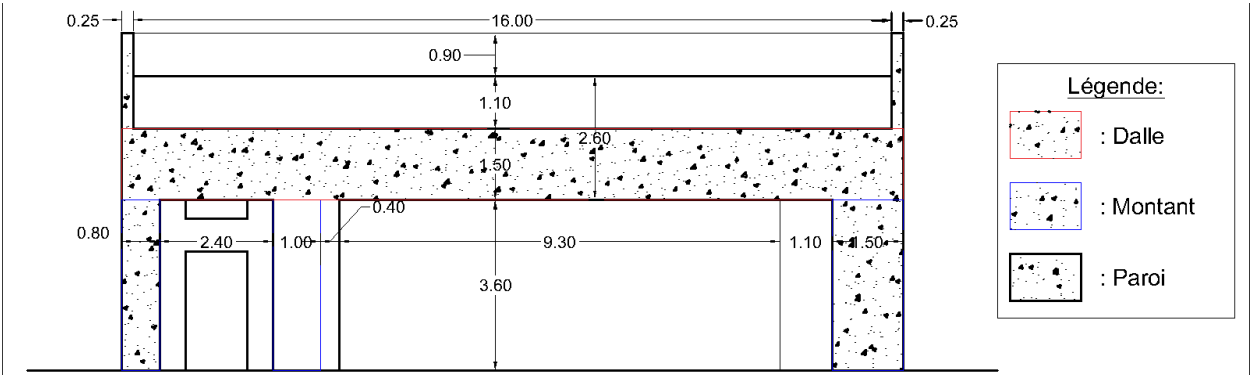


Figure XXXVII : Coupe I-I – Système IV

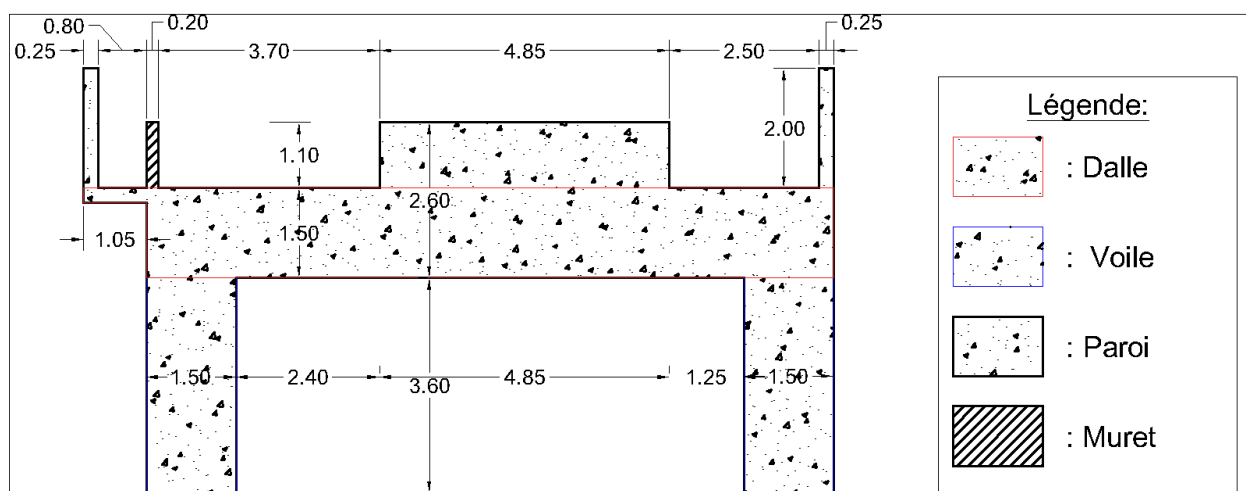


Figure XXXVIII : Coupe A-A – Système IV

Système structurel V

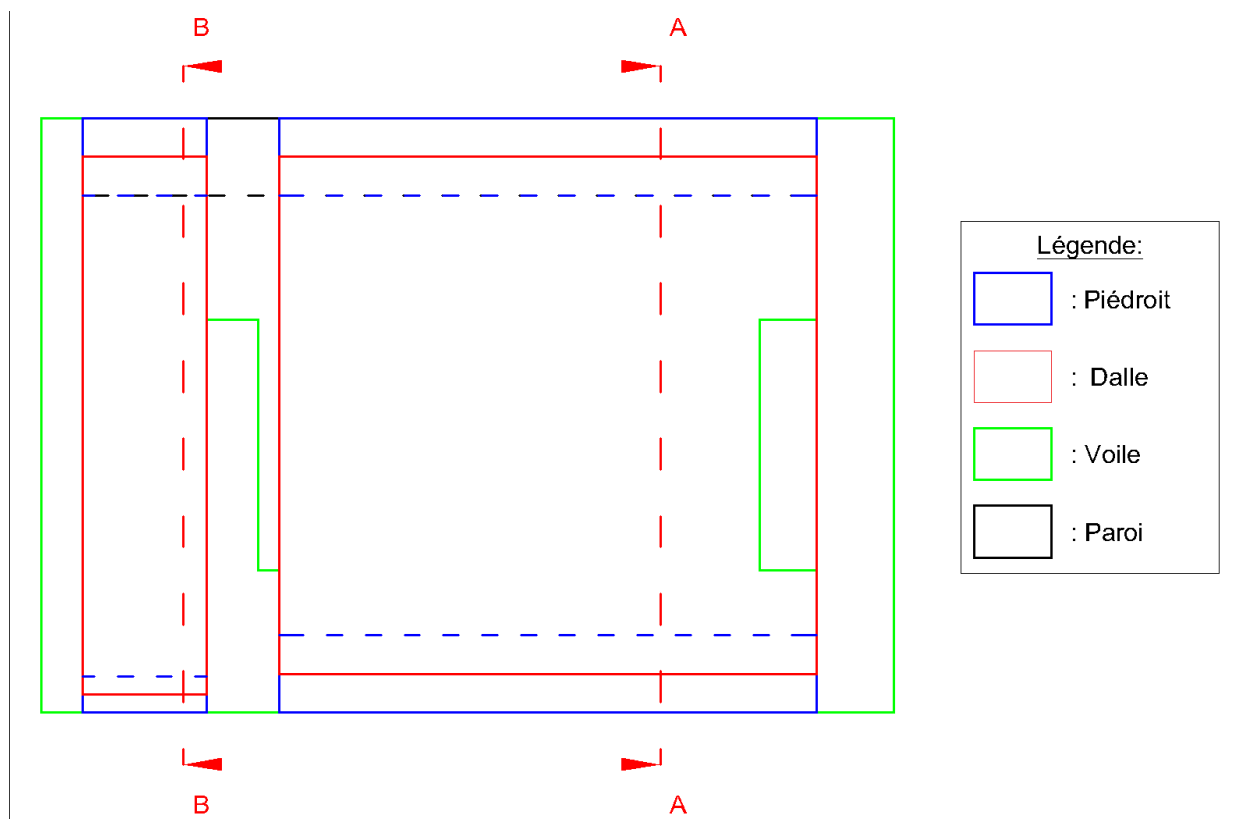
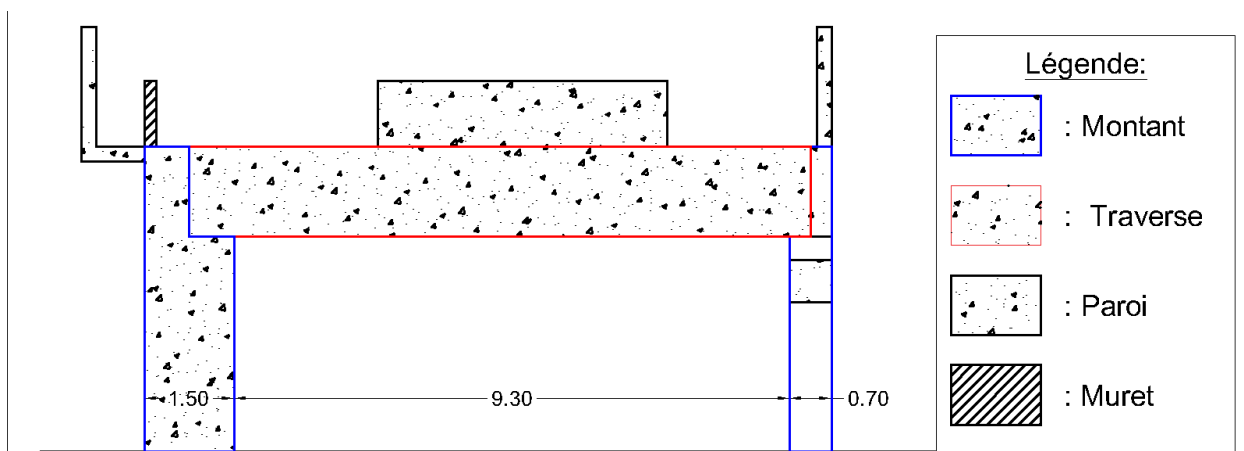
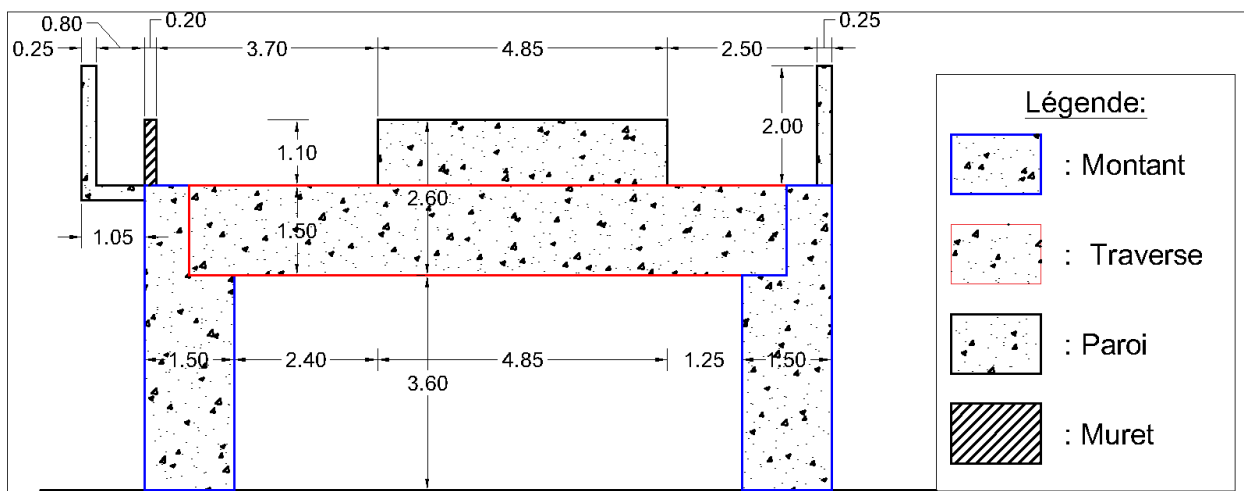


Figure XXXIX : Schéma représentatif des éléments du système porteur - Système V



A.1.2 Infrastructure

Fondation sur semelles isolées

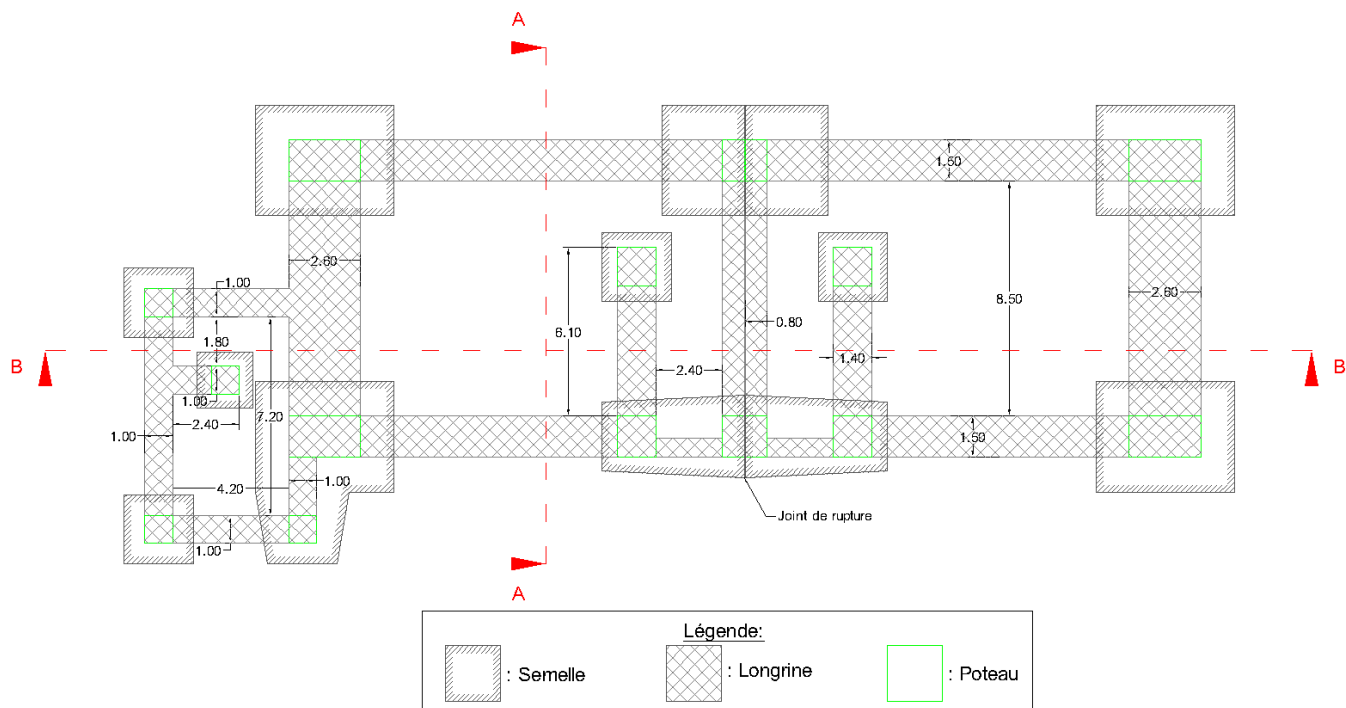


Figure XLII : Vue schématique de la fondation en semelles isolées

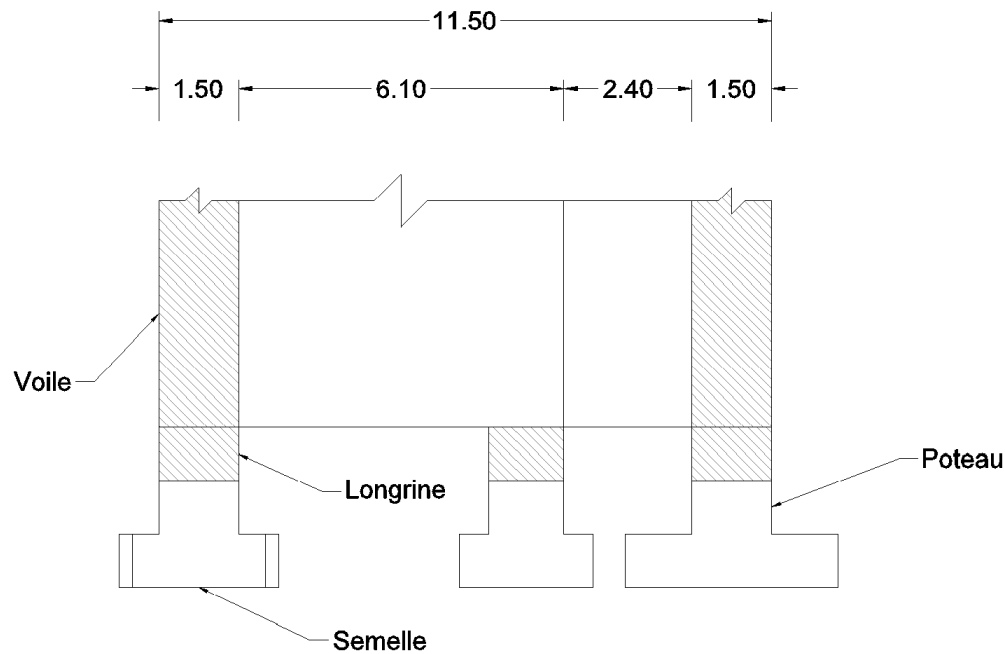


Figure XLIII : Coupe A-A – Fondation sur semelles isolées

Fondation sur radier général.

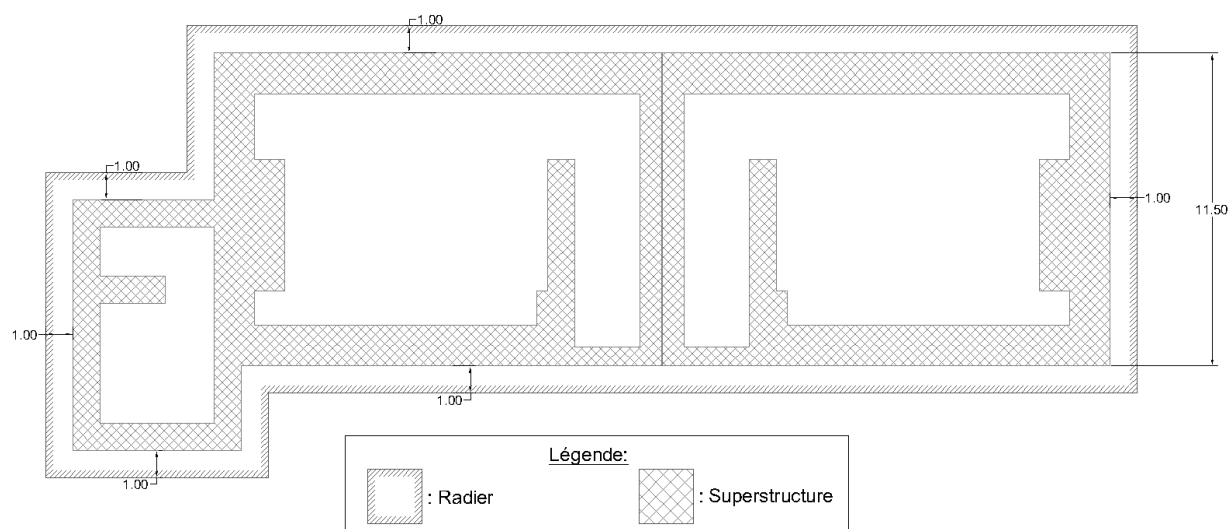


Figure XLVI : Vue schématique de la fondation en radier général (débord de 1.0 [m])

A.2 Caractéristiques des matériaux

A.2.1 Caractéristiques des matériaux

Béton

Béton armé dosé à 350 kg/m³

Masse volumique du béton armé : $\omega_{b1} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Masse volumique du béton non armé : $\omega_{b2} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25.00 \text{ [MPa]}$

Résistance caractéristique à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25.00 \text{ [MPa]} = 2.10 \text{ [MPa]}$

(Article A.2.2,12)

Module de déformation longitudinale instantanée: $E_{i28} = 11\,000 \times 25^{1/3} = 32\,164.2 \text{ [MPa]}$ (Article A.2.1,21)

Module de déformation finale du béton : $E_{vj} = 3\,700 \times 25^{1/3} = 10\,818.9 \text{ [MPa]}$ (Article. A.2.1,22)

Coefficient de Poisson : $\nu = \begin{cases} 0, \text{ pour le calcul des sollicitations;} \\ 0.2, \text{ pour le calcul des déformations} \end{cases}$ (cf. A.2.1,3. p. CLXXIV)

Courbe contraintes déformations de calcul : « Rectangle simplifié » (Article. A.4.2,41) valable entre les pivots A et B.

Raccourcissement relatif du béton comprimé notée ε_{bc} et limitée à 3.5‰

Contrainte de compression dans la section de béton notée σ_{bc}

Contrainte de compression limite :

A l'ELUR: $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25.00}{1.00 \times 1.50} = 14.17 \text{ [MPa]}$ (Article A.4.2,41)

A l'ELS: $\overline{\sigma_{bc}} = 0.60 \times f_{c28} = 0.60 \times 25.00 = 15.00 \text{ [MPa]}$ (Article A.4.5,2.)

Acier

Masse volumique : $\omega_s = 78.50 \text{ [kN/m}^3]$

Limite d'élasticité garantie $f_e = 500.00$ [MPa]

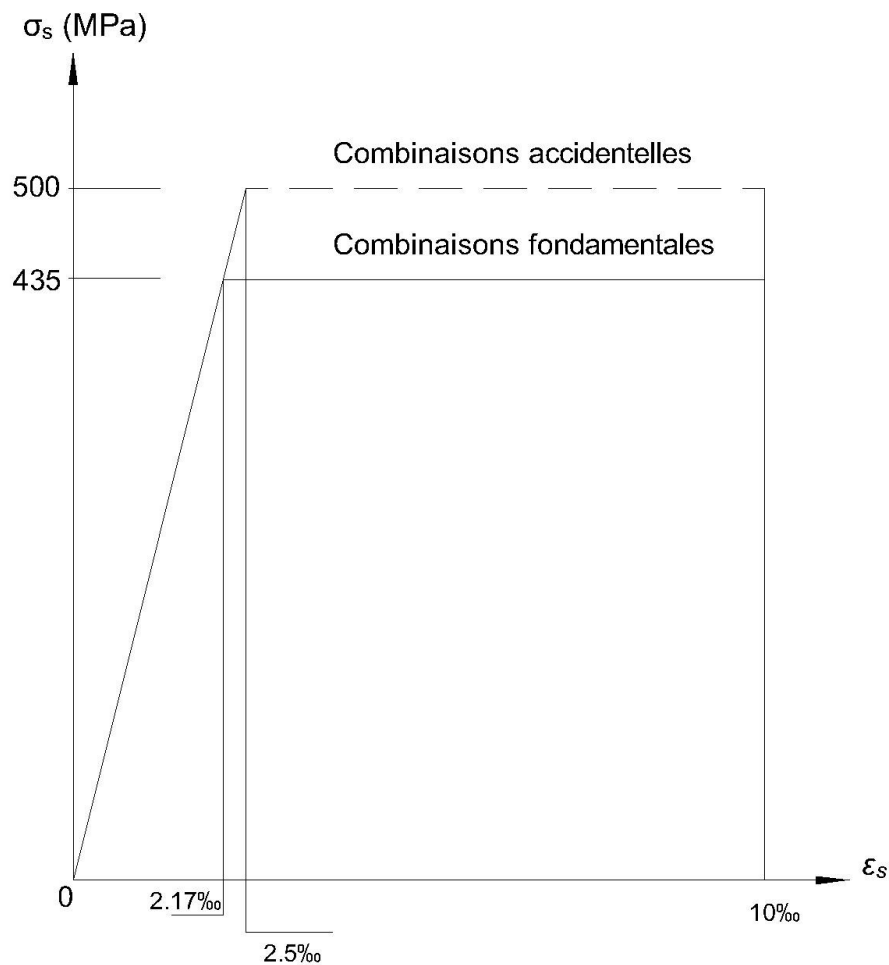
Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 200\,000$ [MPa] (*Article A.2.2,1.*)

Diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) : (*Article A.2.2,2.*)

Contrainte des armatures notée σ_s

Contrainte limite de l'acier (*Article A.4.3,2.*) :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = \begin{cases} 1.15, & \text{pour combinaisons d'actions fondamentales} \\ 1.00, & \text{pour combinaisons d'actions accidentelles} \end{cases}$$



Contrainte des armatures tendues limitée, en FTP, à $\overline{\sigma_{st}} = 0.8 \times \xi = 200$ [MPa] (*Article A.4.5,34.*)

A.2.2 Combinaisons de calcul

Les combinaisons considérées sont les suivantes :

A l'ELUR :

Combinaison fondamentale (*Article A.3.3.21.*)

$$1.35 \times G_{max} + 1.00 \times G_{min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \Sigma(1.30 \times \psi_{0i} \times Q_i)$$

Il n'y a qu'une charge d'exploitation considérée et le coefficient γ_{Q1} est pris égal à 1.5, la combinaison devient :

$$1.35 \times G_{max} + 1.00 \times G_{min} + 1.50 \times Q_1$$

A l'ELS :

Combinaison rare (*Article A.3.3.3*)

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \Sigma(\psi_{0i} \times Q_i)$$

Une seule charge d'exploitation est considérée, la combinaison devient :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1$$

A.3 Dimensions et charges des éléments

Les éléments de l'ouvrage ainsi que leurs dimensions sont présentés dans les schémas suivant :

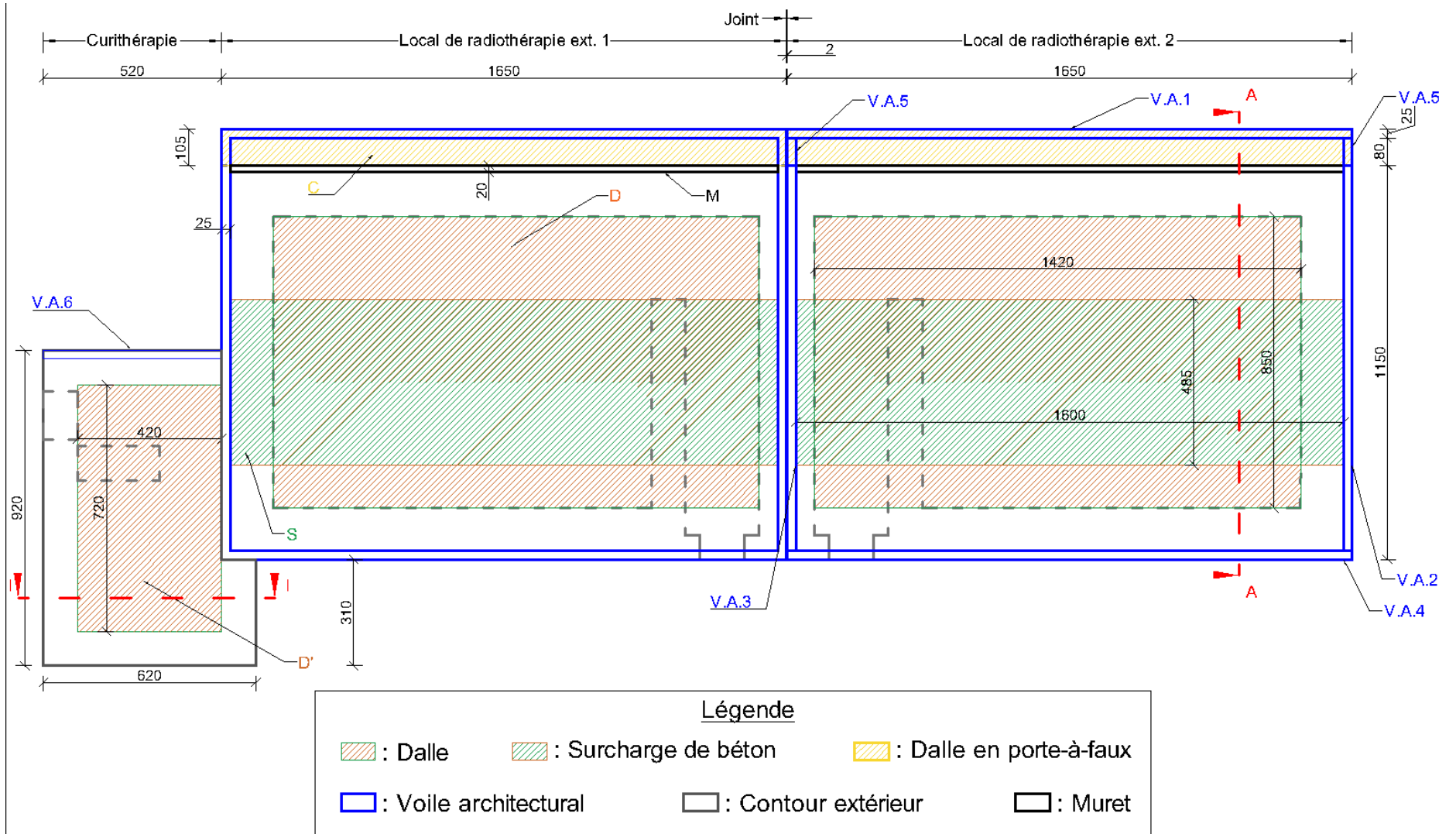


Figure XLVII : Vue schématique des éléments du bunker – Vue sur toiture

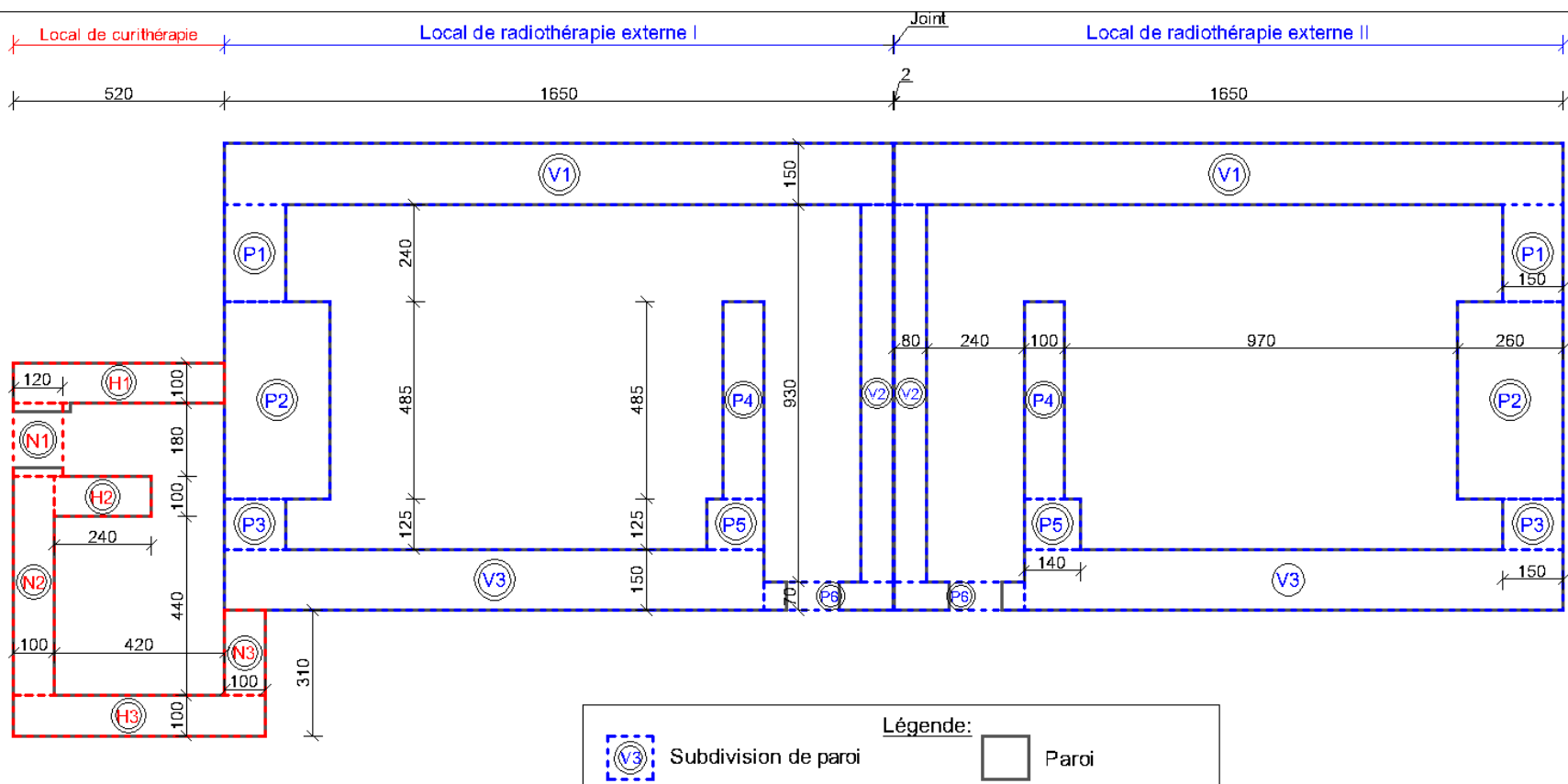


Figure XLVIII: Schéma des parois des locaux

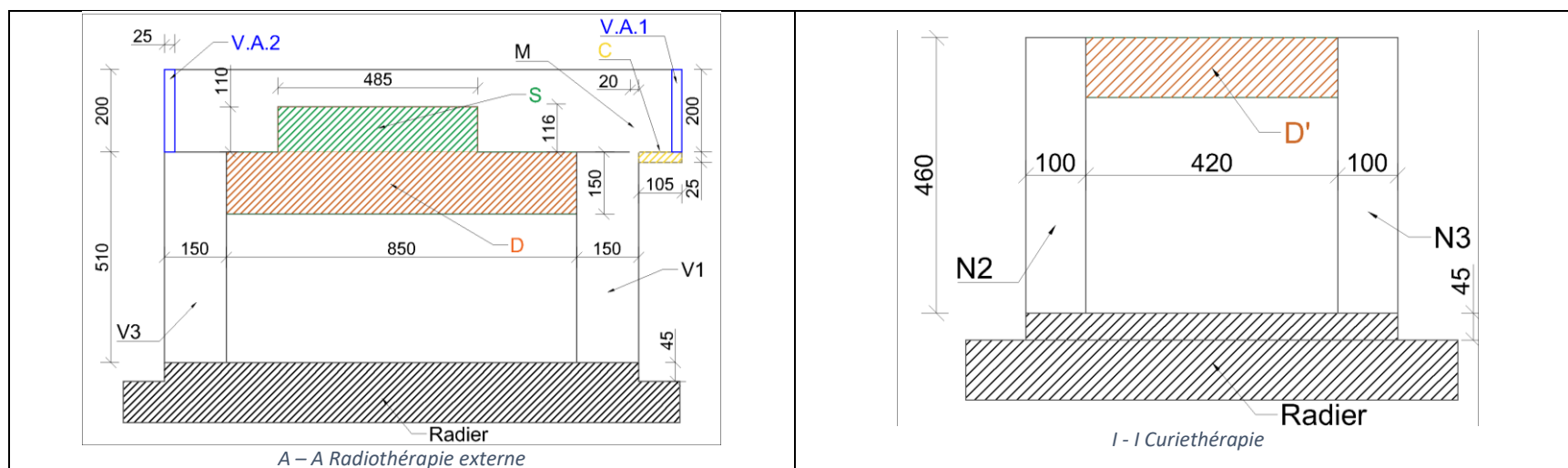


Figure XLIX : Descente de charges - Coupes sur les locaux

Les dimensions des éléments ainsi que le calcul des charges sont rassemblées dans les tableaux suivants :

Tableau XXIV : Dimensions géométriques et poids propre des éléments des parois des locaux de radiothérapie externe

Type d'élément	ID	Dimensions [m]			Surface	Volume	Poids			
		Longueur	Largeur	Hauteur	[m²]	[m³]	[kN/m³]	[kN/m²]	[kN/ml]	[kN]
Gros-œuvre										
	Poids morts *									
Voiles architecturaux	V.A. 1	16.50	0.25	2.00	-	8.25	25.00	-	12.50	206.25
	V.A. 2	11.25	0.25	2.00	-	5.63		-	12.50	140.63
	V.A. 3	11.25	0.25	2.00	-	5.63		-	12.50	140.63
	V.A. 4	16.50	0.25	2.00	-	8.25		-	12.50	206.25
	V.A. 5	1.60	0.25	2.00	-	0.80		-	12.50	20.00
Surépaisseur en béton	S	16.00	4.85	1.10	-	85.36	22.00	-	117.37	1877.92
Muret	M	16.50	0.20	1.10	-	3.63	18.00	-	3.96	65.34

	Porteurs									
Console	C	16.50	1.05	0.25	-	4.33	25.00	6.25	6.56	108.28
Dalle	D	14.20	8.50	1.50	120.70	181.05		37.5	318.75	4526.25
Eléments porteurs verticaux	V.1	16.50	1.50	5.60	-	138.60		-	210.00	3465.00
	V.2	9.30	0.80	5.60	-	41.66		-	112.00	1041.60
	V.3	13.30	1.50	5.60	-	111.72		-	210.00	2793.00
	P.1	2.40	1.50	5.60	-	20.16		-	210.00	504.00
	P.2	4.85	2.60	5.60	-	70.62		-	364.00	1765.40
	P.3	1.50	1.25	5.60	-	10.50		-	175.00	262.50
	P.4	4.85	1.00	4.05	-	19.64		-	101.25	491.06
	P.5	1.40	1.25	4.05	-	7.09		-	126.56	177.19
P.6	2.40	0.70	5.60	-	9.41		98.00	235.20		
Total superstructure						732.32				18026.49
Plateforme	P.F.	14.20	8.64	0.45	122.62	55.18	25	11.25	95.63	1379.44
Total gros œuvre						787.50				19405.93
Equipements										
Appareillage biomédical		4.50	1.70	-	7.65	-	-	9.15	-	70
Porte blindée							-			30
Total Local						787.50				19505.93
Total sur fondation (× 2)						1574.99				39011.87

* La charge de la toiture légère (0.17 [kN/m²]) est remplacée par la charge d'entretien d'une toiture non accessible (1.5[kN/m²]) égale à la charge en phase d'exécution, plus défavorables.

Tableau XXV : Dimensions géométriques et poids propre des éléments du local de curiethérapie

Type d'élément	ID	Dimensions [m]			Surface	Volume	Poids			
		Longueur	Largeur	Hauteur	[m²]	[m³]	[kN/m³]	[kN/m²]	[kN/ml]	[kN]
Gros-œuvre										
	Poids morts									
Voiles architecturaux	V.A. 6	6.20	0.25	1.25	-	1.94	25.00	-	7.81	48.44
	Porteurs									
Dalle	D'	7.20	4.20	1.00	30.24	30.24	25.00	25.00	105.00	756.00
Eléments porteurs verticaux	H.1	5.20	1.00	5.05	-	26.26	25.00	-	126.25	656.50
	H.2	2.40	1.00	4.05	-	9.72		-	101.25	243.00
	H.3	6.20	1.00	5.05	-	31.31		-	126.25	782.75
	N.1	1.80	1.20	5.05	-	10.91		-	151.50	272.70
	N.2	5.40	1.00	5.05	-	27.27		-	126.25	681.75
	N.3	2.10	1.00	5.05	-	10.61		-	126.25	265.13
Total superstructure		-				148.25	-			3706.26
Plateforme	P.F'	7.20	4.20	0.45	30.24	13.61	25.00	11.25	47.25	340.20
Totale gros-œuvre		-				161.86	-			4046.46
Equipements										
Porte blindée		-				-	-			30
Total sur fondation		-				161.86	-			4076.46

Charges variables :

Seules les charges d'exploitation est considérées, soit :

Pour les locaux médicotechniques (salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail) : 3.50 [kN/m²]

Pour la maintenance en toiture : 1.50 [kN/m²]

	Dimensions		Surface	Charges	Charges
			[m ²]	[kN/m ²]	[kN]
Local de radiothérapie externe					
Plateforme			122.62	3.50	429.16
Toiture	16.00	12.05	192.80	1.50	289.20
Total	-	-	-	-	719.10
Total × 2	-	-	-	-	1438.21
Local de curiethérapie					
Plateforme			57.04	3.50	199.64
Toiture	9.20	6.20	30.24	1.50	45.36
Total	-	-	-	-	245.00

A.4 Données géotechniques

Les essais effectués et la synthèse des résultats obtenus sont présentées ci-après :

Puits à ciel ouvert : 22 puits de 3.00 [m] de profondeur, absence de venue d'eau et parois stables.

L'analyse des profils du sol donne les éléments suivants :

- Couche de terre végétale (0.00 [m] – 0.30 [m]),
- Carapace latéritique plus ou moins altérée (0.30 [m] – 1.90 [m]),
- Couche argilo-latéritiques plus ou moins compacts (1.90 [m] – 3.00 [m]).

Essais en laboratoire :

- Teneur en eau naturelle
- Densité apparente humide ;
- Cisaillement rectiligne direct
- Compressibilité à l'œdomètre

La synthèse des résultats pour le puits S21 est présentée ci-après :

Essais	Essais à l'œdomètre			Cisaillement		Densité apparente humide	Teneur en eau
Paramètre	c_c	σ_p [kPa]	e_0	c [kPa]	ϕ [°]	γ_h [kN/m ³]	w [%]
Valeur	0.308	48.00	0.996	3.00	28	18.30	14.70

Avec :

c_c : Indice de compression

σ_p : Pression de pré consolidation

e_0 : Indice des vides initial

c : Cohésion du sol

ϕ : Angle de frottement interne

ω_{sol} : Densité du sol

Essais pénétrométriques

Trente (30) essais au pénétromètre dynamique lourd avec pour résultats :

- Refus entre 0.40 [m] et 0.60 [m] pour les essais effectués en surface (0.00 [m]) ;
- Pas de refus jusqu'à 7.80 [m] pour les essais effectués au fond des puits (-3.00 [m]).

Conclusions et recommandations du rapport :

- Fondations superficielles sur radier général ;
- Niveau d'assise des fondations : 1.00 [m/TN] (mètres en dessous du TN) ;
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_a = 0.15$ [MPa].

A.5 Détails de la méthodologie et du dimensionnement du système porteur I

A.5.1 Dalles

Le dimensionnement est conduit en fissuration très préjudiciable à l'ELS, les calculs de sollicitations sont effectués dans le domaine élastique linéaire.

A.5.1.1 Dalles de la radiothérapie externe

Le dimensionnement est opéré en suivant la procédure propre aux prédalles (*Article B.7.6, p. CXCV*). Toutefois, il faut préciser que la dalle ne répond pas entièrement aux critères définissant une dalle à prédalle aux termes des Règles BAEL (*cf. Article B.7.6.0. § B.7.6.*). Ainsi :

- la totalité des deux parties de la dalle est coulée sur place à leur emplacement définitif ;
- les armatures sont confectionnées directement à leur position définitive dans le coffrage avant coulage.

Pour ces raisons, et au vu des conditions d'étalement (la première partie de la dalle dispose d'un coffrage à part entière), seules les justifications en phase d'exécution et en phase définitive sont effectuées afin d'assurer un comportement monolithique de la dalle, les justifications pour les autres phases provisoires (stockage, manutention etc.) sont sans objet.

A.5.1.1.1 Caractéristiques de la dalle

Les dimensions de la dalle sont les portées au sens des Règles BAEL (i.e. telle qu'indiquée par l'*Article B.6.1.1. (p. CXC)* : distance entre nus des appuis), dimensions en plan horizontal (y : longueur, x : largeur), et vertical (z : épaisseur ou hauteur).

Le panneau de dalle étudiée a pour dimensions : $14.20 \text{ [m]} \times 8.50 \text{ [m]} \times 1.50 \text{ [m]}$.

Le bâtiment dispose d'un chéneau d'évacuation des eaux pluviales de dimensions $14.20 \text{ [m]} \times 1.05 \text{ [m]} \times 0.25 \text{ [m]}$ en console qui supporte un voile de dimensions $14.20 \text{ [m]} \times 0.25 \text{ [m]} \times 2.00 \text{ [m]}$. Cette console est d'une épaisseur très faible (0.25 [m]) comparée à celle du panneau décrit plus haut (1.50 [m]), de plus entre les deux éléments, il y'a un appui d'une épaisseur de 1.50 [m] (*cf. Figure L*). Cette console apparaît plus comme un élément de structure distinct et singulier plutôt qu'un élément faisant partie d'une structure continue plus large ; en cela elle ne peut être, au sens strict, traitée comme un panneau de dalle en porte-à-faux et influencer sur le calcul du panneau principal. Le calcul de cet élément sera conduit indépendamment du panneau principal en tenant en compte d'éventuels efforts qu'il exerce sur ce dernier.

La dalle est présentée dans le schéma suivant :

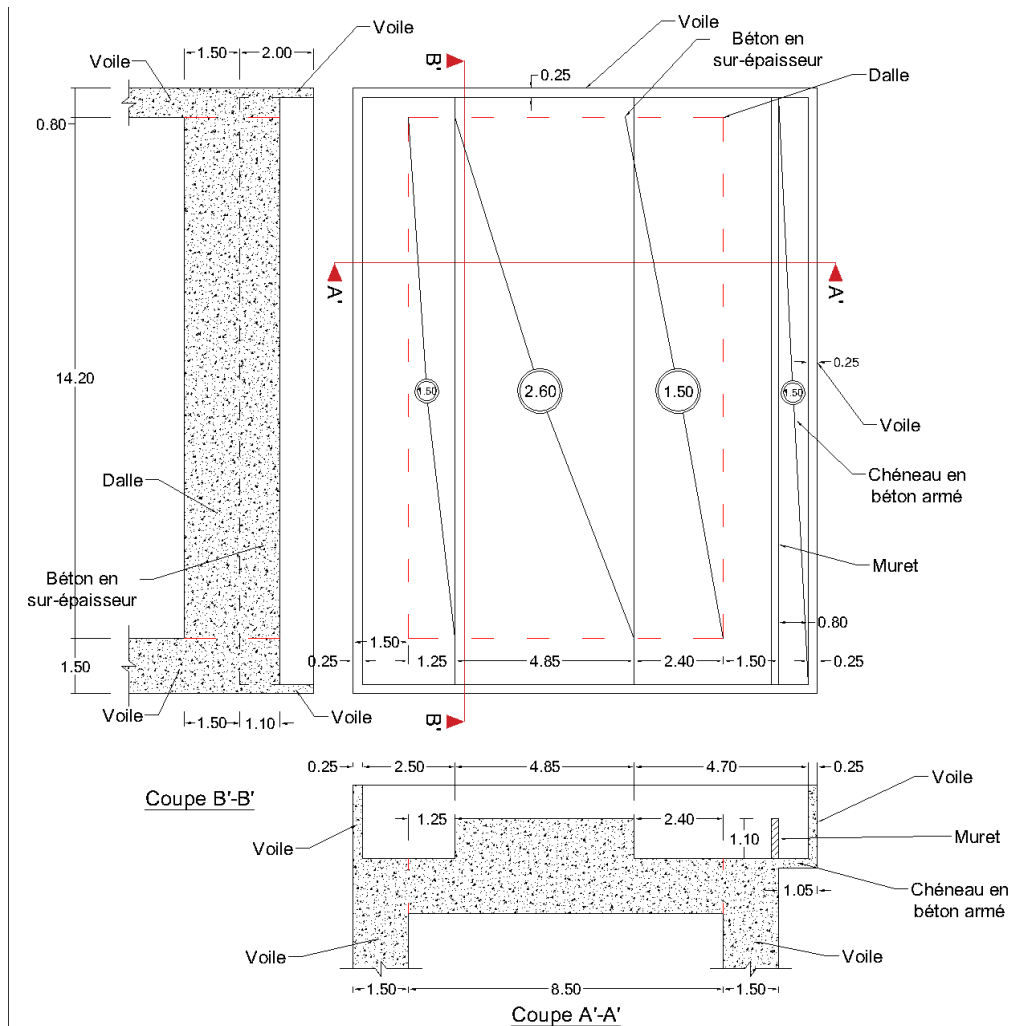


Figure L : Dalle et éléments supportés par la dalle

Les charges supportées par la dalle, matérialisée en trait discontinue rouge, sont :

- son poids propre ;
- le béton en surépaisseur sur son extrados (face supérieure) ;
- le chéneau d'évacuation d'eau pluvial en console sur la longueur de la dalle qui supporte en bout de console un voile architecturale.

Modalité de sollicitation :

La dalle est soumise à de la flexion simple, moment fléchissant et effort tranchant.

Les notations suivantes sont adoptées :

- ℓ_x et ℓ_y les dimensions horizontales de la dalle, telles que $\ell_x \leq \ell_y$;

- h : l'épaisseur de la dalle

A.5.1.1.2 Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul

a. Caractéristiques des matériaux

(cf. Annexe **A.2**, p. **XIII**)

b. Hypothèses de calcul

Les différentes hypothèses considérées pour le dimensionnement à l'ELS sont exposées *Article A.4.5,1. p. CLXXXI*.

A.5.1.1.3 Justification en phase définitive

a. Descente de charges

1. Charges permanentes

- Panneau principal

Poids propre de la dalle : $P_{P-D} = 37.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Poids de la surépaisseur de béton : $P_{P-S} = 24.20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

- Console

Les charges constituant console sont le chéneau et le voile en bout de chéneau. Les charges pour ces chacun de ces éléments sont :

Poids propre : $P_{P-C} = 6.56 \text{ [kN/ml]}$

Poids du voile en béton : $P_{P-VAI} = 12.50 \text{ [kN/ml]}$

2. Charges variables

Les seules charges applicables sont les charges d'exploitation.

La toiture étant considérée comme « technique », accessible au personnel d'entretien principalement, on considère une charge d'exploitation de $1.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ (*Article 2.7.3 de la norme NF P 06 - 001 : Bases de calcul - Charges d'exploitation des bâtiments*)).

Charges de maintenance $q_t = 1.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

3. Combinaisons de calcul

ELS Rare :

$$p_1 = G + Q_b = 37.50 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 1.50 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 39.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

b. Modélisation mécanique et détermination des sollicitations de calcul

1. *Considérations préliminaires*

Le calcul est effectué selon la valeur du rapport des portées α (*Article B.7.1. p. CXCI*) :

- si $0.40 < \alpha < 2.50$, le calcul est opéré suivant la plus petite portée comme pour une poutre ;
- sinon, les sollicitations doivent être déterminées dans les deux directions, et la dalle calculée suivant les deux directions, la méthode de calcul est fournie par l'Annexe E.3 des Règles BAEL (*cf. p. CXCVIII*).

Les portées correspondent aux distances mesurées entre nus des appuis de la dalle.

Calcul du rapport α :

$$\alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{8.50 [m]}{14.20 [m]}$$

$$\alpha = 0.598 \geq 0.40 \rightarrow \text{le calcul est conduit dans les deux directions}$$

Schémas statiques de la dalle suivant les deux directions

Afin de déterminer la charge au niveau de la surépaisseur, on procède au calcul du poids spécifique équivalent du béton dans cette zone, soit :

$$\omega_{\text{beq}} = \frac{25 [kN/m^3] \times (8.50 [m] \times 1.50 [m]) + 22 [kN/m^3] \times (4.85 [m] \times 1.10 [m])}{(8.50 [m] \times 1.50 [m]) + (4.85 [m] \times 1.10 [m])}$$

$$\omega_{\text{beq}} = 24.115 [kN/m^3]$$

La charge répartie au droit de la surépaisseur vaut : $G' = \omega_{\text{beq}} \times (1.50 [m] + 1.10 [m])$

$$G' = 24.115 [kN/m^3] \times 2.60 [m] = 62.699 [kN/m^2]$$

Suivant la direction x

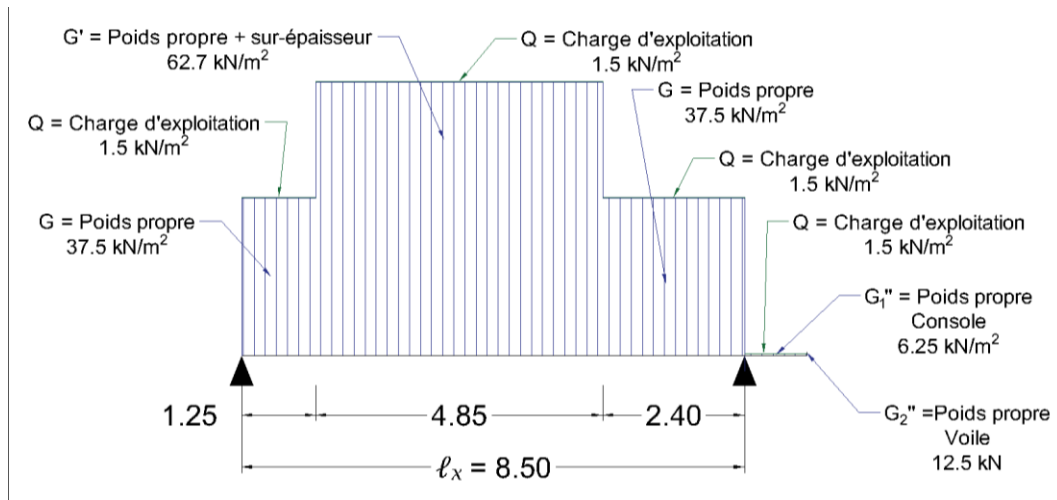


Figure LI : Schéma statique d'une bande de dalle de largeur unitaire suivant ℓ_x

Les charges apportées par le chéneau en console, peuvent être assimilées à un moment

fléchissant équivalent de valeurs $\left\{ \begin{array}{l} G_1'' \times \frac{l_c^2}{2} + G_2'' \times l_c \\ Q \times \frac{l_c^2}{2} \end{array} \right.$, où l_c : portée de la console = 1.05 [m]

$$\left\{ \begin{array}{l} 6.25[kN/m^2] \times \frac{(1.05[m])^2}{2} \times 1.00[ml] + 12.50[kN/ml] \times 1.05[m] = 16.57[m.kN/ml] \\ 1.50[kN/m^2] \times \frac{(1.05[m])^2}{2} \times 1.00[ml] = 0.83[m.kN/ml] \end{array} \right.$$

Le schéma statique modifié se présente comme suit :

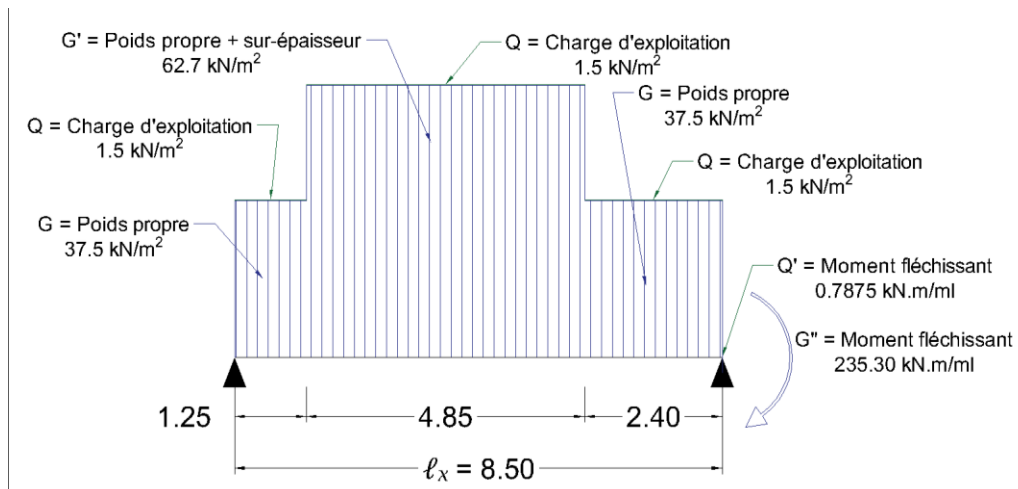


Figure LII : Schéma statique simplifiée de la bande de dalle suivant ℓ_x

Les charges apportées par la console sont d'un impact relativement faible, aussi le moment apporté constitue un facteur de minoration du moment en travée. De ce fait, il apparaît plus intéressant de les négliger et de dimensionner la console séparément. Le schéma statique utilisé pour le calcul des sollicitations en travée se présente comme suit :

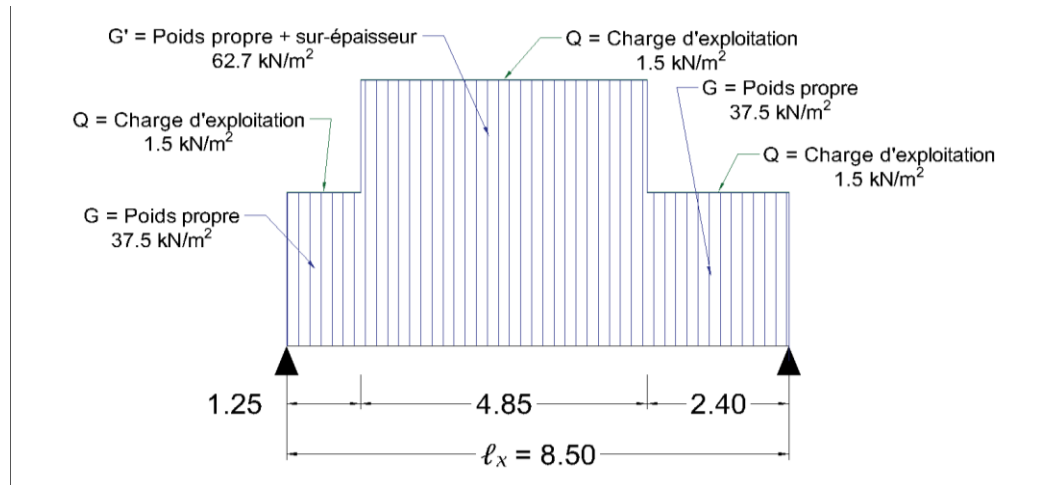


Figure LIII : Schéma statique de calcul de la bande de dalle suivant la direction ℓ_x

Suivant la direction y

Deux zones de chargements sont à distinguer (conséquence de la présence de la surépaisseur) : Une zone sous la charge combinée du poids propre de la dalle et de celle de la surépaisseur et une zone constituée du reste de la surface de la dalle.

Le calcul sera effectué sur la base de la première zone du fait de sa position (la surépaisseur est quasiment au milieu de la dalle et divise la seconde zone en deux sous zones de surfaces inégales et inférieures à celle de la première) et de son importance (la surépaisseur s'étend sur toute la longueur de la dalle et occupe 4.85 [m] sur la largeur totale de la dalle, 8.50 [m] soit 57 % de la largeur et de la surface de la dalle.

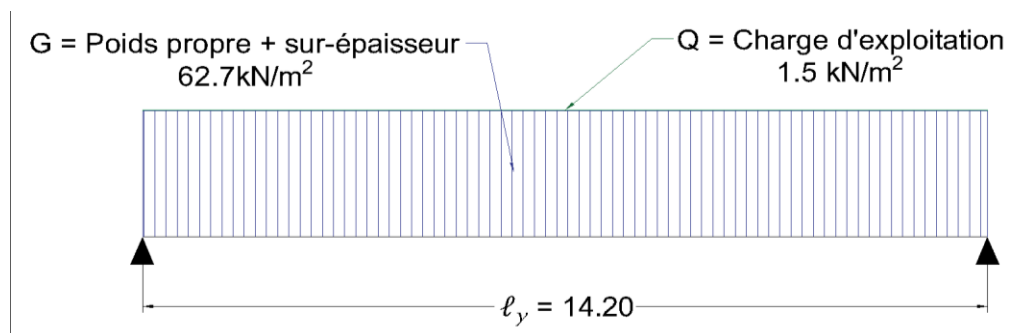


Figure LIV : Schéma statique pour une bande de largeur unité suivant la direction ℓ_y .

2. Méthode de calcul

La méthodologie de calcul fournie par l'Annexe E.3 des Règles BAEL (cf. p. [CXCVIII](#)) pour le calcul des moments des dalles sur appuis continus, n'est valable que pour les charges uniformément réparties sur l'ensemble de la surface de la dalle. Or, la dalle supporte une surcharge en béton d'épaisseur 1.10 [m] appliquée sur plus de la moitié de sa surface (4.85 [m] / 8.50 [m] $\simeq$ 57 %). Le calcul des moments fléchissants repris par la dalle suivant ℓ_x peut-être effectué en répartissant cette surcharge sur toute la largeur ℓ_x , cependant ce surdimensionnement pourrait être une option inutilement onéreuse compte tenu de l'importance relative de la surcharge au regard du poids propre de la dalle (en les supposant de même densité, le rapport des charges équivaldrait au rapport des épaisseurs soit : $(1.10 + 1.50) / 1.50 = 1.73$).

Cette configuration oblige le recours à d'autres méthodes plus adaptées ; l'alternative proposée par les Règles BAEL : les abaques de Pigeaud, permettent d'obtenir, pour un rapport donné des côtés de la dalle et un rapport donné des dimensions de la zone rectangulaire chargée qui a le même centre que la dalle, les moments à mi travée dans chacune des deux directions du panneau pour des bandes de largeur unité. Ces abaques sont établis à partir de la méthode dite « solution de Navier » (cf. annexe [A.6](#), p. [CXV](#)).

L'utilisation de cette méthode (abaques de Pigeaud) peut, par contre, se révéler d'application plus laborieuse lorsque la charge n'est pas centrée (auquel cas, il faut alors procéder par combinaisons des moments obtenus pour des rectangles centrées) et la lecture des abaques ne fournissant pas toujours des résultats précis, les sollicitations seront déterminées directement avec une implémentation de la « Solution de Navier » sur le tableur Excel

3. Résultats

Les résultats obtenus avec le tableur sont résumés dans le tableau suivant, (les résultats détaillés sont donnés à l'annexe [A.6](#), p. [CXVII](#) :

Les valeurs figurant ci-après sont les valeurs maximales obtenues :

Grandeur	Moments [m.kN/ml]		Effort tranchant [kN/ml]	
	Suivant x - M_{0x}	Suivant y - M_{0y}	Suivant x - V_x	Suivant y - V_y
Valeur	349.032	111.646	173.504	199.261

4. Détermination des moments fléchissants pour le calcul

Les moments de fléchissants à considérer pour la justification à l'ELS sont fonction des conditions d'appui de la dalle. Les Règles BAEL fournissent les indications suivantes pour la détermination des moments fléchissant en rapport avec les conditions d'appuis de la dalle elle-même :

- lorsque le panneau est un élément d'une dalle continue, ou relié à des appuis présentant un moment d'inertie assez important, il en résulte un encastrement partiel sur ses bords. Les valeurs de calcul sont obtenus en affectant des coefficients réducteurs aux valeurs des moments fléchissants obtenues en travée ; les coefficients de réduction et le mode de calcul des moments sur appui sont données *Article A.8.2,32., § A.8.2,3 (cf. p. CLXXXVIII)* ;
- sinon, le panneau de dalle est isolé et articulé sur ces appuis (c'est le cas considéré pour les calculs des sollicitations), les valeurs de calcul sont les valeurs obtenues et les moments sur appuis sont pris supérieurs, au moins, à 15% du moment maximal obtenu en travée *Article A.8.2,43. », § A.8.2,4 (cf. p. CLXXXIX).*

Le second cas de figure sera considéré afin de prendre en compte les effets des interactions entre éléments. Cependant, les valeurs des moments en flexion en travée ne sont pas minorées afin de disposer d'une plus grande sécurité compte tenu des dimensions de la dalle. Les coefficients des autres moments sont pris égaux à 30 % et la vérification de la règle de fermeture des moments est effectuée à $1.25 \times M_0$ (cf. *Article A.8.2,32. § A.8.2,3. p. CLXXXVIII*). Les valeurs considérées sont :

Moment	Suivant x [m.kN/ml]		Suivant y [m.kN/ml]	
	Expression	Valeur	Expression	Valeur
Isostatique maximal en articulation	$M_0 = \text{Max} (M_{0x} ; M_{0y}) = 349.03$			
En travée	$M_{tx} = 1.00 \times M_{0x}$	349.03	$M_{ty} = 1.00 \times M_{0y}$	111.65
Sur appuis en indice w : appui gauche et e : appui droit	$\begin{cases} M_{wx} = 0.30 \times M_0 \\ M_{ex} = 0.30 \times M_0 \end{cases}$	$\begin{matrix} M_{wx} = 104.71 \\ M_{ex} = 104.71 \end{matrix}$	$\begin{cases} M_{wy} = 0.30 \times M_0 \\ M_{ey} = 0.30 \times M_0 \end{cases}$	$\begin{matrix} M_{wy} = 104.71 \\ M_{ey} = 104.71 \end{matrix}$
Fermeture des moments.	$M_{tx} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_0 \rightarrow 453.74 [m. kN/ml] \geq 436.29[m. kN/ml]$			

c. Dimensionnement de la dalle

1. *Justifications vis-à-vis de la durabilité*

Le calcul est effectué pour une bande de largeur $b = 1.00$ [m]

Données complémentaires:

Coefficient d'équivalence : $n = 15$

En hypothèse, hauteur utile : $d = 0.90 \times h = 0.90 \times 1.50$ [m] = 1.35 [m]

i. Calcul des armatures de flexion en travée

Direction x

Moment de calcul à l'ELS : $M_{ser} = M_{tx} = 349.032$ [m.kN] = 0.349 [m.MN]

- Calcul du bras de levier réduit - α_1

$$\alpha_1 = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \times 15.00 \text{ [MPa]}}{15 \times 15.00 \text{ [MPa]} + 200.00 \text{ [MPa]}} \rightarrow \alpha_1 = 0.529$$

- Moment résistant – M_{rb}

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times \overline{\alpha}_1 \times \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right) \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0.529 \times \left(1 - \frac{0.529}{3}\right) \times 1.00 \text{ [m]} \times (1.35 \text{ [m]})^2 \times 15.00 \text{ [MPa]}$$

$$M_{rb} = 5.959 \text{ [m.MN]} \geq M_{ser} = 0.349 \text{ [m.MN]}$$

On a alors : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$, $\sigma_s = \overline{\sigma}_s$ et section d'aciers comprimés $A_{ser}' = 0$.

- Moment réduit - μ_s

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\mu_s = \frac{0.349 \text{ [m.MN]}}{1.00 \text{ [m]} \times (1.35 \text{ [m]})^2 \times 200 \text{ [MPa]}} \rightarrow \mu_s = 9.576 \times 10^{-4}$$

- Bras de levier - z_b

$$z_b = \frac{15}{16} \times d \times \frac{40 \times \mu_s + 1}{54 \times \mu_s + 1}$$

$$z_b = \frac{15}{16} \times 1.35 [m] \times \frac{40 \times 9.576 \times 10^{-4} + 1}{54 \times 9.576 \times 10^{-4} + 1} \rightarrow z_b = 1.249 [m]$$

- Section d'aciers tendus en travée - A_{tx}

$$A_{sx} = \frac{M_{ser}}{z_b \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{tx} = \frac{0.349 [m \cdot MN]}{1.249 [m] \times 200 [MPa]} \rightarrow A_{tx} = 1.397 \times 10^{-3} [m^2] \sim A_{tx} = 1.4 \times 10^{-3} [m^2]$$

$$A_{tx} = 14.00 [cm^2/ml]$$

- Section d'acier minimale - A_{min}

$$\mu_s = 0.0009 < 0.0018 \rightarrow \text{Calcul nécessaire}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.10 [MPa]}{500 [MPa]} \times 1.00 [m] \times 1.35 [m] \rightarrow A_{min} = 1.304 \times 10^{-3} [m^2/ml]$$

- Section d'acier à retenir - A_{ser}

$$A_{txser} = \text{Max} (A_s; A_{min})$$

$$A_{txser} = \text{Max} (14.00 [cm^2/ml]; 13.04 [cm^2/ml]) \rightarrow A_{txser} = 14.00 [cm^2/ml]$$



Vérification à l'ELUR

Normalement, la section déterminée en FTP est plus importante qu'en FPP, une vérification sommaire sera conduite toutefois, pour le principe. La justification est conduite suivant l'organigramme suivant, inspiré de l'organigramme de calcul à l'ELUR⁸.

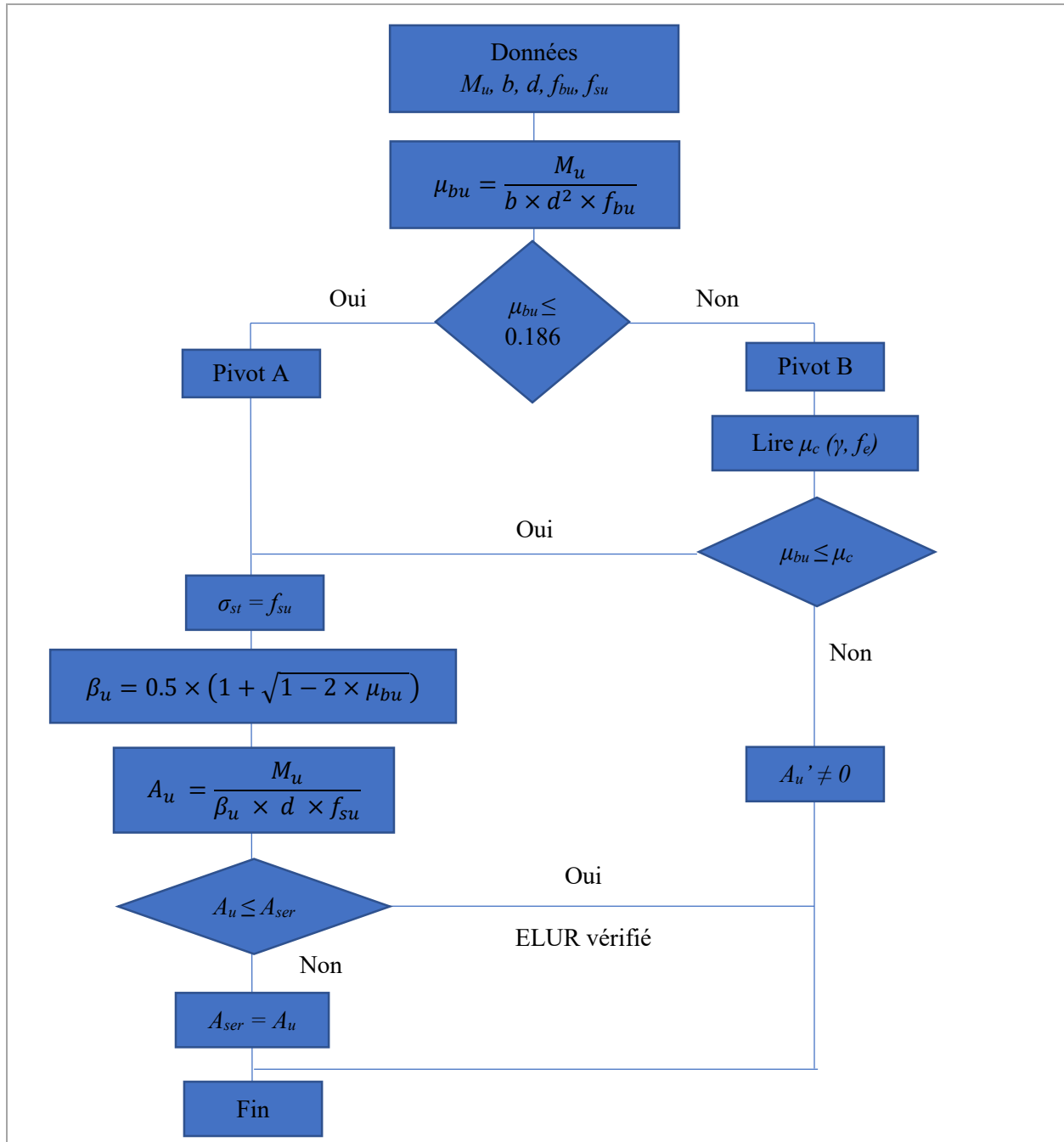


Figure LV : Organigramme de calcul de la section ELUR sans acier comprimés

⁸ LAMIRAULT et RENAUD, *Béton armé - Guide de calcul*, 79.

Avec

Grandeur - Notation	[Unité]	Grandeur - Notation	[Unité]
Moment ultime - M_u	[m.MN]	Rapport des moments - γ	[-]
Moment réduit - μ_{bu}	[-]	Bras de levier réduit - β_u	[-]
Moment critique réduit - μ_c	[-]	Section d'acier - A_u	[m ²]
Contrainte des aciers tendus- σ_{st}	[MPa]	Aciers comprimés - A_u'	[m ²]

Rapport γ	Résistances caractéristiques du béton f_c (MPa)									
	18	20	22	25	27	30	32	35	37	40
1.35	.2138	.2271	.2392	.2554	.2652	.2784	.2864	.2974	.3041	.3132
1.36	.2165	.2299	.2421	.2584	.2683	.2816	.2897	.3007	.3074	.3167
1.37	.2191	.2327	.2450	.2615	.2714	.2849	.2930	.3041	.3108	.3202
1.38	.2219	.2355	.2479	.2646	.2746	.2881	.2963	.3075	.3143	.3236
1.39	.2246	.2383	.2509	.2677	.2777	.2914	.2996	.3109	.3178	.3271
1.40	.2273	.2412	.2538	.2708	.2809	.2947	.3030	.3143	.3212	.3307
1.41	.2300	.2440	.2568	.2739	.2841	.2979	.3063	.3178	.3247	.3342
1.42	.2328	.2469	.2598	.2770	.2873	.3013	.3097	.3212	.3282	.3378
1.43	.2355	.2498	.2627	.2802	.2905	.3046	.3131	.3247	.3317	.3414
1.44	.2383	.2527	.2658	.2833	.2938	.3079	.3165	.3281	.3352	.3449
1.45	.2411	.2556	.2688	.2865	.2970	.3113	.3199	.3316	.3388	.3485
1.46	.2439	.2585	.2718	.2896	.3003	.3146	.3233	.3352	.3423	.3521
1.47	.2467	.2615	.2749	.2929	.3036	.3181	.3268	.3387	.3459	.3558
1.48	.2495	.2645	.2780	.2961	.3069	.3215	.3302	.3422	.3495	.3594
1.49	.2523	.2674	.2811	.2993	.3102	.3249	.3337	.3458	.3530	.3631
1.50	.2552	.2704	.2842	.3025	.3135	.3283	.3372	.3493	.3567	.3668

Figure LVI: Moments critiques réduits - Aciers HA de nuance Fe E 500

- Combinaison de calcul

ELU fondamentale

$$p_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q_b = 1.35 \times 37.50 [kN/m^2] + 1.50 \times 1.50 [kN/m^2]$$

$$p_u = 52.87 [kN/m^2]$$

Avec la solution de Navier nous obtenons les sollicitations suivantes :

Grandeur	Moments [m.kN/ml]		Effort tranchant [kN/ml]	
	Suivant x - M_{0x}	Suivant y - M_{0y}	Suivant x - V_x	Suivant y - V_y
Valeurs obtenus	472.531	151.157	234.887	269.822

Données complémentaires:

Moment de calcul à l'ELU : $M_u = 472.531 \text{ [m.kN/ml]} = 0.473 \text{ [m.MN/ml]}$

- Moment réduit - μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.473 \text{ [m.MN/ml]}}{1.00 \text{ [m]} \times (1.35 \text{ [m]})^2 \times 14.17 \text{ [MPa]}} \rightarrow \mu_{bu} = 0.018$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \rightarrow \text{Pivot A, Aciers comprimés non nécessaires}$$

- Bras de levier réduit - β_u

$$\beta_u = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$\beta_u = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) \rightarrow \beta_u = 0.991$$

- Section d'aciers tendus - A_u

$$A_{txu} = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times f_{su}}$$

$$A_{txu} = \frac{0.472 \text{ [m.MN/ml]}}{0.991 \times 1.35 \text{ [m]} \times 435 \text{ [MPa]}} \rightarrow A_{txu} = 8.122 \times 10^{-4} \text{ [m}^2\text{/ml]}$$

$$\mu_{bu} < 0.03 \rightarrow \text{Calcul de } A_{min} \text{ facultatif}$$

$$A_{txu} = 8.12 \text{ [cm}^2\text{/ml]} < A_{txser} = 13.97 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \rightarrow \text{l'ELS est bien prédominant}$$

Direction y

En l'absence de charges concentrées, la section d'aciers longitudinaux est prise forfaitairement égale à : $A_{tyser} = \frac{A_{txser}}{4}$ (cf. Article A.8.2, 41. § A.8.2.4. p. CLXXXIX), dans le cas présent le calcul de la section en travée suivant la direction « y » ne sera conduit que si la condition suivante est respectée : $\frac{M_{tx}}{M_{ty}} > 4$, étant entendu que pour une même section, toutes choses égales par ailleurs, les rapports des moments et des sections sont sensiblement égaux.

$$\frac{M_{tx}}{M_{ty}} = \frac{349.032}{111.646} = 3.126 < 4$$

En appliquant le principe de l'égalité entre rapport des moments et celui des sections d'armatures, il est possible d'évaluer approximativement la valeur des sections d'acier tendus à :

$$\frac{A_{tx}}{3.126} = \frac{13.97 [cm^2/ml]}{3.126} = 4.47 [cm^2/ml]$$

Cette section est supérieure à la section minimale forfaitaire nécessaire :

$$\frac{A_{txser}}{4} = \frac{13.97 [cm^2/ml]}{4} = 3.49 [cm^2/ml]$$

La section d'acier retenue est donc : $A_{tyser} = 4.47 [cm^2/ml]$

Condition de non fragilité

La condition de vérification est donnée par l'Article B.7.4. (cf. p. CXCIII).

La section étant calculée pour un mètre linéaire, la condition de non fragilité devient pour des aciers Fe E 500 :

$$\begin{cases} A_{ymin} [cm^2/ml] = 6 \times h \\ A_{xmin} [cm^2/ml] = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{ymin} [cm^2/ml] \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} A_{ymin} = 6 \times 1.5 [m] = 9.00 [cm^2/ml] \\ A_{xmin} = \frac{3 - 0.598}{2} \times 9 = 10.81 [cm^2/ml] \end{cases}$$

Les sections retenues pour les armatures de flexion sont :

$$\begin{cases} A_{txser} = 14.00 [cm^2/ml] \\ A_{tyser} = 9.00 [cm^2/ml] \end{cases}$$

ii. Calcul des armatures de flexion sur appuis

La procédure de calcul sont identiques à celles du calcul des sections en travée ; ne seront présentés, ci-après, que les résultats obtenus ainsi que les opérations effectuées.

Grandeur	Application numérique	Valeur	[Unité]
Moment de calcul M_{ser}	0.30×0.349	0.105	[m.MN]
Moment résistant M_{rb}	(cf. II.1.3.4.2. / Travée p. XXXII)	5.929	[m.MN]
	$M_{rb} \geq M_{ser} \rightarrow A'_{ser} = 0$		[-]
Moment réduit - μ_s	$\frac{0.105}{1 \times 1.35^2 \times 200}$	0.0003	[-]
Bras de levier - z_{b1}	$\frac{15 \times 1.35 \times (40 \times 0.0003 + 1)}{15 \times (54 \times 0.0003 + 1)}$	1.261	[m]
Section d'acier - A_s	$\frac{0.105}{1.261 \times 200}$	4.15	[cm ² /ml]
Section minimale - A_{min}	$0.23 \times \frac{2.10}{500} \times 1.00 \times 1.35$	13.04	[cm ² /ml]

Suivant la direction x, la différence entre sections sur appuis et en travée étant relativement faible, on adoptera pour les appuis les mêmes sections qu'en travée.

Suivant la direction y, la section en travée sera prolongée sur les appuis.

Les sections maximales sont retenues :

$$\text{Section d'acier sur appuis : } \begin{cases} A_{ax} = A_{txser} = 14.00 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \\ A_{ay} = A_{tyser} = 9.00 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \end{cases}$$

Des sections transversales sont mises en œuvre sur les appuis, la section de ces armatures est égale à la section forfaitaire des aciers transversaux secondaires. Ainsi :

$$\begin{cases} A_{axtransverse} = \frac{A_{ax}}{4} = \frac{14.00}{4} = 3.50 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \\ A_{aytransverse} = \frac{A_{ay}}{4} = \frac{9.00}{4} = 2.25 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \end{cases}$$

Les sections d'acier obtenues à cette étape seront comparées à celles calculées pour le chainage horizontal des voiles, la section retenue étant la section maximale.

2. Justification vis-à-vis des déformations

La vérification des déformations est conduite suivant l'Article B.7.5. (cf. p. CXCIV).

Conformément à cet article, pour les dalles articulées sur leur contour, la vérification est facultative, sous les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{\ell_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \text{ avec } M_{tx} \geq 0.75 \times M_{0x} \\ \rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Ainsi :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = M_{0x} \\ \frac{1.5}{8.5} = 0.176 > \frac{0.349}{20 \times 0.349} = 0.05 \\ \rho = \frac{1.40 \times 10^{-4}}{1 \times 1.35} = 1.04 \times 10^{-4} \leq \frac{2}{500} = 0.004 \end{array} \right.$$

L'ensemble des conditions sont satisfaites, la vérification des déformations n'est pas nécessaire.

3. Justification sous sollicitations tangentes

Elle conduite conformément à l'Article B.7.6,23 § B.7.6,2 (cf. p. CXCV), avec les valeurs d'efforts obtenus à l'ELUR.

Conformément à cet article, les armatures d'efforts ne sont pas exigibles lorsque sont réunies les conditions énoncées à l'Article A.5.3,3, (cf. p. CLXXXV) soient :

- l'élément en cause n'est soumis qu'à des charges réparties, lentement variables, non susceptibles d'effets dynamiques ou de choc ;
- la surface de reprise est traitée pour lui donner une rugosité importante, par exemple en ménageant des indentations de liaison ;
- la contrainte tangente calculée sous sollicitation ultime n'excède pas 0.35 [MPa] ;
- la contrainte normale éventuelle est une compression.

Avec la contrainte de cisaillement est donnée par l'Article A.5.1,1 (cf. p. CLXXXIII) et vaut :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times z_b}$$

Ainsi, ($z_b = \beta_u \times d$, β_u a été calculé dans le point Vérification à l'ELU (cf. p. XXXIV) :

$$\tau_u = \frac{0.270 [MN]}{1.00 [ml] \times 0.991 [m] \times 1.50 [m]} = 0.182 [MPa]$$

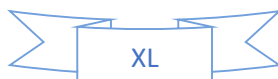
- La dalle ne reprend que, comme charge importante, son poids propre et la surépaisseur en béton qui bien que limitée à une partie de la surface de la dalle est bien une charge répartie, ces charges sont lentement variables et non susceptibles d'effets dynamiques ;
- la surface de bétonnage est traitée par réalisation d'indentations ;
- la contrainte tangente $\tau_u = 0.18 [MPa] \leq 0.35 [MPa]$;
- la section est en flexion pure.

Toutes les conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas nécessité de mettre en œuvre des armatures d'efforts tranchants.

d. Sections d'armature retenues

Les armatures nécessaires sont les armatures de flexion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section d'acier en travée : } \left\{ \begin{array}{l} A_{txser} = 14.00 [cm^2/ml] \\ A_{tyser} = 9.00 [cm^2/ml] \end{array} \right. \\ \text{Section d'acier sur appuis : } \left\{ \begin{array}{l} A_{ax} = 14.00 [cm^2/ml] \\ A_{ay} = 9.00 [cm^2/ml] \end{array} \right. \end{array} \right.$$



A.5.1.1.4 Vérification en phase d'exécution⁹ - Dimensionnement de la prédalle¹⁰

a. Descente de charges

La dalle est coulée en deux parties d'égale épaisseur (0.75 [m]), la partie inférieure doit pouvoir supporter en phase d'exécution les charges de chantier et le poids propre de la partie supérieure lors du coulage et en phase définitive la charges totale de la dalle entière, des surcharges sur la dalle et la charge d'entretien de la toiture.

Les dimensions de la partie inférieure sont : 14.20 [m] × 8.50 [m] × 0.75 [m].

Charges reprises en phase d'exécution sont ::

	Charges	
	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Poids propre - g ₁	25	18.75
Béton CSP - g ₂	25	18.75
Charges de chantier - q _c	-	1.50
Total	-	37.50 + 1.50

Combinaison de calcul :

ELS Rare :
$p_1 = G_{max} + Q_b = 37.50 + 1.50 = 39.00 [kN/m^2]$
ELU Fondamentale :
$p_u = 1.35 \times G_{max} + 1.50 \times Q_b = 1.35 \times 37.50 + 1.50 \times 1.50 = 52.88 [kN/m^2]$

⁹ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 1993, vol. 2, sect. 8. Dalle avec prédalle.

¹⁰ THONIER, vol. 2, sect. 12. Dispositions constructives.

b. Déterminations des sollicitations

1. Calcul des sollicitations sur la prédalle

La partie inférieure ne supporte durant cette phase que des charges uniformément répartie sur toute sa surface, elle est calculée conformément à l'Annexe E.3 des Règles BAEL (p. CXCVIII).

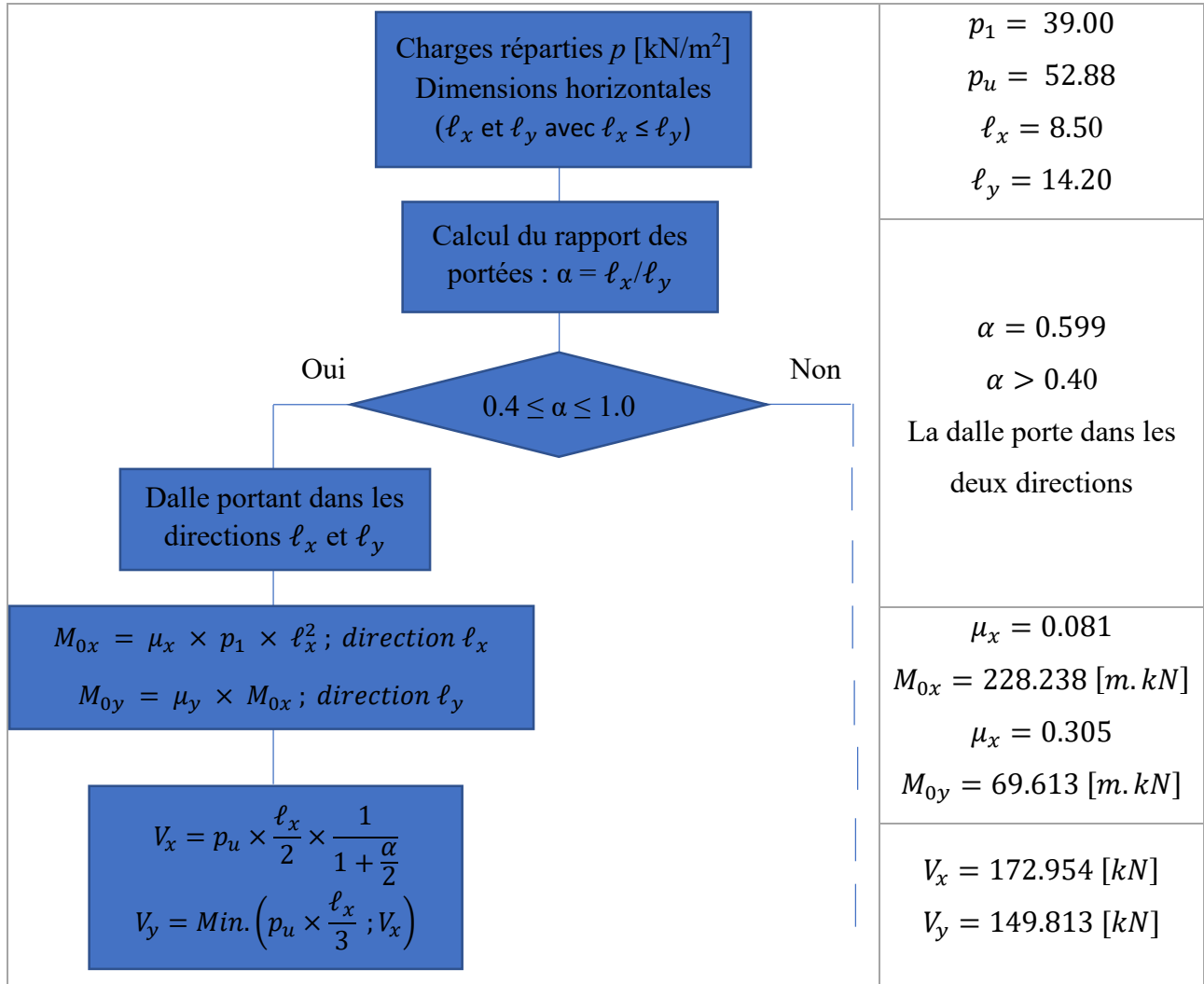


Figure LVII : Calcul des sollicitations sur la dalle

2. Détermination des moments fléchissant de calcul

La dalle est supposée articulée sur son contour, les valeurs des moments calculés suivant l'Annexe E3 sont maintenues telles quelles pour le calcul des sections d'armatures, les moments en travée sont estimés à 30 % du moment isostatique maximal. Les valeurs considérées sont rassemblées dans le tableau suivant :

Moment - Notation	Suivant x	Suivant y	[Unité]
isostatique maximale	$M_0 = \text{Max} (M_{0x} ; M_{0y}) = 228.238$		[m.kN/ml]
en travée	$M_{tx} = M_{0x} = 228.24$	$M_{ty} = M_{0y} = 69.61$	[m.kN/ml]
Sur appuis en indice w : appui gauche e : appui droit	$M_{wx} = M_{ex} = M_{wy} = M_{ey} = 0.30 \times M_0 = 68.47$		[m.kN/ml]

c. Dimensionnement de la prédalle

1. Justifications vis-à-vis de la durabilité

i. Calcul des armatures de flexion en travée

Le calcul est conduit ci-après :

$$\begin{cases} A_{ymin} = 6 \times h = 6 \times 0.75 [m] = 3.00 [cm^2/ml] \\ A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - 0.599}{2} \times 3 = 3.60 [cm^2/ml] \end{cases}$$

Les sections retenues à cette étape sont les suivants :

$$\begin{cases} A_{txser} = \text{Max} (A_{txser} ; A_{xmin}) = \text{Max}(18.61; 3.60) = 18.61 [cm^2/ml] \\ A_{tyser} = \text{Max} (A_{tyser} ; A_{ymin}) = \text{Max}(6.52; 3.00) = 6.52 [cm^2/ml] \end{cases}$$

ii. Calcul des armatures de flexion sur appuis

Les étapes de la procédure de calcul sont identiques à celles du calcul des sections en travée ; ne seront présentés, ci-après, que les résultats obtenus ainsi que les opérations effectuées.

Grandeur	Application numérique	Valeur	[Unité]
Moment de calcul - M_{ser}	0.30×0.228	0.068	[m.MN]
Moment résistant - M_{rb}	(cf. <u>Figure LVIII</u>)	1.490	[m.MN]
	$M_{rb} \geq M_{ser} \rightarrow A'_{ser} = 0$		[-]
Moment réduit - μ_s	$\frac{0.068}{1.00 \times 0.68^2 \times 200}$	0.0007	[-]
Bras de levier - z_{bl}	$\frac{15 \times 0.68 \times (40 \times 0.0005 + 1)}{15 \times (54 \times 0.0005 + 1)}$	0.673	[m]
Section d'acier - A_s	$\frac{0.068}{0.673 \times 200}$	5.09	[cm ² /ml]
Section minimale - A_{min}	$0.23 \times \frac{2.10}{500} \times 1 \times 0.68$	6.52	[cm ² /ml]

Les résultats figurant ci-après :

$$\begin{cases} A_{axser} = A_{txser} = 6.52 [cm^2/ml] \\ A_{ayser} = A_{tyser} = 6.52 [cm^2/ml] \end{cases}$$

2. Justifications vis-à-vis des déformations

Le calcul est opéré suivant la procédure employée en phase définitive (cf. p. XXXIX)

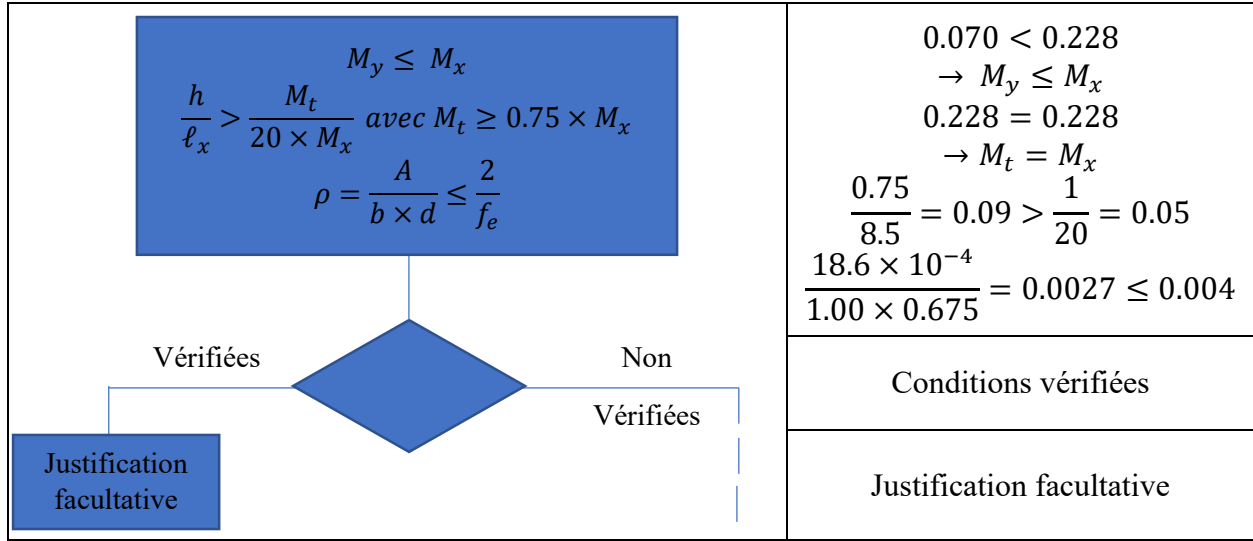


Figure LIX : Déroulement de la justification à l'état limite de déformation

3. Justifications sous sollicitations tangentes

i. Calcul de la contrainte tangente τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times z_b} \text{ où } \begin{cases} z_b = 0.50 \times d \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \\ V_u = V_x \end{cases}$$

avec, μ_{bu} : le moment réduit à l'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow z_b = 0.50 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}} \right)$$

et $M_{tx} = M_{0x} = \mu_x \times p_u \times \ell_x^2 = 0.081 \times 52.88 \times 8.5^2 = 309.438 \text{ [m.kN/ml]}$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times 0.50 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}} \right) \times d}$$

Application numérique :

$$\tau_u = \frac{0.172 \text{ [MN]}}{1.00 \text{ [ml]} \times 0.5 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times \frac{0.309 \text{ [m.MN]}}{1.00 \text{ [ml]} \times 0.675^2 \text{ [m}^2\text{]} \times 14.17 \text{ [MPa]}}} \right) \times 0.675 \text{ [m]}}$$

$$\tau_u = 0.261 \text{ [MPa]}$$

ii. Vérification des conditions de l'article A.5.3.3.

Les armatures d'efforts ne sont pas exigibles lorsque sont réunies les conditions énoncées à l'Article A.5.3.3. (cf. p. CLXXXVI) Ainsi :

- la dalle ne reprend que, comme charge importante, son poids propre et la surépaisseur en béton qui bien que limitée à une partie de la surface de la dalle est bien une charge répartie, ces charges sont lentement variables et non susceptibles d'effets dynamiques ;
- la surface de bétonnage est traitée par réalisation d'indentations ;
- la contrainte tangente $\tau_u = 0.26 \text{ [MPa]} \leq 0.35 \text{ [MPa]}$;
- la section est en flexion simple avec effort tranchant, mais sans effort normal.

Toutes les conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas nécessité de mettre en œuvre des armatures d'efforts tranchants.

d. Sections d'armature retenues

Les armatures nécessaires sont les armatures de flexion :

$$\text{Travée : } \begin{cases} A_{txser} = 18.61 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \\ A_{tyser} = 6.52 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \end{cases}$$

Ces sections d'armature sont placées en partie inférieure de la première partie de la dalle.

A.5.1.1.5 Choix des armatures et ferrailage

a. Dispositions constructives

○ Enrobage

Pour les prédalles, la valeur donnée par le commentaire en *Article B.7.6,1* (cf. p. CXCV) la valeur de l'enrobage est de 5 [cm] pour les prédalles courantes.

○ Diamètre des aciers

Conformément à l'*Article A.4.5,34. § A.4.5,3*, (cf. p. CLXXXII) le diamètre minimale des aciers les plus proches de la paroi est de 8 [mm] en fissuration très préjudiciable.

Le diamètre des barres est limité au dixième de la hauteur de la dalle. (cf. *Article A.7.2,1* p. CLXXXVII).

○ Nappes d'armatures

Selon l'*Article B.7.2,3*, (p. CXCIII) pour les éléments d'épaisseur inférieure ou égale à 7 [cm] et en l'absence de charges localisées importantes, il est possible de ne prévoir qu'une nappe d'armatures pour la section. Sinon deux nappes sont recommandées, ainsi deux nappes d'armatures seront mises en œuvre en travée. Les sections d'armature à répartir en nappe supérieure sont déterminées forfaitairement.

○ Espacement

Les Règles BAEL donnent les espacements maximaux en fissuration très préjudiciable (cf. *Article A.4.5,34, § A.4.5,3* p. CLXXXII). Cependant ces dispositions ne sont valables que pour des épaisseurs supérieures au plus à 40 [cm].

○ Scellement et ancrage sur appui des barres d'acier

La longueur de scellement des barres est donnée par l'*Article A.6.1,221. § A.6.1,2*:

$$\ell_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \begin{cases} \tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence} \\ \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} \\ \psi_s : \text{coefficient de scellement droit} \\ \psi_s = 1.50 \text{ pour les barres HA} \end{cases}$$

Les dispositions d'ancrage des barres considérées sont celles données par les articles B.7.6,3 et « *A.8.2,43.* » § A.8.2,4 qui précise qu'en l'absence de charges concentrées mobiles, les barres sont prolongées sur appuis à raison d'un sur deux au moins.

L'Article B.7.2,1 ajoute que l'ancrage des aciers en barres visé à l'Article A.8.2,43. § A.8.2,4 est considéré comme satisfait si les aciers prolongés sur appui y sont ancrés par une longueur au moins égale au tiers de leur longueur d'ancrage total. Pour les aciers équilibrant les moments d'encastrement, l'Article A.4.1,5 donne les dispositions relatives à l'ancrage.

Les sections en travée et sur appui étant identiques, les sections obtenues en travée seront prolongées sur appuis. Les ancrages réalisés seront alors des ancrages par courbure de barre tendue régies par l'Article A.6.1,25, § A.6.1,2

La méthode de calcul¹¹ des paramètres d'ancrage est basée sur la reprise de l'effort exercé sur l'ancrage :

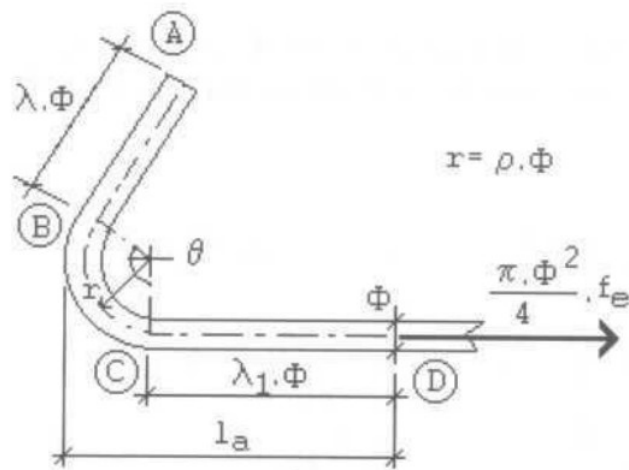


Figure LX : Paramètres d'un ancrage courbe

Avec :

	Grandeur	Unité		Grandeur	Unité
Φ	diamètre de la barre à ancrer	[mm]	r	rayon intérieur de courbure de la barre	[mm]
l_a	longueur d'ancrage de la barre	[m]	θ	angle supplémentaire de l'angle de retour du crochet	[rad]
ρ^*	Rapport r/Φ	[-]	$\lambda-\lambda_1$	Coefficients	[-]

* Les Règles BAEL fixent une valeur minimale de ρ de 3, et la condition de non-écrasement du béton est vérifiée pour $\rho \geq 5.5$.

¹¹ PERCHAT et ROUX, *Pratique du BAEL 91 - Cours avec exercices corrigés*, sect. 4.3. Méthode de calcul d'un ancrage courbe.

La longueur de retour de crochet ($\lambda \times \Phi$) et la longueur d'ancrage (l_a) sont des paramètres interdépendants, suivant le paramètre désiré, la valeur de l'autre est fixée et le paramètre souhaité est déterminée avec l'une des expressions suivantes suivant le cas :

✚ La longueur d'ancrage est fixée

La longueur de retour de crochet est donnée par l'expression :

$$\lambda \times \phi = \frac{1}{\psi} \times [l_s - \phi \times (\rho \times \psi' + \lambda_1)] \text{ avec } \begin{cases} \psi = e^{\mu \times \theta} \\ \psi' = \frac{\psi - 1}{\mu} \end{cases}$$

μ : le coefficient de frottement acier sur béton. L'Article A.6.1,21 § A.6.1,2 donne $\mu = 0.4$.

La valeur du coefficient λ_1 (en supposant la longueur d'ancrage égale à l'épaisseur de l'appui diminuée de l'enrobage) est obtenue comme suit :

$$\lambda_1 \times \phi = a - c - \frac{\phi}{2} - r \rightarrow \lambda_1 = \frac{1}{\phi} \times \left(a - c - \frac{\phi}{2} - r \right)$$

avec a , l'épaisseur de l'appui et c , l'enrobage.

✚ La longueur de retour de crochet est fixée

La longueur d'ancrage est donnée par l'expression :

$$l_a = l_s - k \times \phi \text{ avec } \begin{cases} k = \lambda \times \psi + \rho \times (\psi' - 1) - \frac{1}{2}, \text{ avec } \lambda \geq 5 \\ \mu : \text{coefficient de frottement acier - béton, } u = 0.4 \end{cases}$$

○ Recouvrement des barres

Les barres d'acier ont une longueur maximale de 12 [m], il faut prévoir des recouvrements pour les cas où la longueur à renforcer est supérieure à cette longueur maximale.

Ces recouvrements se font suivant les prescriptions de l'Article A.6.1,223. § A.6.1,2 qui donne :

$$\ell_r = \begin{cases} \ell_s + c, \text{ si } c > 5 \times \emptyset \\ \ell_s, \text{ si } c \leq 5 \times \emptyset \end{cases} \text{ avec } c : \text{la distance séparant les axes des deux barres}$$

Dans cette éventualité, compte tenu des longueurs des barres les positions de mise en œuvre de ces recouvrements seront précisées.



b. Choix des armatures

Le choix des armatures est effectué sur la base des sections obtenues par calcul. L'Article A.4.5,323. § A.4.5,3 qui recommande les dispositions suivantes afin limiter la fissuration :

- utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses ;
- éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries ;
- prévoir le plus grand nombre de barres compatible avec une mise en place correcte du béton, et avec la règle ci-dessus relative aux petits diamètres.

Les sections sont aussi choisies afin d'avoir des espacements et un rapport section réelle/section calculée optimaux.

- Calcul de la longueur d'ancrage et de retour de crochet pour les aciers A_{xser}

Le calcul est effectué pour la longueur retour de crochet. C'est la longueur d'ancrage qui est fixée et prise égale à l'épaisseur de l'appui diminuée de l'enrobage.

Grandeur - Notation	Expression	Valeur	[Unité]
Diamètre - $\emptyset$	-	20	[mm]
Contrainte d'adhérence - τ_{su}	$0.6 \times \psi_{tj}^2 \times f_{tj} = 0.60 \times 1.50^2 \times 2.10$	2.84	[MPa]
Scellement droit - ℓ_s	$\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{0.020 \times 500}{4 \times 2.84}$	0.88	[m]
Angle de courbure - α	-	$\pi / 4$	
Angle θ	$(\pi - \alpha)$	$3 \times \pi / 4$	
Coefficient ρ	-	5.72	[-]
Rayon de courbure - r	$\rho \times \emptyset = 5.72 \times 0.020$	0.08	[m]
Epaisseur de la paroi - a	-	1.50	[m]
Enrobage - c	-	0.05	[m]
Longueur d'ancrage - ℓ_a	$a - 2 \times c = 1.50 - 2 \times 0.05$	1.40	[m]
Facteur λ_1	$\frac{1}{0.020} \times \left(1.50 - 0.05 - \frac{0.020}{2} - 0.08 \right)$	68	[-]
Terme ψ	$e^{\mu \times \theta} = e^{0.4 \times \frac{3\pi}{4}}$	2.57	[-]
Terme ψ'	$\frac{\psi - 1}{\mu} = \frac{2.57 - 1}{0.4}$	3.92	[-]
Retour de crochet - $\lambda \times \emptyset$	$\frac{1}{2.57} \times [0.88 - 0.020 \times (5.7 \times 3.92 + 68.00)]$	-0.36	[m]
$\lambda \times \emptyset = -0.36 [m] \leq 5 \times \emptyset = 0.10 [m]$			



- Calcul de la longueur d'ancrage et de retour de crochet pour les aciers A_{yser}

Grandeur – Notation	Appui gauche	Appui droit	[Unité]
Diamètre - $\emptyset$	16		[mm]
Contrainte d'adhérence - τ_{su}	2.84		[MPa]
Scellement droit - $\square_s$	0.70		[m]
Angle de courbure – α	$\pi / 4$		[rad]
Angle θ	$3 \times \pi / 4$		
Coefficient ρ	6.67		[-]
Rayon de courbure – r	0.08		[m]
Epaisseur de la paroi – a	1.50	0.80	[m]
Enrobage – c	0.05		[m]
Longueur d'ancrage - $\square_a$	1.40	0.70	[m]
Facteur λ_1	85.125	35.125	[-]
Terme ψ	2.57		[-]
Terme ψ'	3.92		[-]
Retour de crochet - $\lambda \times \emptyset$	-0.42	-0.11	[m]
$\lambda \times \emptyset < 0 \leq 5 \times \emptyset = 0.08$ [m]			

- Calcul de la longueur de recouvrement des barres

	A_{xser}	A_{yser}
Longueur entre appuis	14.20	8.50
Longueur sur appui gauche- $\lambda_1 \times \emptyset$	$68 \times 0.020 = 1.32$	$85.125 \times 0.016 = 1.36$
Longueur sur appui droit- $\lambda_1 \times \emptyset$	$68 \times 0.020 = 1.32$	$35.125 \times 0.016 = 0.56$
Arc de courbure – $(\theta \times r)/2$	$\left(\frac{3 \times \pi}{4} \times 0.08\right) \times \frac{1}{2} = 0.09$	
Retour de crochet - $\lambda \times \emptyset$	0.10	0.08
Longueur de barres	$14.2+2 \times 1.36+0.09+0.10$	$8.5+1.37+0.66+0.09+0.08$
	17.11	10.70
	> 12	< 12
Longueur de recouvrement – $\ell_r = \ell_s$	0.88 ~ 0.90	-

Les recouvrements sont effectués à mi-distance entre le centre de la dalle et l'appui et sont alternés sur les barres entre les appuis gauche et droite.

A.5.1.2 Dalle du local de curiethérapie

A.5.1.2.1 Caractéristiques de la dalle

Grandeur - Notation	Valeur	Unité
Portée - ℓ_x	4.00	[m]
Portée - ℓ_y	7.20	[m]
Hauteur de dalle - h	1.00	[m]
Poids spécifique – ω_{b1}	25.00	[kN/m ³]

i. Charges

Permanentes

$$\text{Poids propre } P_{pD} = \omega_{b1} \times h = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]} \times 1.0 \text{ [m]} = 25.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Variables

$$\text{Maintenance toiture : } q_t = 1.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

ii. Combinaisons

ELS Rare :

$$p_1 = G + Q_b = 25.00 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 1.50 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 26.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

ELU fondamentale :

$$p_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q_b = 1.50 \times 25.00 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 1.50 \times 1.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$p_u = 36.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

A.5.1.2.2 Calcul des sollicitations

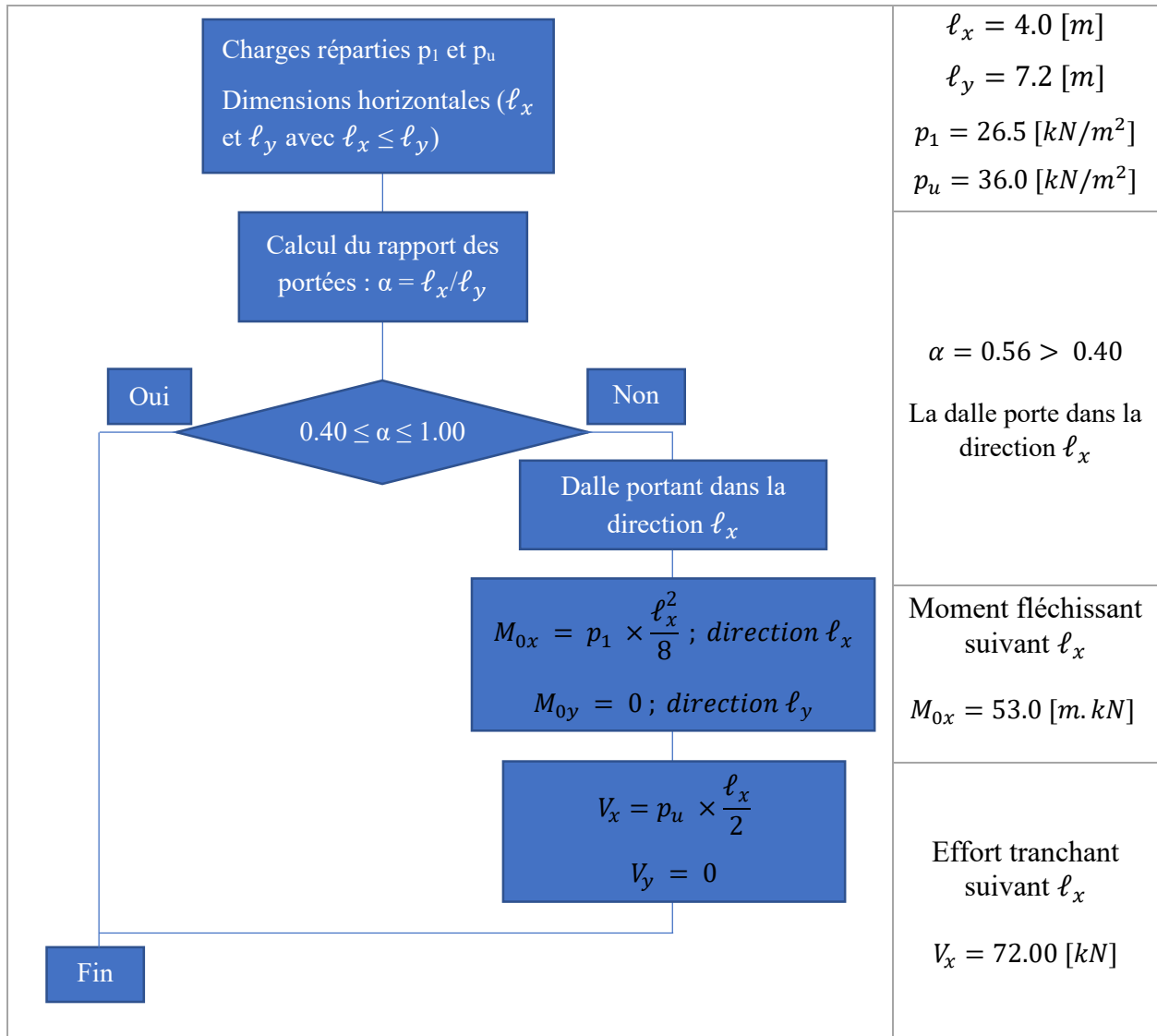


Figure LXI : Calcul des sollicitations de la dalle du local de curithérapie

Détermination des moments de calcul

Moment	Suivant x [m.kN/ml]		Suivant y [m.kN/ml]	
	Expression	Valeur	Expression	Valeur
Isostatique maximal	$M_0 = \text{Max} (M_{0x} ; M_{0y}) = 53.00$			
En travée	$M_{tx} = 1 \times M_{0x}$	53.00	$M_{ty} = M_{0x}/4$	13.25
Sur appuis en indice w : appui gauche et e : appui droit	$\begin{cases} M_{wx} = 0.2 \times M_0 \\ M_{ex} = 0.5 \times M_0 \end{cases}$	$\begin{cases} M_{wx} = 10.60 \\ M_{ex} = 26.50 \end{cases}$	$\begin{cases} M_{wy} = 0.2 \times M_0 \\ M_{ey} = 0.2 \times M_0 \end{cases}$	$\begin{cases} M_{wy} = 10.60 \\ M_{ey} = 10.60 \end{cases}$

A.5.1.2.3 Calcul des armatures de flexion

a. Travée

1. Etat limite d'ouverture des fissures

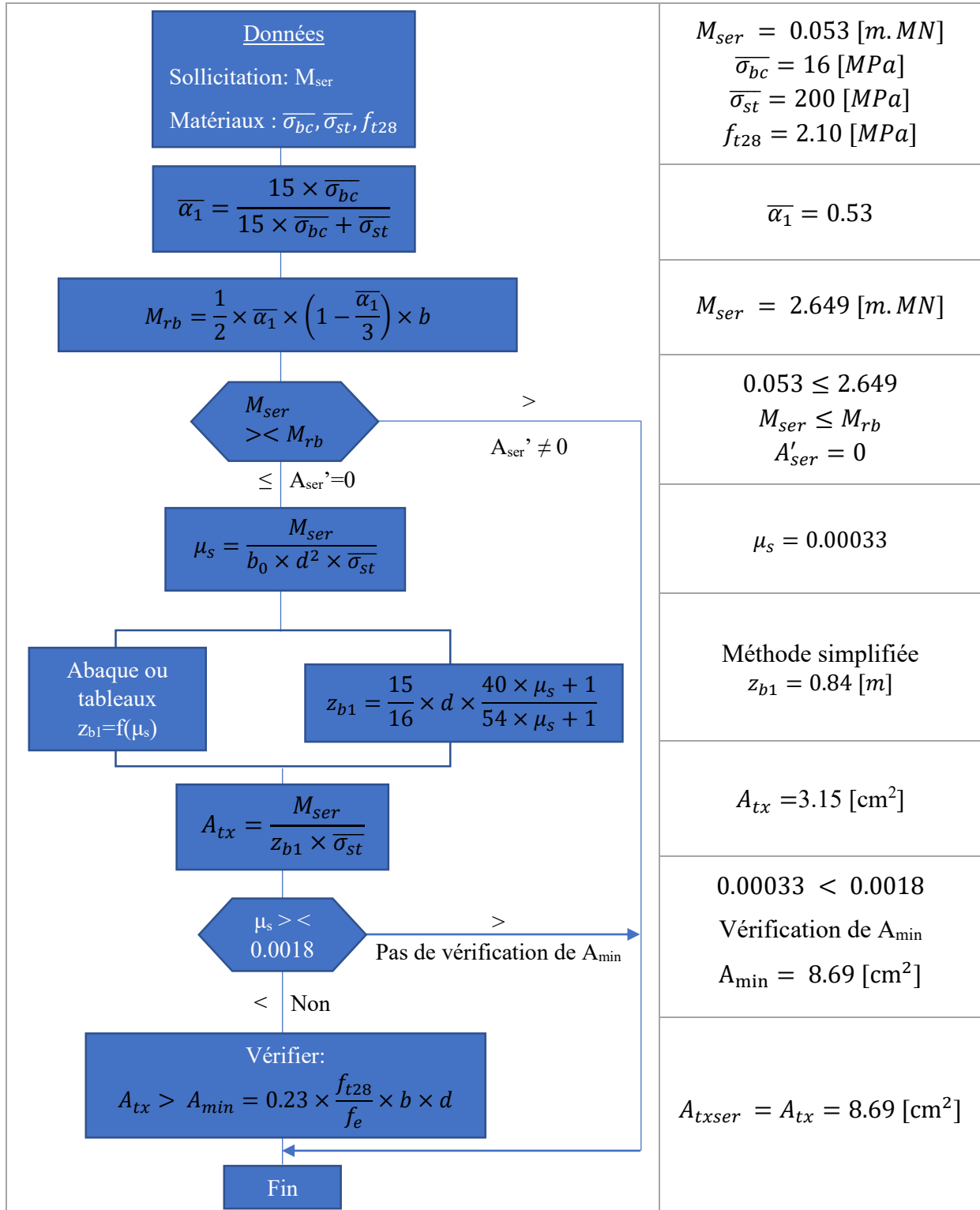


Figure LXII : Déroulement du dimensionnement des armatures d'une section rectangulaire à l'ELS

La section forfaitaire pour la direction « y » est : $A_{tyser} = \frac{A_{txser}}{4} = \frac{8.69}{4} = 2.17 [cm^2/ml]$

2. Condition de non-fragilité

Le calcul est opéré suivant la formule donnée dans la section du même nom du point « Dispositions constructives »

$$\begin{cases} A_{ymin} = 6 \times h = 6 \times 1.00 [m] = 6.00 [cm^2/ml] \\ A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - 0.56}{2} \times 6 = 7.32 [cm^2/ml] \end{cases}$$

Les sections retenues à cette étape sont les suivantes :

$$\begin{cases} A_{txser} = \text{Max} (A_{txser} ; A_{xmin}) = \text{Max}(7.32; 8.69) = 8.69 [cm^2/ml] \\ A_{tyser} = \text{Max} (A_{tyser} ; A_{ymin}) = \text{Max}(2.17; 6) = 6.00 [cm^2/ml] \end{cases}$$

b. Appui

1. Etat limite d'ouverture des fissures

Grandeur	Suivant « x »		Suivant « y »	
	Application numérique	Valeur	Application numérique	Valeur
Moment de calcul $M_{ser} [m.MN]$	0.5×0.053	0.027	0.20×0.053	0.011
Moment résistant $M_{rb} [m.MN]$	2.649			
	$M_{rb} \geq M_{ser} \rightarrow A'_{ser} = 0$			
Moment réduit $\mu_s [-]$	$\frac{0.027}{1 \times 0.9 \times 200}$	0.0002	$\frac{0.069}{1 \times 1.35^2 \times 200}$	0.0001
Bras de levier $z_{bl} [m]$	$\frac{15 \times 0.9 \times (40 \times 0.0002 + 1)}{15 \times (54 \times 0.0002 + 1)}$	0.842	$\frac{15 \times 0.9 \times (40 \times 0.0001 + 1)}{15 \times (54 \times 0.0001 + 1)}$	0.843
Section d'acier $A_s [cm^2/ml]$	$\frac{0.027}{0.842 \times 200}$	1.574	$\frac{0.011}{0.843 \times 200}$	0.629
Section minimale $A_{min} [cm^2/ml]$	$0.23 \times \frac{2.10}{500} \times 1 \times 0.9$	8.694	$0.23 \times \frac{2.10}{500} \times 1 \times 0.9$	8.694
Section retenue $A_s [cm^2/ml]$	$\text{Max} (1.57, 8.69)$	8.69	$\text{Max} (0.63, 8.69)$	8.69

2. Etat limite de déformation

Le calcul est opéré suivant la formule donnée dans la section du même nom p. XXXIX.

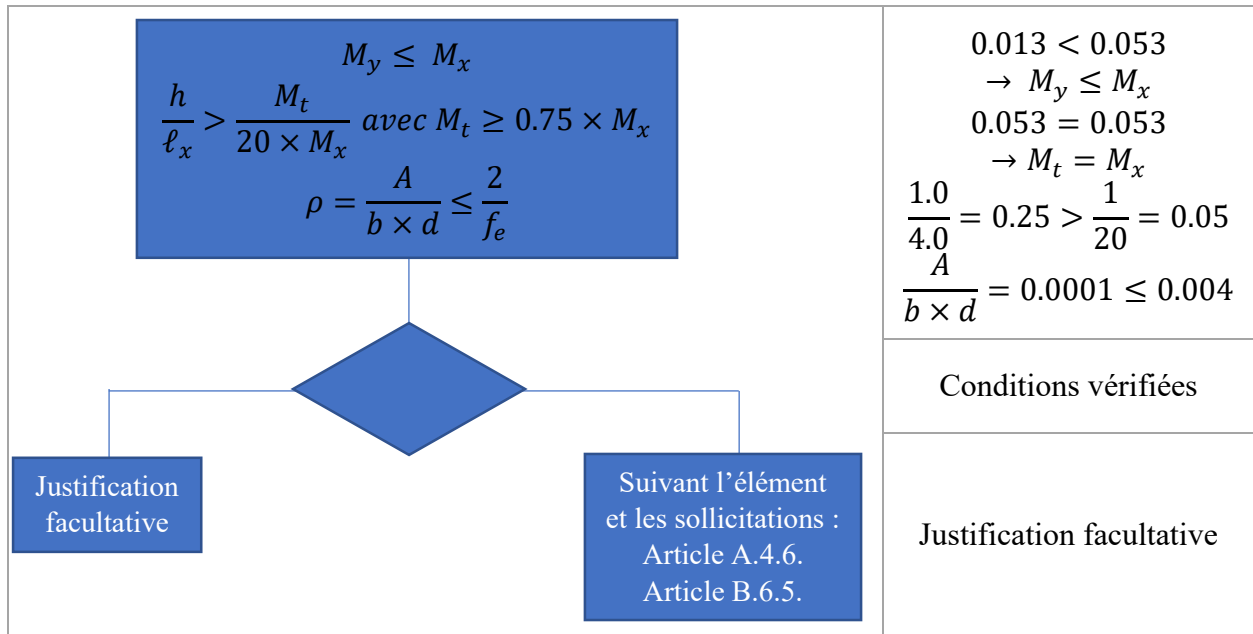


Figure LXIII : Déroulement de la justification à l'état limite de déformation

A.5.1.2.4 Justifications sous sollicitations tangentes

Vérification des conditions de l'Article A.5.3.3. - Surfaces de reprise. :

- la dalle ne reprend que son poids propre, charges sont lentement variable et non susceptible d'effets dynamiques ;
- la surface de bétonnage est traité par réalisation d'indentations ;
- la contrainte tangente $\tau_u = \frac{V_u}{b \times z_b} = \frac{0.072 [MN]}{1.00 [m] \times 0.84 [m]} = 0.09 [MPa] \leq 0.35 [MPa]$;
- la section est en flexion simple avec effort tranchant, mais sans effort normal.

Toutes les conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas nécessité de mettre en œuvre des armatures d'efforts tranchants.

A.5.1.2.5 Choix des sections d'armature

Les sections d'armature calculées seront réparties également entre les deux nappes. Le ferrailage se présente comme suit :

	Section calculée	Armatures	Espacement	Section réelle
A_{txser}	8.69	HA 12	12.5	9.05
A_{tyser}	8.69	HA 12	12.5	9.05

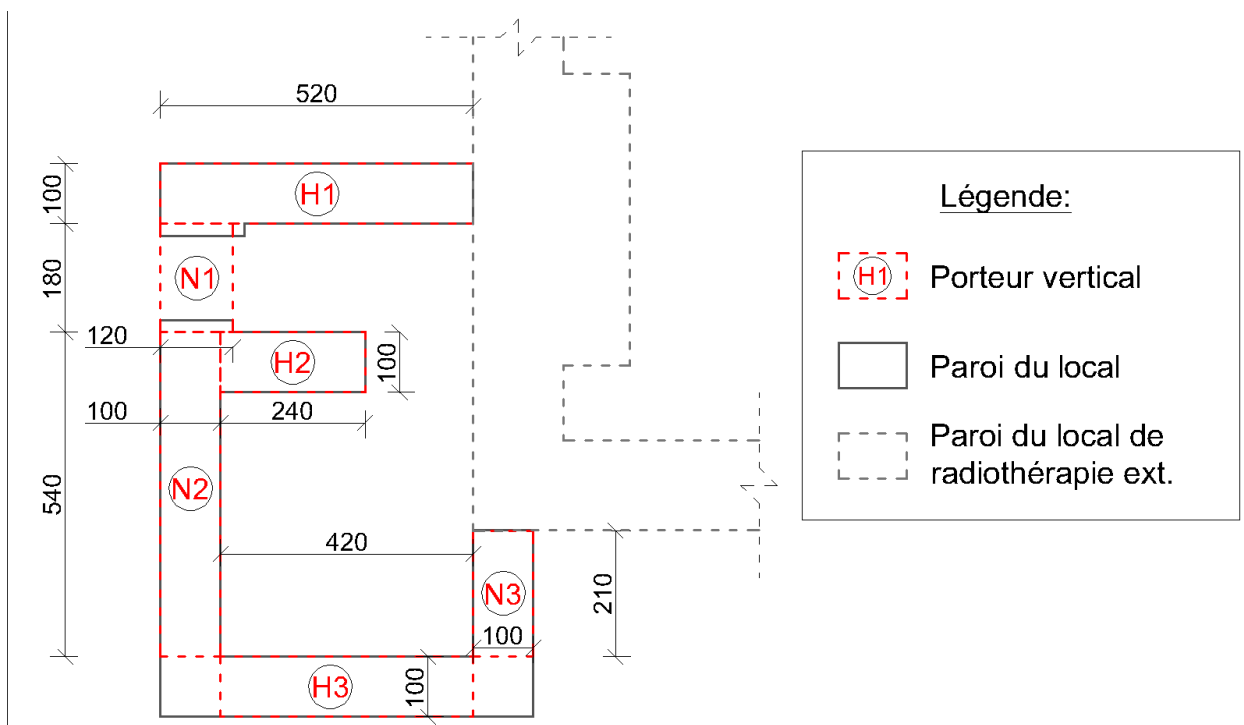


Figure LXVI : Vue en plan du local de curietherapie - Détails des dimensions

Le détail des dimensions (Longueur $\times$ Largeur $\times$ Longueur libre) est fourni dans le tableau suivant :

N°	Dimensions	N°	Dimensions
V1	14.20 $\times$ 1.50 $\times$ 5.10	H1	5.20 $\times$ 1.00 $\times$ 4.60
V2	9.30 $\times$ 0.80 $\times$ 5.10	H2	2.40 $\times$ 1.00 $\times$ 4.60
V3	10.80 $\times$ 1.50 $\times$ 5.10	H3	4.20 $\times$ 1.00 $\times$ 4.60
V4	6.10 $\times$ 1.00 $\times$ 5.10	N1	1.80 $\times$ 1.20 $\times$ 4.60
V5	8.50 $\times$ 1.50 $\times$ 5.10	N2	5.40 $\times$ 1.00 $\times$ 4.60
P6	2.15 $\times$ 0.70 $\times$ 5.10	N3	2.10 $\times$ 1.00 $\times$ 4.60

L' « Article B.8.0. - Prescriptions générales. » précise : « En application de l'Article A.1. sont exclus du présent texte [Règles BAEL 91 révisées 99] les murs et parois en béton banché faisant par ailleurs l'objet du D.T.U. 23.1. ».

Le modèle voile-dalle suppose l'ensemble des porteurs verticaux constitués de voiles, cependant certaines des exigences du DTU 23.1 notamment en ce qui concerne les caractéristiques géométriques des voiles ne permettent pas d'appliquer cette hypothèse entièrement. Deux principales catégories de porteurs verticaux sont donc à distinguer :

- les éléments dont les caractéristiques géométriques permettent de les considérer comme des voiles au sens du DTU 23.1 (cf. Conditions d'application des justifications, ci-après) ;
- Les autres éléments pouvant être calculés comme des parois fléchies ou des poteaux. les parois fléchies sont du ressort de l'Annexe E.5 des Règles BAEL (cf. p. CXCIX) et définies comme des « poutres droites de section constante dont la hauteur de section est au moins égale à la moitié de la portée », ces poutres transmettent leurs charges sur des appuis ponctuels de rigidité plus grande que celle la paroi. La plupart des éléments en présence ont des hauteurs beaucoup plus grandes que leurs portées et reposent sur des appuis continus et non ponctuels. Ainsi, les caractéristiques géométriques et la configuration de charge et de fondation permettent plutôt de les définir comme des poteaux.

Pour le dimensionnement deux types d'éléments sont considérés : les voiles et les poteaux.

A.5.2.2 Méthodologie

A.5.2.2.1 Voiles

Le calcul des voiles se fait en deux parties :

- la classification du voile, fonction du revêtement du voile et la sévérité de l'environnement suivant le DTU 23.1 : « Murs en béton banché - Guide pour le choix des types de murs de façade en fonction du site ».
- le dimensionnement, proprement dit, qui consiste essentiellement à la vérification des contraintes appliquées à différentes sections de la hauteur du voile conduit suivant le DTU 23.1 : « Murs en béton banché - Partie 1 : Cahier des clauses techniques ».

a. Classification des voiles

Critères de classification :

- Résistance à la pénétration de la pluie fouettante ;
- Sévérité d'un site lié à sa situation, son exposition et à l'environnement général de la construction.

1. Résistance à la pluie fouettante

Le tableau ci-dessous, définit les différents types :

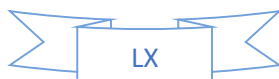


Tableau XXVI: Types de murs selon la résistance à la pluie fouettante

Type de murs	I	II	III	IV
Revêtement étanche extérieur *	Non	Non	Non	Oui
Coupure de capillarité continue dans l'épaisseur du mur	Non	Oui	-	-
Lame d'air continue intérieure avec évacuation vers l'extérieur	Non	Non	Oui	-

* Un enduit extérieur adhérent au mur, susceptible d'être affecté par la fissuration du mur, n'est pas pris en compte (peintures, enduits traditionnels).

2. Sévérité du site

La classification s'effectue en deux étapes :

Sévérité liée à la situation du site

Le tableau suivant donne les différentes classes suivant la situation :

Tableau XXVII : Classe de voiles suivant la situation du site d'implantation

Situations	Description
a	Constructions situées dans les grands centres urbains (ou la moitié au moins des bâtiments ont plus de quatre niveaux)
b	Villes petites et moyennes, périphérie des grands centres urbains
c	Constructions isolées en rase campagne
d	Constructions isolées en bord de mers ou les villes côtières pour des constructions situées à une distance maximale du littoral variant d'au moins 15 fois la hauteur de la construction à 5 ou 10 [km].

Sévérité liée à l'exposition et à l'environnement général du site

La classification est fonction de la hauteur du faîte H de la construction au-dessus du sol.

Les différents cas de figure pouvant se présenter sont schématisés ci- après :

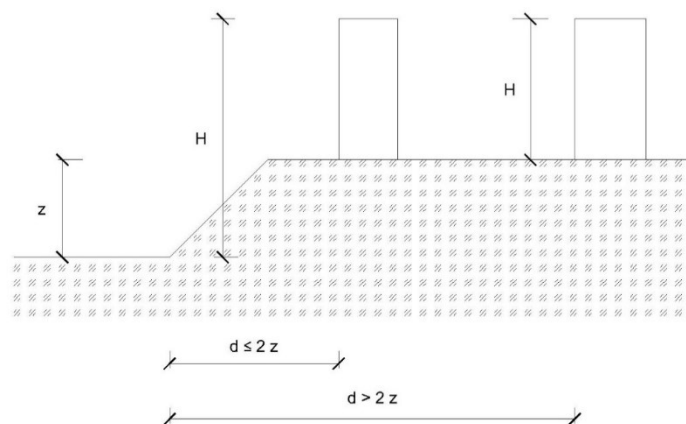
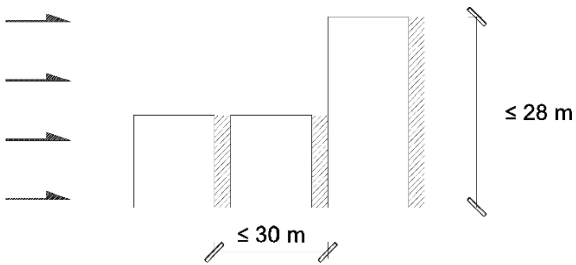
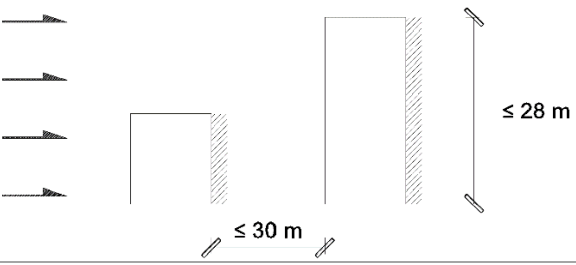
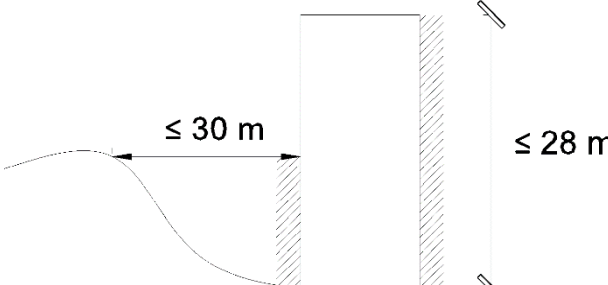
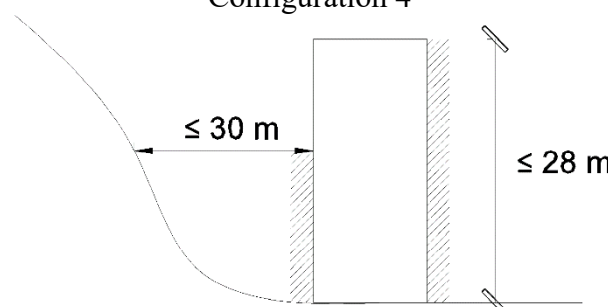
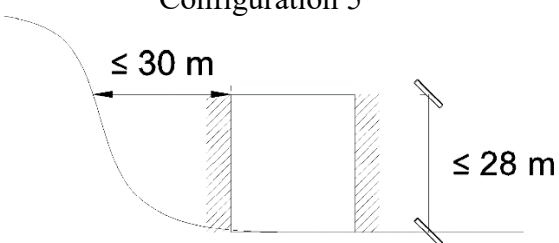


Figure LXVII: Hauteur H de la construction près d'une dénivellation

Tableau XXVIII : Configuration des voiles suivant l'exposition au vent du site d'implantation

Type de façade	Abritée	Non abritée
 = façade abritée	Configuration 1 	Tous les autres cas
	Configuration 2 	
	Configuration 3 	
	Configuration 4 	
	Configuration 5 	

Remarque : En ce qui concerne l'action du vent, il faut utiliser avec prudence la notion de construction abritée par une autre construction, car cette dernière peut être démolie.

Tableau XXIX : Classification des murs

Choix du type de mur	Situation			
	a, b ou c		d	
	Façade		Façade	
Hauteur de la paroi (m)	abritée	Non abritée	abritée	Non abritée
< 6	I	I	I	II
de 6 à 18	I	II	I	II
de 18 à 28	I*	II	I	II ou III**
de 28 à 50	-	II	-	III
> 50	-	II ou IV***	-	IV

* balcons et loggias à considérer comme non abrités.

** III en front de mer seulement.

*** suivant la nature des revêtements du mur.

b. Justifications de la résistance

Les justifications sont menées conformément à la section « 4.2 Justification de la résistance » du DTU 23.1. Les calculs sont conduits avec les valeurs des sollicitations à l'ELUR.

1. Conditions d'application des justifications (Article 4.2.1 – DTU 23.1)

Pour un voile, dont les dimensions de base sont présentées sur la figure ci-dessous.

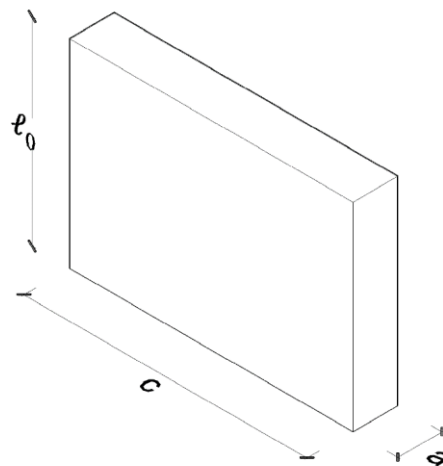


Figure LXVIII : Dimensions des voiles

Le domaine d'application du DTU 23.1 est déterminé par les paramètres suivants :

- longueur du mur, c , au moins égale à 5 fois son épaisseur ($c \geq 5 \times a$) ;
- épaisseur du mur, a , au moins égale à 10 [cm] ;
 - $a \geq 10$ [cm] - voiles intérieurs ;
 - $a \geq 12$ [cm] - voiles extérieurs ;
- élancement mécanique, λ , au plus égal à 80 ($\lambda \leq 80$) ;

- les dispositions constructives ainsi que les méthodes d'exécution sont telles que l'excentricité initiale (géométrique et mécanique) reste inférieure à la valeur maximale de 2 [cm] et de la longueur de flambement, ℓ_f , divisée par 300 $\left(e \leq \text{Max} \left[0.02 [m]; \frac{\ell_f}{300} \right] \right)$;
- la résistance caractéristique du béton à 28 jours est au plus égale à 40 [MPa]. ($f_{c28} \leq 40$ [MPa].)

2. Justification sous sollicitations normales (Article 4.2.2.)

i. Principe

Les calculs ont pour objectif de déterminer la nécessité de sections d'armature de structures verticales et horizontales autres que celles prescrites par les dispositions constructives.

La justification comporte deux étapes principales :

- le calcul de la contrainte limite du voile ;
- la vérification de la résistance de certaines sections transversales horizontales du voile suivant le chargement.

Ces étapes sont représentées par les deux organigrammes ci-après.

A noter :

- La détermination de la contrainte limite du voile nécessite le calcul d'un coefficient noté α . Ce coefficient est fonction de l'élancement mécanique du voile et suivant que le voile est armé verticalement ou non, il se détermine comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si le voile est armé verticalement} \left\{ \begin{array}{l} \lambda \leq 50, \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ 50 \leq \lambda < 80, \alpha = 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right. \\ \text{Voile non armé verticalement et } \lambda \text{ quelconque, } \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \end{array} \right.$$

- La vérification de la résistance, dans le cas de voiles supportant un plancher, les sections à vérifier sont celles situées :
 - à mi-hauteur du voile ;
 - immédiatement sous le plancher à la jonction plancher - voile.

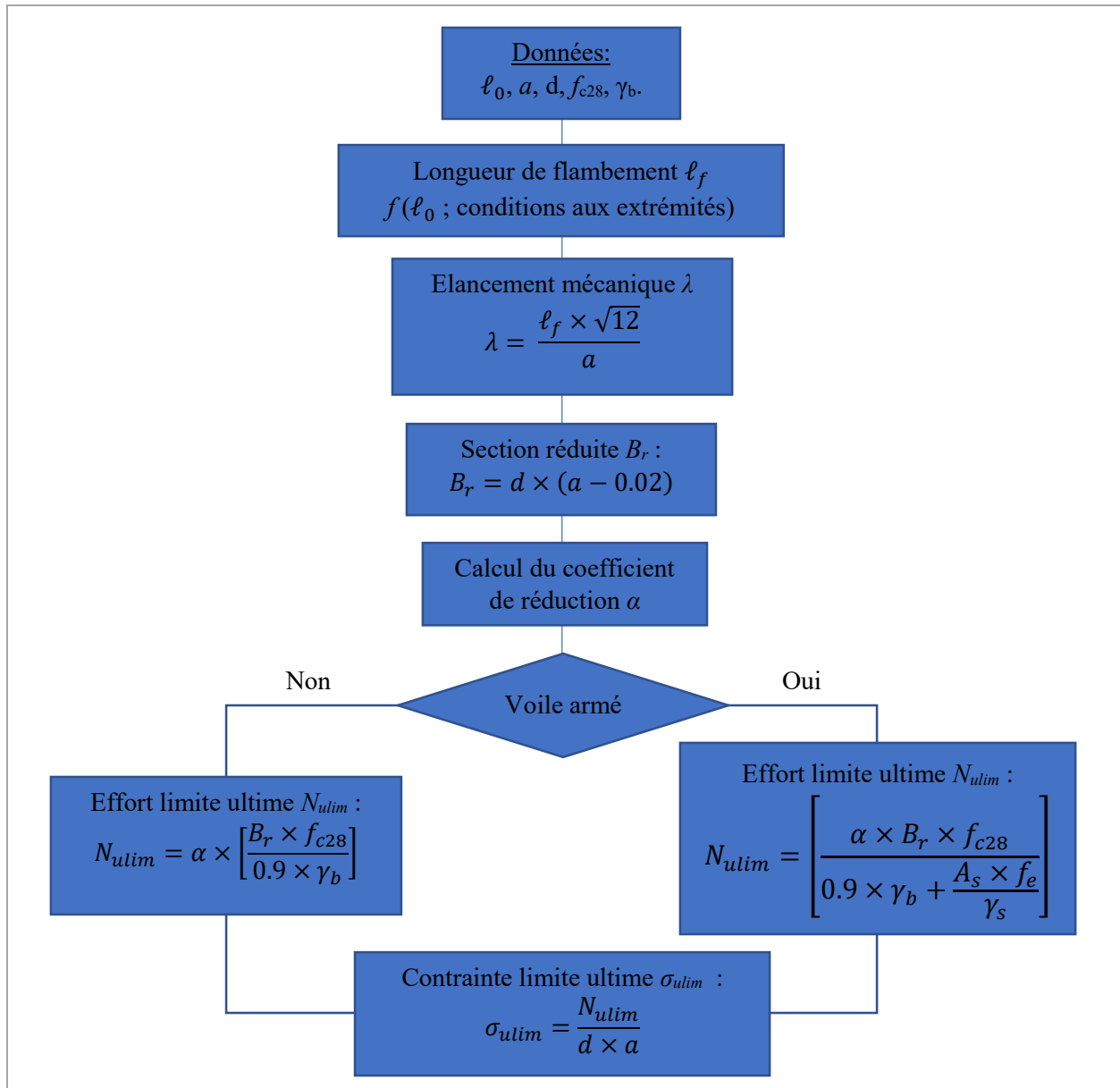


Figure LXIX : Organigramme de calcul de la contrainte limite

Avec :

- d : la longueur de calcul du voile, en [m] ;
- γ : le coefficient partiel de sécurité, indice b pour le béton et indice s pour l'acier, [-] ;
- A_s : la section d'acier de structure, en [m²], si le mur est armé le calcul de A_s est itératif ;

La valeur du coefficient α peut être suivant les conditions d'application des charges. Ainsi, si moins de la moitié des charges est appliquée à plus de 90 jours, mais la majeure partie après 28 jours, diviser α par 1.10. Si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours : diviser α par 1.20 et remplacer f_{c28} par f_{cj} .

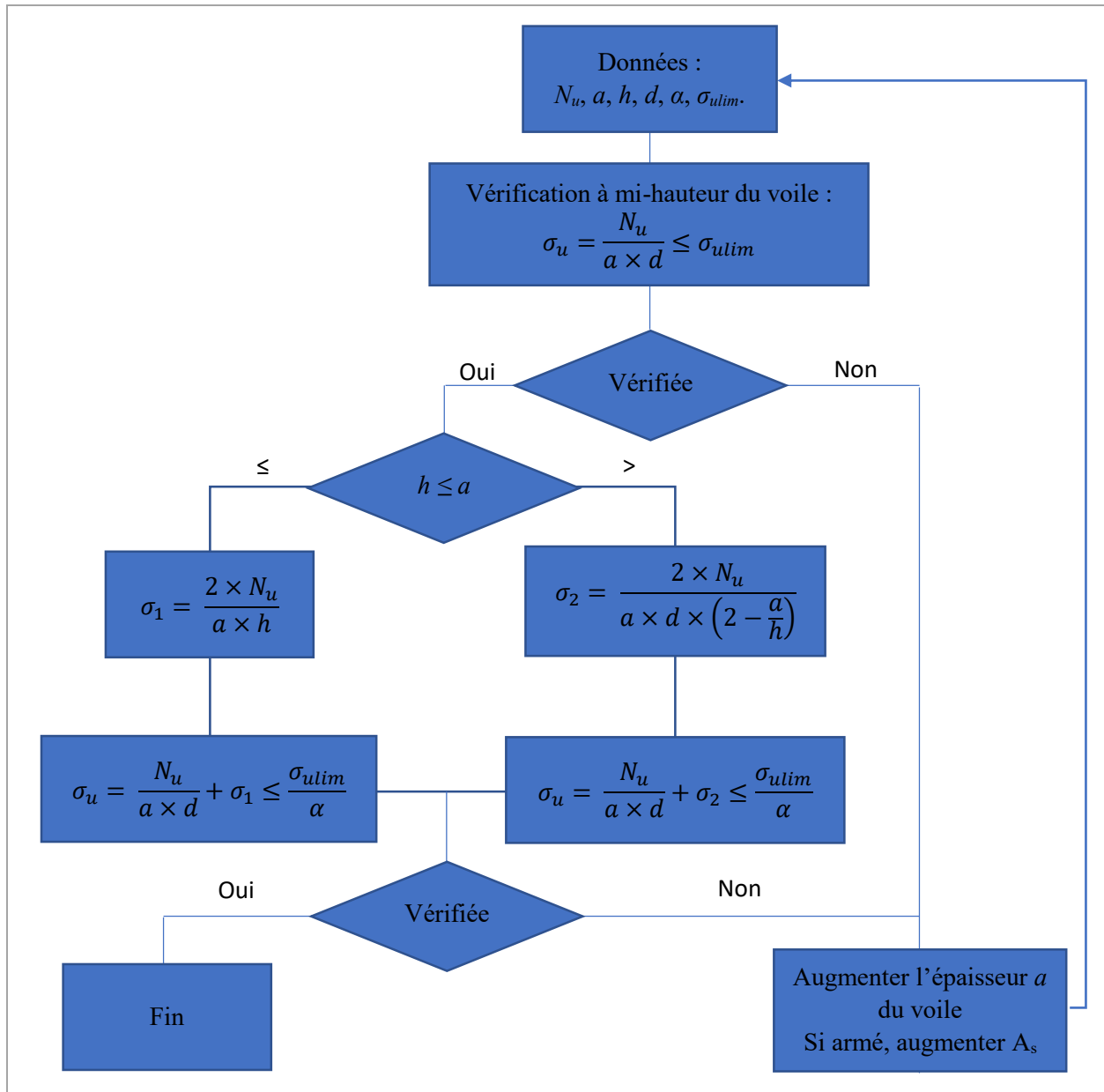


Figure LXX : Organigramme de vérification des sections d'un voile constituant appuis de plancher

Avec

	Grandeur	[Unité]		Grandeur	[Unité]
N_u	Effort normal sur le voile	[MN]	σ_1	Contrainte normale sous le plancher	[MPa]
a	Epaisseur du voile	[m]	σ_2		
d	Longueur de calcul du voile	[m]	σ_u	Contrainte normale sur le voile	[MPa]
h	Epaisseur du plancher repris	[m]	σ_{ulim}	Contrainte normale limite	[MPa]

Les calculs sont conduits en supposant le voile non armé, dans un premier temps, en cas d'insuffisance de la section de béton à reprendre seule les charges, les armatures de structure sont envisagées et les calculs sont menés en supposant le voile armé avec une section A_s .

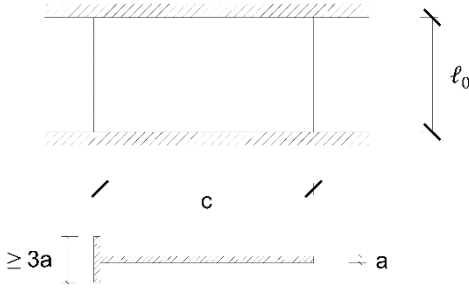
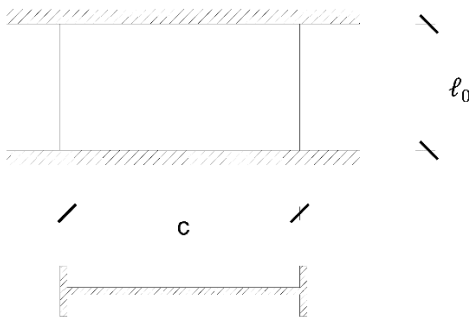
ii. Dispositions diverses et ferrailage

Détermination de la longueur de flambement

Le DTU 23.1 fournit un tableau forfaitaire pour le calcul des rapports entre longueur de flambement ℓ_f et longueur libre ℓ_0 , pour des murs non raidis latéralement par des murs en retour :

		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Avec un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Avec un plancher d'un seul côté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

Pour le cas des murs raidis latéralement, la valeur déterminée précédemment devient une valeur intermédiaire notée ℓ'_f . La longueur de flambement est alors obtenue comme suit :

	Raidisseurs aux extrémités du voile	Longueur de flambement - ℓ_f	
		Voile non armé horizontalement	Voile armé horizontalement
1 raidisseur		Si $\ell'_f \leq 2.5 \times c$ $\ell_f = \frac{\ell'_f}{1 + 0.08 \times \left(\frac{\ell'_f}{c}\right)^2}$	Si $\ell'_f \leq 2.5 \times c$ $L_f = \frac{\ell'_f}{1 + 0.16 \times \left(\frac{\ell'_f}{c}\right)^2}$
		Si $\ell'_f > 2.5 \times c$ $\ell_f = \frac{5 \times c}{3}$	Si $\ell'_f > 2.5 \times c$ $\ell_f = \frac{5 \times c}{4}$
2 raidisseurs		Si $\ell'_f \leq c$ $\ell_f = \frac{\ell'_f}{1 + 0.5 \times \left(\frac{\ell'_f}{c}\right)^2}$	Si $\ell'_f \leq c$ $\ell_f = \frac{\ell'_f}{1 + \left(\frac{\ell'_f}{c}\right)^2}$
		Si $\ell'_f > c$ $\ell_f = \frac{2 \times c}{3}$	Si $\ell'_f > c$ $\ell_f = \frac{c}{2}$

Pour qu'un raidisseur puisse être pris en compte, il faut que sa dimension transversale mesurée suivant la direction perpendiculaire au mur soit au moins égale à trois (03) fois l'épaisseur (a) de ce mur.

Prise en compte des charges concentrées

Une charge concentrée est supposée se répartir à l'intérieur de la zone délimitée par les deux droites partant du point d'application de la charge et inclinée sur la verticale de 1/3 pour les

murs non armés et 2/3 pour les murs armés à condition que la charge répartie ainsi trouvée ait une résultante portée par l'axe de la charge concentrée d'origine.

Sections d'acier minimales (mur armé)

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales, parallèles aux faces du mur ;
- des armatures transversales.

Les sections minimales de ces armatures, sont déterminées comme suit :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal	$\text{Min} (0.33[m] ; 2 \times a ; 0.50 [m])$	$\leq 0.33 [m]$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v \times d \times a$	-
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[10^{-3} ; 1.5 \times 10^{-3} \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \right. \\ \left. \times \left(\frac{3 \times \sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) \right]$ avec $\theta = 1.4$ pour un voile de rive ; $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire par moitié sur chaque face	$\text{Max} \left[\frac{2 \times \rho_{vmax}}{3} ; 10^{-3} \right]$ ρ_{vmax} : le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Aciers transversaux

Ces armatures sont perpendiculaires au parement. Seuls les aciers verticaux (de diamètre $\emptyset_L$), pris en compte dans le calcul de N_{ulim} , sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre $\emptyset_t$). L'espacement est noté s_t .

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre $\emptyset_t$
$\emptyset_L \leq 12 [mm]$	4 épingles par $[m^2]$ de voile	6 [mm]
$12 [mm] < \emptyset_L \leq 20 [mm]$	Reprendre toutes les barres verticales, $s_t \leq 15 \times \emptyset_L$	6 [mm]
$20 [mm] < \emptyset_L$	Reprendre toutes les barres verticales, $s_t \leq 15 \times \emptyset_L$	8 [mm]

3. Justification sous sollicitation tangente dans le plan du mur (article 4.2.3 – DTU 23.1)

Cette vérification est normalement facultative en l'absence de charges horizontales.

La vérification à l'effort tranchant ultime est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05 \times f_{c28}$. : $\tau_u < 0.05 \times f_{c28}$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{V_u}{0.90 \times a \times d} \quad \text{où } \begin{array}{l} V_u : \text{effort tranchant} \\ a : \text{épaisseur du voile} \\ d : \text{longueur du voile} \end{array}$$

c. Dispositions constructives des voiles en béton armé ou non armé

Les éléments présentés dans cette partie sont tirés du « *Chapitre 4 règles techniques de conception et de calcul* » du DTU 23.1 Section « *4.1 Dispositions constructives minimales* ».

Les murs et parois doivent être munis d'armatures minimales dites de comportement

- au droit des ouvertures (concentration de contraintes),
- à leur jonction avec les planchers (chaînages),
- à leurs extrémités.

Ces armatures permettent de palier au problème de retrait et des variations thermiques du béton. En pratique, ces armatures consistent en renforts horizontaux et verticaux, d'abouts de voiles, de chaînage au niveau de chaque plancher et d'attente au niveau des planchers. Le rôle des renforts horizontaux et verticaux au droit des angles des baies est, aussi, d'éviter la création de fissures partant de ces angles dues à la concentration de contraintes.

Les valeurs indiquées par le DTU 23.1 correspondent à des aciers de limite d'élasticité f_e égale à 400 [MPa]. Pour l'utilisation d'aciers de limite d'élasticité différente, les valeurs du DTU sont affectées du coefficient $400/f_e$.

1. Chaînage au niveau des planchers (Article 4.1.1 - DTU 23.1)

Un chaînage doit être prévu au niveau de chaque plancher :

- sauf exception au croisement de chaque mur avec un plancher ;
- en ceinturage de façade lorsque la tranche du plancher est visible ou dans le cas de façade maçonnée.

Ce chaînage est constitué par des aciers qui se trouvent dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher.

Acier minimal	Dans les volumes communs aux planchers et au voiles*	
unités	Pour façade maçonnée ou en béton, murs pignons; mur contre terre	Pour les autres cas L [m] = largeur de plancher sont les charges sont reprises par le voile
[cm ²]	$CH = 1.5 \times 400 / f_e$	$CH = 0.28 \times L \times 400 / f_e$

* Pour une dalle pleine, on pourra disposer des aciers dans la bande de plancher de longueur égale à quatre (04) fois l'épaisseur de la dalle, de part et d'autre.

2. Armatures des murs intérieurs (Article 4.1.2 – DTU 23.1)

Les murs extérieurs visés sont ceux de type IV excepté ceux revêtus d'enduits d'étanchéité adhérents.

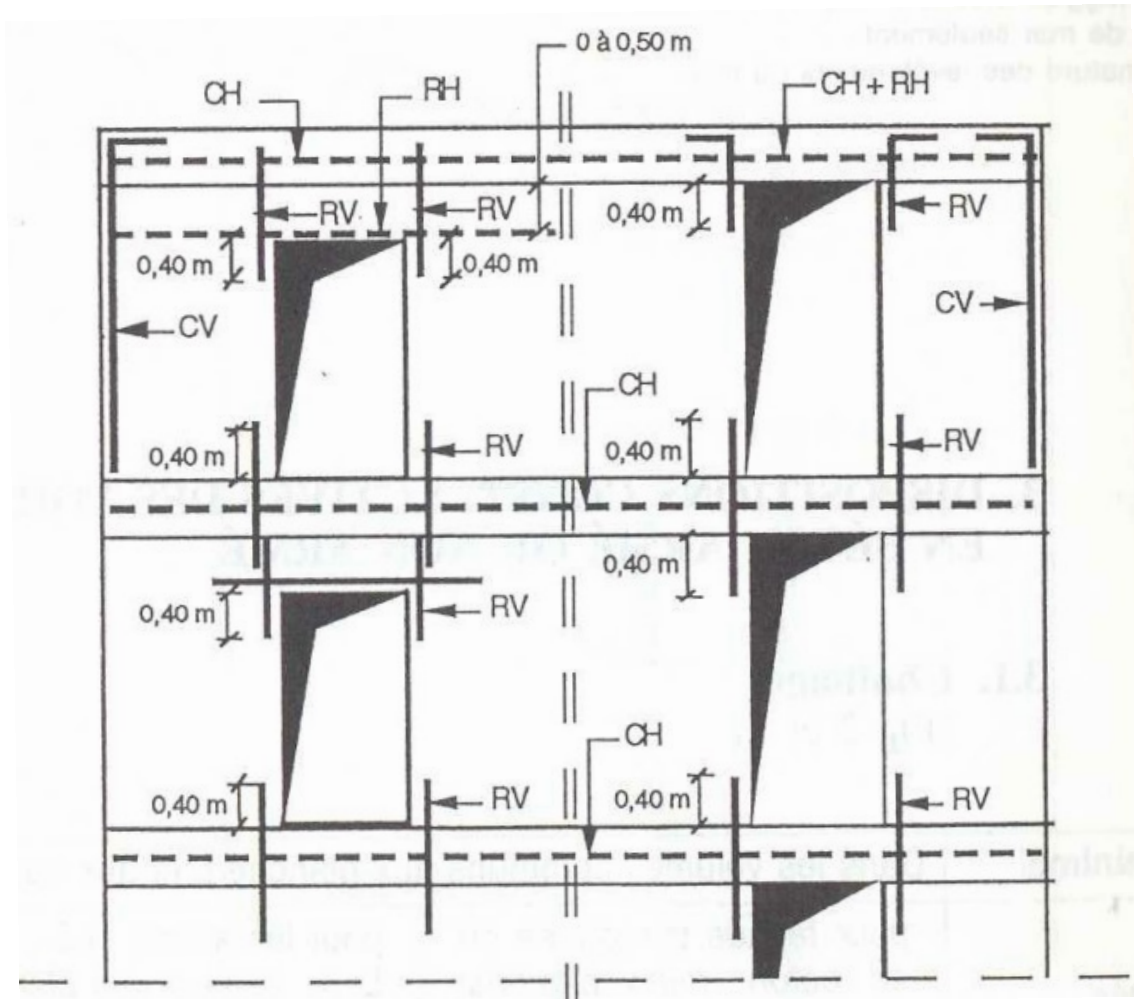


Figure LXXI : Renforts d'un voile intérieur

Source : THONIER, Henry. In : *Conception et calcul des structures de bâtiment – Tome 3*, Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995, p.990.

Légende :

CV : Chainage verticale RH : Renforcement horizontale sous terrasse
CH : Chainage horizontale RV : Renforcement vertical au voisinage des angles de baies.

Les formules de calcul des différentes sections sont présentées ci-après :

Aciers de renforts	Unités	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Etage courant au droit des ouvertures	[cm ²]	$RV = 0.85 \times 400 / f_e$ Longueur: 0.40 [m] dans les angles supérieurs et inférieurs + ancrage	Aciers de linteaux nécessités par le calcul de ces derniers
Plancher terrasse	[cm ²]	$CV = 1.50 \times 400 / f_e$ partant du dessus du plancher inférieur et sont ancrés dans le plancher terrasse.	$RH = 1.50 \times 400 / f_e$ au-dessus des ouvertures, à moins de 0.50 [m] du plancher ou dans le plancher lui-même.

3. Armatures et épaisseurs des murs extérieurs (article 4.1.3 – DTU 23.1)

i. Épaisseur minimale

A l'exception de zones de surface limitée où l'épaisseur peut descendre à 0.10 [m], les voiles dits extérieurs ont une épaisseur minimale :

- de 0.15 [m], si les caractéristiques de résistance peuvent être affectées par la fissuration du béton (corrosion des armatures des voiles non armés par exemple) ; ils correspondent aux types I à III.;
- de 0.12 [m] dans les autres cas.

ii. Enrobage minimale

- 3 [cm] dans les cas d'exposition courante ;
- 3 ou 5 [cm] dans les cas d'exposition aux embruns ou aux brouillards salins (bord de mer) ainsi que dans les autres cas d'exposition à des atmosphères très agressives, suivant qu'il existe ou non une protection complémentaire efficace de l'acier ou du béton.

4. Section des aciers de peau

Aciers de peau	Unité	Section d'aciers verticaux	Section d'aciers horizontaux
Section minimale	[cm ²]	$0.60 \times 400 / f_e$	$1.20 \times 400 / f_e$
Espacement minimale	[m]	0.50	0.33

La continuité des armatures doit être assurée suivant les règles du béton armé, les aciers horizontaux étant considérés comme des aciers principaux et les aciers verticaux étant considérés comme des aciers de répartition.

Il ne doit pas exister dans le mur de zone où l'application des règles précédentes, relatives aux seules armatures de peau, conduirait à plus de quatre lits.

5. Sections d'aciers de renforts

En étage courant

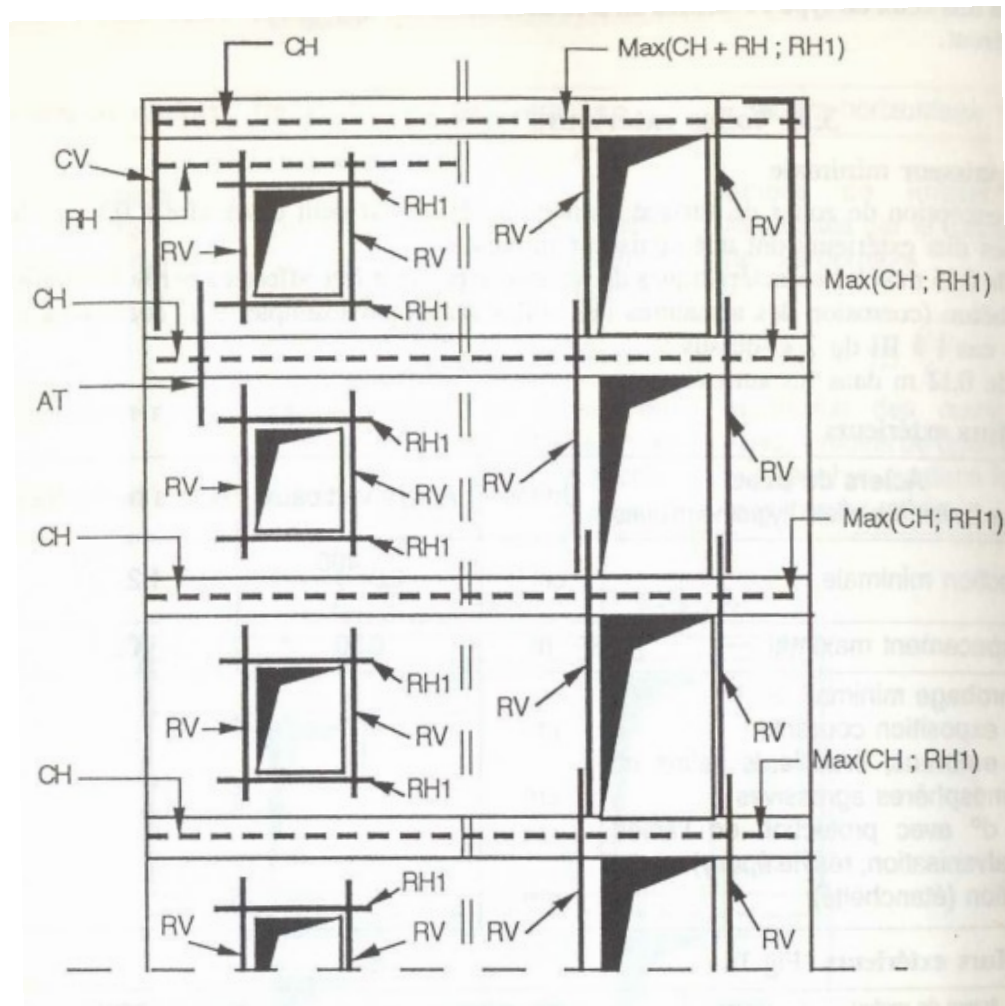


Figure LXXII Renforts d'un voile extérieur

Source : THONIER, Henry. In : *Conception et calcul des structures de bâtiment – Tome 3*, Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995, p.988.

Légende :

CV : Chainage verticale RH : Renforcement horizontale sous terrasse
 CH : Chainage horizontale RV : Renforcement vertical au voisinage des angles de baies
 AT : Aciers verticaux complémentaires RH1 : Renforcement horizontal au voisinage des angles de baies.

Les formules de calcul des différentes sections sont présentées ci-après :

Aciers de renforts	Unités	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
- encadrement des ouvertures	[cm ²]	$RV = 0.85 \times 400 / f_e$	$RH_1 = 400 / f_e$ (ou aciers de calcul du linteau si supérieur)
- avant-dernier plancher	[cm ² /m]	$AT = 400 / f_e$ ancrés de part et d'autre du plancher (en remplacement des aciers de peau de section $\frac{0.6 \times 400}{f_e}$)	-
- plancher sous terrasse	[cm ²]	$CV = 1.50 \times 400 / f_e$ qui partent du dessus du plancher inférieur et sont ancrés dans le plancher terrasse.	$RH = 2.35 \times 400 / f_e$ au-dessus des ouvertures, à moins de 0.50 m du plancher ou dans le plancher lui-même.

A.5.2.2.2 Poteaux

Les éléments considérés sortant du champ d'application du DTU 23.1, ils retombent dans celui des Règles BAEL dans la mesure où ils respectent les conditions d'application de ces règles spécifiées « *Article A.1.1. - Domaine d'application.* »

Le dimensionnement est conduit suivant le Chapitre B.8. - Poteaux des Règles BAEL en compression centrée.

a. Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales est conduit comme suit :

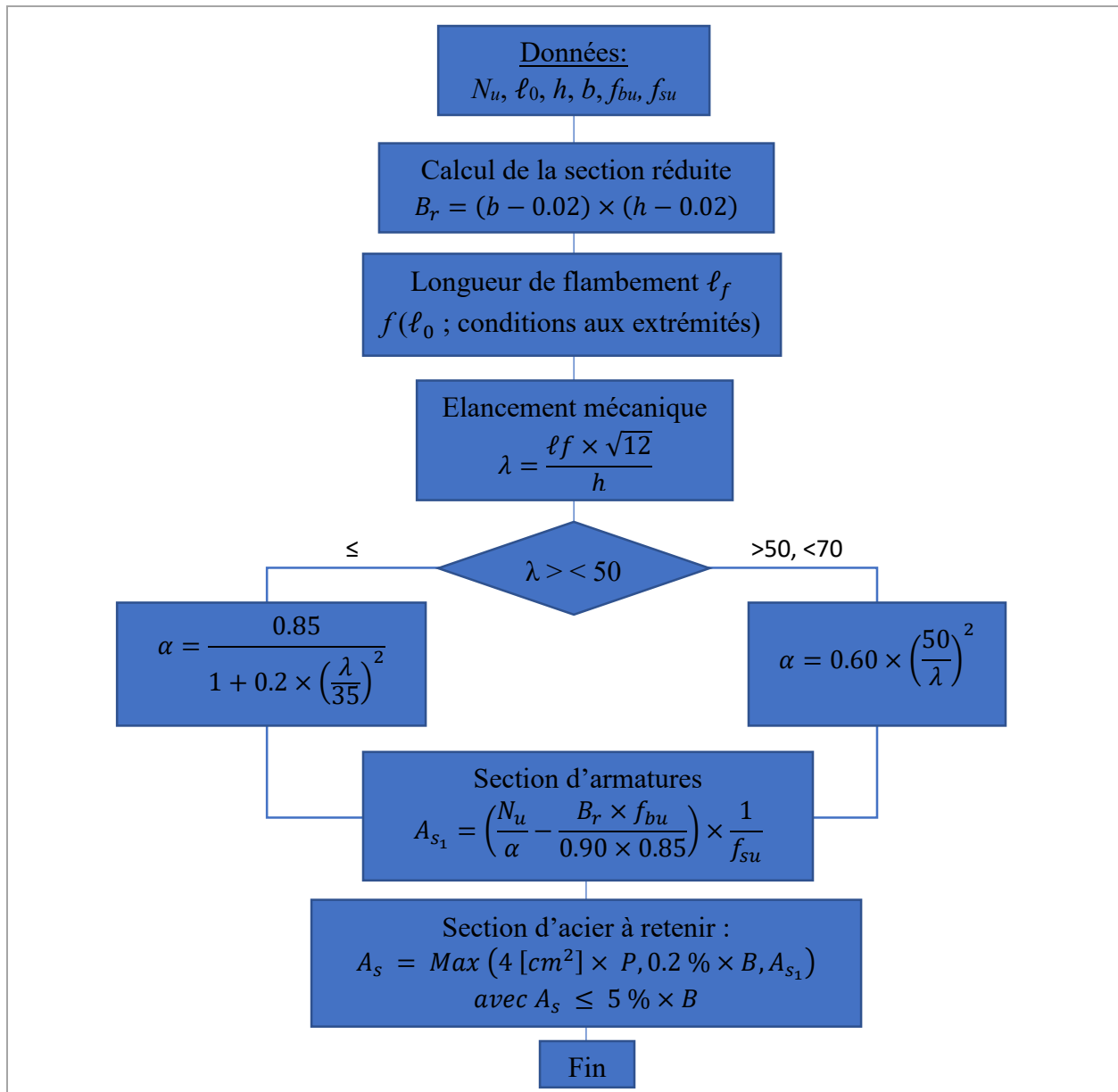


Figure LXXIII : Organigramme de calcul des sections d'armatures longitudinales de poteau à l'ELUSF

Avec :

	Grandeur	[Unité]		Grandeur	Unité]
N_u	Effort normal à l'ELU	[MN]	α	Coefficient de réduction	[-]
ℓ_0	Longueur libre du poteau	[m]	B	Aire de la section de béton	[m ²]
B_r	Aire de la section réduite	[m ²]	P	Périmètre de la section	[m]
ℓ_f	Longueur de flambement	[m]	A_s	Section d'acier	[m ²]
λ	Elancement mécanique du poteau	[-]			

N.B. : Si moins de la moitié des charges est appliquée à plus de 90 jours, mais la majeure partie après 28 jours, diviser α par 1.10. Si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours : diviser α par 1.20 et remplacer f_{c28} par f_{cj} .

Si $\lambda > 35$, seuls sont prises en compte les aciers augmentant le plus efficacement la rigidité dans le plan de flambement.

Espacement des armatures longitudinales

$$c \leq \text{Min} (40 [cm], a + 10 [cm]), a : \text{la plus petite dimension transversale}$$

b. Calcul des armatures transversales

Ces armatures doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans le calcul de résistance ainsi que toutes les barres de diamètre $\emptyset \geq 20 [mm]$, même celles non prises en compte.

○ Diamètre

Le diamètre des barres d'armature est donné par l'expression suivante :

$$\emptyset_t = \text{Max} \left(\frac{1}{3} \times \emptyset_L, 12 [mm] \right), \text{ avec } \emptyset_L \text{ le diamètre des barres longitudinales.}$$

○ Espacement minimal

✚ En zone courante

$$s_t \leq \text{Min} (15 \times \emptyset_L (A_{min} \leq A), a + 10 [cm], 40 [cm])$$

✚ En zone de recouvrement

Trois à quatre nappes d'armatures (cadres) sont à prévoir sur la longueur de recouvrement l_r diminuée de $2 \times \emptyset_L$ à chacune des extrémités et espacées d'une distance s'_t , telles que $s'_t \leq s_t$.

Pour les cas courants (non soumis à des chocs) la longueur de recouvrement vaut :

$$l_r = 0.6 \times l_s \text{ avec } \ell_s = \frac{\emptyset_L \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}, \psi_s = 1.5 \text{ pour les barres HA}$$

A.5.2.3 Calcul des éléments

Pour la classification des éléments dans les différents types d'éléments de structure, en vue du calcul, la procédure de calcul des voiles est appliquée à tous les éléments, les critères d'identification des voiles étant les plus contraignantes. Au fur et à mesure de l'application, les éléments ne satisfaisant pas aux critères seront reversés dans les autres types pour lesquels la même méthode sera reproduite jusqu'à ce que tous les éléments soient identifiés et dimensionnés.

A.5.2.3.1 Calcul des voiles au DTU 23.1

La première des conditions d'applicabilité de la justification de résistance au DTU 23.1 ($c \geq 5 \times a$, cf. *Justifications de la résistance*, p. *LXIII*) peut d'ores et déjà être vérifiée à ce niveau pour les différents éléments :

N°	Dimensions	$c \geq 5 \times a$	N°	Dimensions	$c \geq 5 \times a$
V1	$14.20 \times 1.50 \times 5.10$	$14.20 \geq 5 \times 1.5 = 7.5$	V2	$9.30 \times 0.80 \times 3.60$	$9.30 \geq 5 \times 0.8 = 4.0$
V3	$10.80 \times 1.50 \times 5.10$	$10.80 \geq 5 \times 1.5 = 7.5$	V4	$6.10 \times 1.00 \times 3.60$	$6.10 \geq 5 \times 1.0 = 5.0$
P6	$2.40 \times 0.70 \times 5.10$	$2.40 < 5 \times 0.7 = 3.5$	V5	$8.50 \times 1.50 \times 3.60$	$8.50 \geq 5 \times 1.5 = 7.5$
H1	$5.20 \times 1.00 \times 4.60$	$5.20 \geq 5 \times 1.0 = 5.0$	N1	$1.80 \times 1.20 \times 3.60$	$1.80 < 5 \times 1.20 = 6.0$
H2	$2.40 \times 1.00 \times 4.60$	$2.40 < 5 \times 1.0 = 5.0$	N2	$5.40 \times 1.00 \times 3.60$	$5.40 \geq 5 \times 1.00 = 5.0$
H3	$4.20 \times 1.00 \times 4.06$	$4.20 < 5 \times 1.0 = 5.0$	N3	$2.10 \times 1.00 \times 3.60$	$2.10 < 5 \times 1.00 = 5.0$
DTU 23.1 applicable pour		V1, V3 et H1	DTU 23.1 applicable pour		V2, V4, V5 et N2

La seconde condition est aussi vérifiée tous les voiles ayant une épaisseur supérieure à 12 [cm]. La quatrième condition, portant sur l'excentricité, doit être mis en œuvre à l'exécution et la classe de résistance du béton étant de 25 [MPa] < 40 [MPa], la cinquième condition est respectée.

Ainsi pour les éléments respectant la première condition, seule la troisième condition, sur l'élancement mécanique λ , est à vérifier : $\lambda \leq 80$.

a. Classification

1. Résistance à la pénétration de la pluie fouettante.

Les parois extérieures de l'ouvrage ne font l'objet d'aucun revêtement, la surface des panneaux du système de coffrage utilisée est lisse et permet de laisser les parois tels quels, bruts de décoffrage, sans nuire à l'esthétique de l'ouvrage.

Les voiles sont à cet égard de Type I (sans revêtement étanche, ni coupure de capillarité dans l'épaisseur, ni lame d'air intérieure « cf. *Tableau XXVI* »).

2. Sévérité du site liée à la situation, l'exposition et à l'environnement de l'ouvrage

L'ouvrage est situé dans une localité en périphérie de la ville de Ouagadougou, ce qui le range dans la « classe b » (« cf. Tableau XXVII »).

La hauteur H est de 7.10 [m], l'ouvrage fait partie d'un complexe dont la majeure partie est en rez-de-chaussée de faible hauteur et ses façades de l'ouvrage sont abritées de tout côté : Les voiles sont donc en « Configuration 1 » pour ce qui est de l'exposition du site (« cf. Tableau XXVIII »).

Avec les éléments exposés ci-avant, le Tableau XXIX donne le type du mur soit : Type I.

b. Dimensionnement

Le détail du dimensionnement sera développé pour les voiles A et B. Pour le reste des voiles, seuls les éléments importants des calculs seront présentés de manière synthétique.

1. Dimensionnement des voiles V_1 et V_3

i. Calcul des charges extérieures

Dalle

Hypothèse : La charge de la dalle est partagée entre les voiles V_1 et V_3 . La répartition des charges se présente alors comme suit :

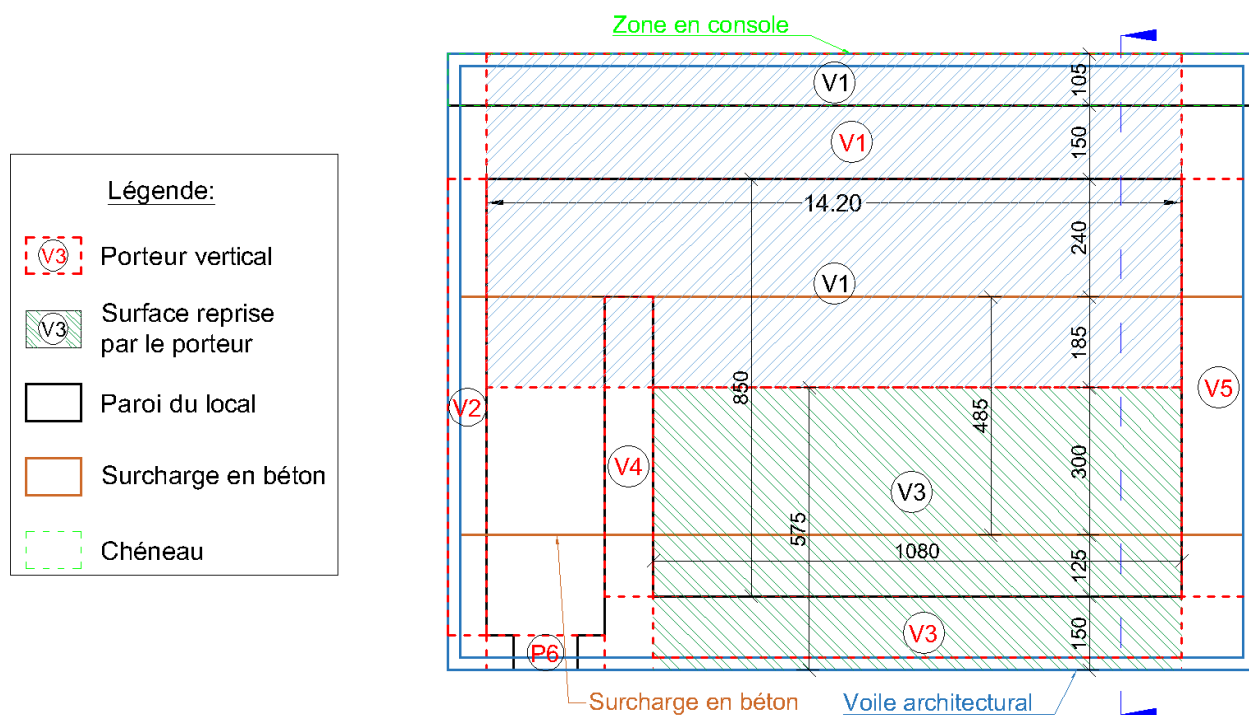


Figure LXXIV : Répartition des charges de la dalle entre les voiles V1 et V3

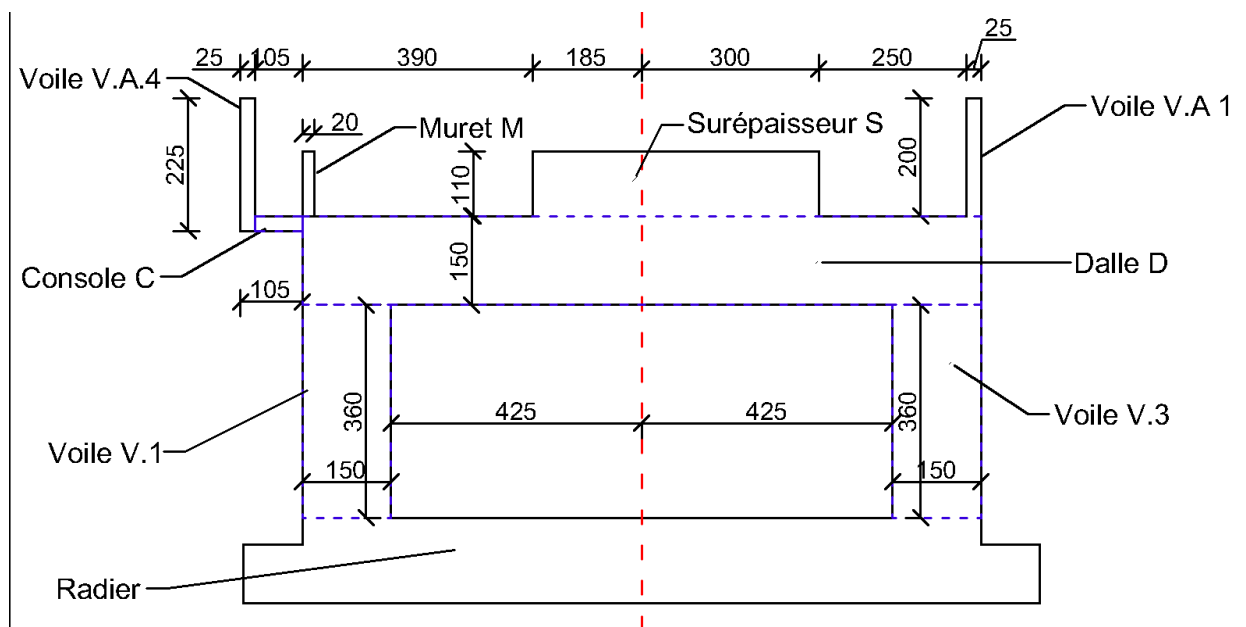


Figure LXXV : Coupe transversale du local de radiothérapie II - chargement des voiles

Les charges externes reprises par une bande mètre-linéaire de dalle suivant la direction ℓ_x sont :

- Charges permanentes
- ✚ Poids propre : $P_{P-D} = 37.50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- ✚ Surcharge en béton : $P_{P-S} = 24.20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

✚ Console

Les charges constituant console sont la console et le voile en bout de console. Les charges pour ces chacun de ces éléments sont :

- Console : $P_{P-C} = 6.56 \text{ [kN/ml]}$
- Voile en bout de chéneau : $P_{P-VA1} = 12.50 \text{ [kN/ml]}$

○ Charges variables

✚ Charge d'exploitation :

$$q = q_t \times 1.00 \text{ [m]} = 1.50 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times 1.00 \text{ [m]} = 1.50 \text{ [kN/ml]}$$

Voiles

Les voiles reprennent :

- ✚ Poids propre : $P_{P-V1} = P_{P-V3} = 135.00 \text{ [kN/ml]}$
- ✚ Muret en agglomérés plein (voile V1) : $P_{P-M} = 3.96 \text{ [kN/ml]}$
- ✚ Voile architectural (voile V3): $P_{P-VA4} = 12.50 \text{ [kN/ml]}$
- ✚ Charge de la dalle

Les voiles ayant la même inertie, la ligne de partage des charges est le centre de la dalle.

Eléments	Voile V1			Voile V3		
	Surface reprise [m²]	Charge		Surface reprise [m²]	Charge	
		Calcul	[kN]		Calcul	[kN]
Charges permanentes						
Poids dalle	5.75 × 1.00	37.5 × 5.75	215.625	5.75 × 1.00	37.5 × 5.75	215.625
Surcharge	1.85 × 1.00	24.2 × 1.85	44.77	3.00 × 1.00	24.2 × 3.00	72.60
Total – P_{D-v}	-	-	260.395	-	-	288.225
Charges variables						
Exploitation	6.80 × 1.00	1.50 × 6.80	10.20	5.75 × 1.00	1.50 × 5.25	7.875
Total	-	-	10.20	-	-	7.875

Charge totale en tête de voiles

Voile V1 :

$$G_{V1} = P_{D-V1} + P_{P-VA1} + P_{P-C} + P_{P-M} = (260.40 + 12.50 + 6.56 + 3.96) \text{ [kN/ml]}$$

$$G_{V1} = 282.42 \text{ [kN/ml]} \mid Q_{V1} = 10.20 \text{ [kN/ml]}$$

Voile V3 :

$$G_{V3} = P_{D-V3} + P_{P-VA4} = (288.23 + 12.50) \text{ [kN/ml]}$$

$$G_{V3} = 300.73 \text{ [kN/ml]} \mid Q_{V3} = 7.88 \text{ [kN/ml]}$$

ii. Calcul des sollicitations

Combinaisons de calcul :

$$\text{ELU fondamentale : } p_u = 1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + 1.50 \times Q_b + 1.30 \times \Sigma \psi_{0i} \times Q_i$$

Les charges sont calculées en tête de voile.

Eléments	Expression	Application	Résultats
Voile V1 – [kN/ml]	$1.35 \times G_{\max} + 1.50 \times Q_b$	$1.35 \times 282.42 + 1.50 \times 10.20$	396.57
Voile V3 – [kN/ml]		$1.35 \times 300.73 + 1.50 \times 7.88$	417.79

iii. Justification des contraintes

Pour les détails sur la méthodologie, les formules et les notations voir le point II.2.2.1.2 - e

Voile V1

- Calcul de la contrainte limite ultime - σ_{ulim}

✚ Longueur de flambement - ℓ_f

Le voile est supposé non armé et est raidi des deux côtés par deux autres voiles constituant mur en retour de longueur $8.50 [m] \geq 3 \times 1.50 [m] = 4.50 [m]$.

La longueur libre du voile vaut $\ell_0 = 5.10 [m]$

Dans l'hypothèse d'un mur non armé encastré en pied d'ouvrage à niveau unique. La longueur de flambement vaut : $\ell'_f = 0.90 \times \ell_0 = 0.90 \times 5.10 [m] = 4.59 [m]$

La longueur vaut : $c = 14.20 [m] > \ell'_f = 4.59 [m]$

$$\text{La longueur de flambement vaut : } \ell_f = \frac{\ell'_f}{1 + 0.5 \times \left(\frac{\ell'_f}{c}\right)^2} = \frac{4.59 [m]}{1 + 0.5 \times \left(\frac{4.59 [m]}{14.20 [m]}\right)^2}$$

$$\ell_f = 4.36 [m]$$

✚ Elancement mécanique - λ

$$\lambda = \frac{\ell_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{4.66 [m] \times \sqrt{12}}{1.50 [m]} = 10.07$$

$\lambda \leq 80 \rightarrow$ le voile V1 remplit toutes les conditions d'applicabilité.

✚ Section réduite - B_r

$$B_r = d \times (a - 0.02) = 1.00 [m] \times (1.50 [m] - 0.02 [m]) = 1.48 [m^2]$$

✚ Coefficient de réduction - α



$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10.07}{30}\right)^2} = 0.64$$

La majeure partie des charges sur les voiles est appliquée après 28 jours, la valeur de α ne fait pas l'objet de réduction.

✚ Effort normal limite

$$N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.90 \times \gamma_b} \right] = 0.64 \times \left[\frac{1.48 [m^2] \times 25.00 [MPa]}{0.90 \times 1.50} \right] = 17.42 [MN]$$

✚ Contrainte limite ultime

Le calcul est mené pour une longueur de voile $d = 1.00 [m]$:

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{a \times d} = \frac{17.42 [MN]}{1.50 [m] \times 1.00 [m]} = 11.61 [MPa]$$

○ Vérification des contraintes

✚ Sous le plancher : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

La dalle a une épaisseur $h = 1.50 [m]$, elle s'appuie sur un voile d'épaisseur $a = 1.50 [m]$, $h = a$, la contrainte σ_u vaut alors :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} + \sigma_1 \text{ avec } \sigma_1 = \frac{2 \times N_u}{a \times h}$$

L'effort tranchant N_u sous le plancher est égale à la charge apportée par la dalle soit :

$$N_u = p_{u-v1} = 396.570 [kN] = 0.397 [MN]$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \times N_u}{a \times h} = \frac{2 \times 0.397 [MN]}{1.50 [m] \times 1.50 [m]} = 0.353 [MPa]$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} + \sigma_1 = \frac{0.397 [MN]}{1.50 [m] \times 1.00 [m]} + 0.353 [MPa] = 0.617 [MPa]$$

$$\sigma_u = 0.617 [MPa] \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha} = \frac{11.61 [MPa]}{0.64} = 18.27 [MPa] \rightarrow \text{section vérifiée}$$

✚ À mi-hauteur du voile : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$;

$$N_u = p_u + 1.35 \times \frac{P_{p-v1}}{2} = 0.397 [MN] + 1.35 \times \frac{0.135 [MN]}{2} = 0.488 [MN]$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} = \frac{0.488 [MN]}{1.50 [m] \times 1.00 [m]} \rightarrow \sigma_u = 0.325 [MPa]$$

$$\sigma_u = 0.325 \text{ [MPa]} \leq \sigma_{ulim} = 11.61 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{section vérifiée}$$

Voile V3

Les paramètres sont identiques à celui du voile de gauche excepté pour ce qui est des charges appliquées et de la longueur du voile qui passe à 10.80 [m]. Ainsi :

- Calcul de la contrainte limite ultime - σ_{ulim}

✚ Longueur de flambement - ℓ_f

$$\ell_f = 4.21 \text{ [m]}$$

✚ Elancement mécanique - λ

$$\lambda = \frac{\ell_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{4.21 \text{ [m]} \times \sqrt{12}}{1.50 \text{ [m]}} = 9.72$$

$\lambda \leq 80 \rightarrow$ le voile V3 remplit toutes les conditions d'applicabilité.

✚ Section réduite - B_r

$$B_r = d \times (a - 0.02) = 1.00 \text{ [m]} \times (1.50 \text{ [m]} - 0.02 \text{ [m]}) = 1.48 \text{ [m}^2\text{]}$$

✚ Coefficient de réduction - α

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{9.72}{30}\right)^2} = 0.64$$

✚ Effort normal limite - N_u

$$N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] = 0.64 \times \left[\frac{1.48 \text{ [m}^2\text{]} \times 25.00 \text{ [MPa]}}{0.90 \times 1.50} \right] = 17.45 \text{ [MN]}$$

✚ Contrainte limite ultime - σ_{ulim}

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{a \times d} = \frac{17.45 \text{ [MN]}}{1.50 \text{ [m]} \times 1.00 \text{ [m]}} = 11.63 \text{ [MPa]}$$

- Vérification des contraintes

✚ Sous le plancher : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

L'effort tranchant N_u sous le plancher est égale à la charge apportée par la dalle soit :

$$N_u = p_u = 417.791 \text{ [kN]} = 0.418 \text{ [MN]}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \times N_u}{a \times h} = \frac{2 \times 0.418 \text{ [MN]}}{1.50 \text{ [m]} \times 1.50 \text{ [m]}} = 0.371 \text{ [MPa]}$$



$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} + \sigma_1 = \frac{0.418 [MN]}{1.50 [m] \times 1.00 [m]} + 0.371 [MPa] = 0.650 [MPa]$$

$$\sigma_u = 0.650 [MPa] \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha} = \frac{11.63 [MPa]}{0.64} = 18.27 [MPa] \rightarrow \text{section vérifiée}$$

✚ À mi-hauteur du voile : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$;

$$N_u = p_u + 1.35 \times \frac{P_{P-V3}}{2} = 0.418 [MN] + 1.35 \times \frac{0.135 [MN]}{2} = 0.509 [MN]$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} = \frac{0.509 [MN]}{1.50 [m] \times 1.00 [m]} \rightarrow \sigma_u = 0.339 [MPa]$$

$$\sigma_u = 0.339 [MPa] \leq \sigma_{ulim} = 11.63 [MPa] \rightarrow \text{section vérifiée}$$

iv. Section d'armatures

Le ferrailage adopté à ce niveau est valable pour les deux voiles. En effet, les armatures de ces voiles sont des armatures minimales et ils présentent les mêmes dimensions transversales ainsi que la même configuration vis-à-vis de la dalle et de la fondation.

Aciers de renforts

○ Chaînage horizontal

Les voiles longitudinaux constituent des façades pour l'ouvrage. La section d'acier pour le chaînage dans le volume commun à la dalle (de section $a \times h = 1.50 [m] \times 1.50 [m]$) et au voile vaut :

$$CH = 1.5 \times \frac{400}{f_e} = 1.5 \times \frac{400}{500} = 1.20 [cm^2]$$

$$\text{Longueur des barres : } 4 \times h = 4 \times 1.50 [m] = 6.00 [m]$$

○ Renforts verticaux

$$CV = 1.5 \times \frac{400}{f_e} = 1.5 \times \frac{400}{500} = 1.20 [cm^2]$$

✚ Aciers de peau

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale [cm ² /ml]	$0.60 \times \frac{400}{500} = 0.48 \sim 0.50$	$1.20 \times \frac{400}{500} = 0.96 \sim 1.00$
Espacement minimal [m]	0.50	0.33

Sont retenues, les sections suivantes :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Jonction dalle – voile CH	-	$Max (CH, \text{Acier de peaux})$ $Max (1.20, 1.00 \times 1.5) = 1.50 \text{ [cm}^2\text{]}$
Jonction voile – voile CV	$Max (CV, \text{Acier de peaux})$ $Max (1.20, 0.5 \times 1.5) = 1.20 \text{ [cm}^2\text{]}$	-
Voiles	$A_{sv} = 1.20 \text{ [cm}^2\text{/ml]}^*$	$A_{sh} = 1.50 \text{ [cm}^2\text{/ml]}^*$

* Les sections étant faibles les sections retenues sont uniformisées et pour les voiles les sections adoptées sont celles des chaînages.

Choix des armatures

Les sections d'armatures doivent être réparties également entre les deux faces, mais compte tenu de la faiblesse des sections, les sections obtenues sont mises en place sur les deux faces.

Les aciers sont choisis sur la base des sections obtenues par calcul et des prescriptions de l'Article A.4.5,323 § A.4.5,3 qui recommande les dispositions suivantes afin limiter la fissuration:

- utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses ;
- éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries ;
- prévoir le plus grand nombre de barres compatible avec une mise en place correcte du béton, et avec la règle ci-dessus relative aux petits diamètres.

Le ferrailage est aussi défini suivant les diamètres des armatures de la dalle et l'espacement minimal, ce qui conduit à des sections réelles beaucoup plus grandes que les sections calculées.

Le ferrailage pour chacune des faces est donné ci-après :

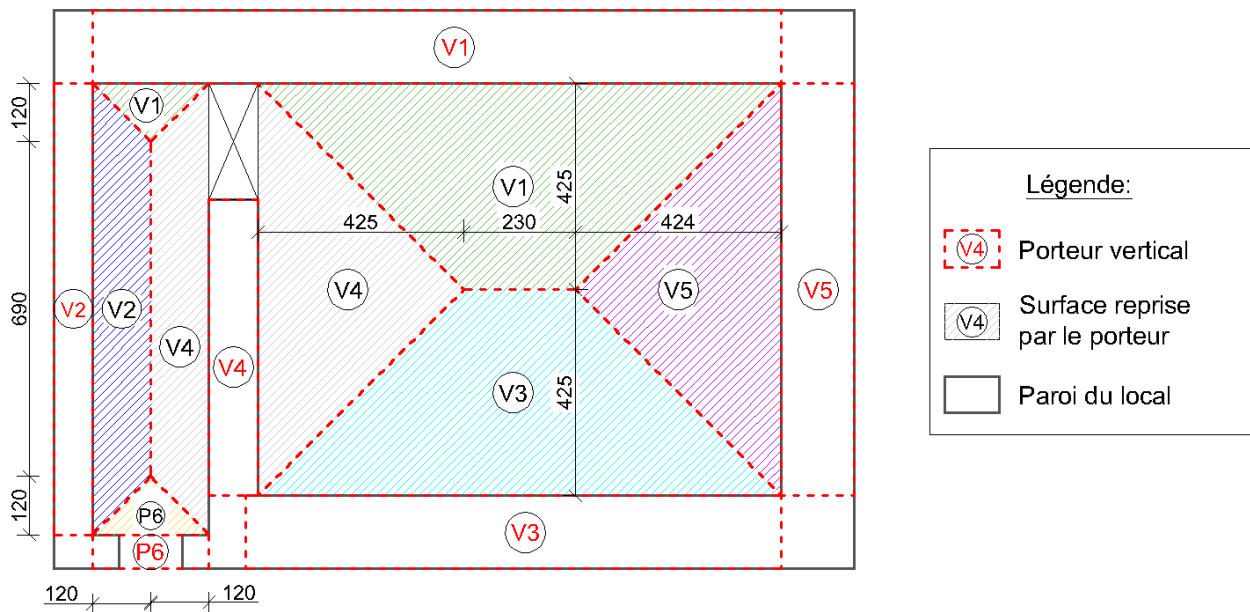
	Section calculée [cm ²]	Armatures	Espacement [cm]	Section réelle [cm ²]
A_{sv}	1.20	HA 10	50	1.57
A_{sh}	1.20	HA 10	30	2.35

2. Dimensionnement des autres voiles

i. Locaux de radiothérapie externe

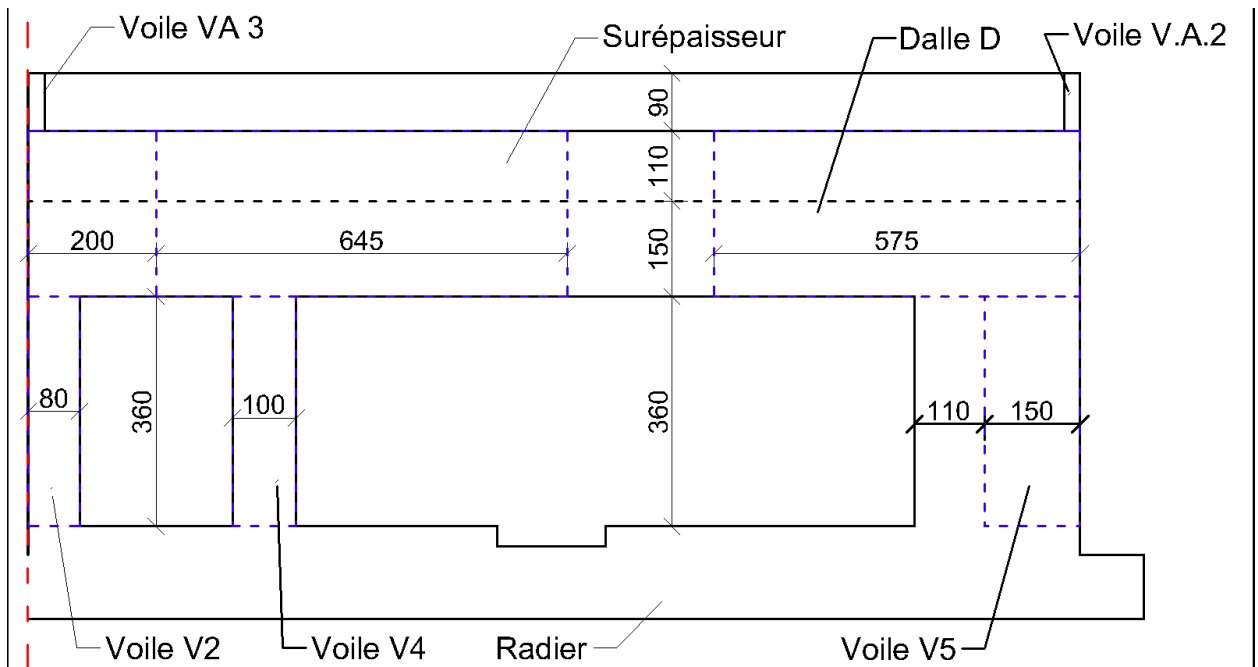
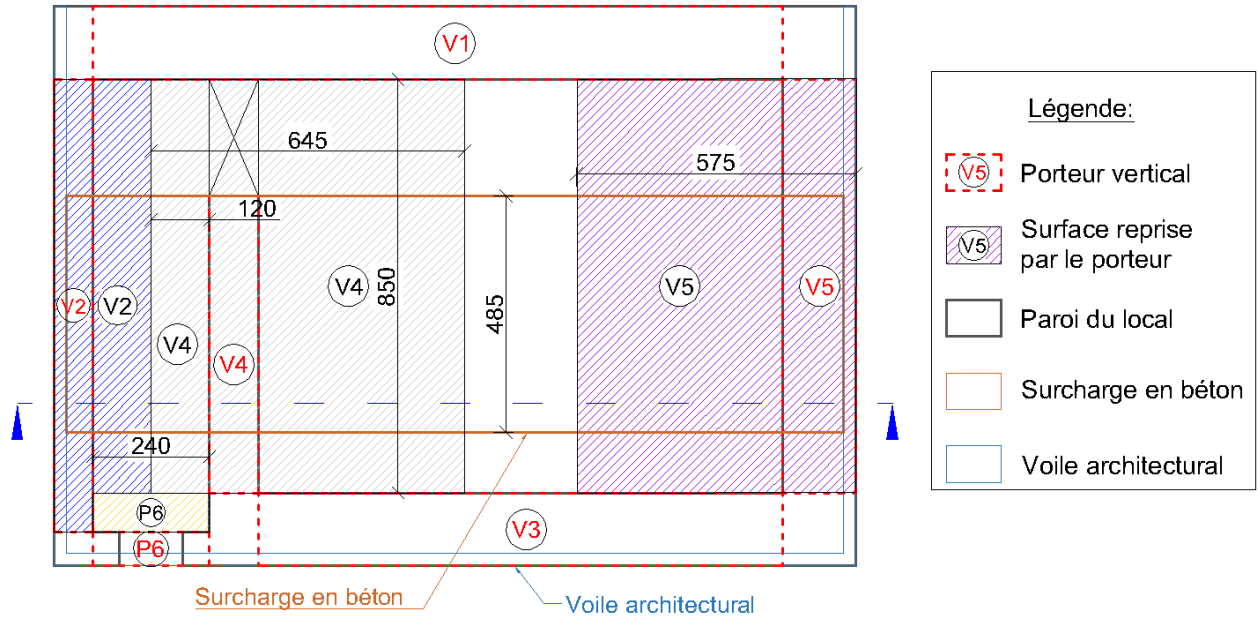
Calcul des charges extérieures

La méthode utilisée pour définir les zones d'influence de chaque voile est la méthode de Johansen encore appelée méthode des lignes ruptures. C'est une méthode graphique qui montre la cinématique de ruine d'une dalle suivant des lignes principales appelées lignes de rupture ou lignes d'articulation, les moments étant supposés égaux de part et d'autre de celles-ci. Les surfaces de reprise sont les surfaces délimitées par ces lignes de rupture, obtenues en traçant les bissectrices des différents angles de la dalle et en les reliant entre elles. La méthode (basée sur un modèle rigide plastique) n'est utilisée que pour l'estimation des charges sur les voiles, le calcul des dalles est effectué à l'ELS suivant un modèle élastique linéaire.



La zone de la dalle non hachurée et marquée de la croix représente une poutre noyée augmentant la surface de reprise du voile 2.

En tenant compte des charges déjà reprises par les voiles V1 et V3, la répartition des charges peut-être simplifiée à celle présentée ci-après :



Pour la détermination des charges, le calcul est déroulé ci-après, le calcul est toujours mené pour une largeur de bande $d = 1.00$ [ml] :

		V2	V4	V5	P6
Dalle	Surface reprise [m ²]	1.88×1.00	6.45×1.00	5.75×1.00	1.76×1.00
		1.88	6.45	5.75	1.76
	$G = 37.5$ [kN/m ²]	70.50	241.88	215.63	66.00

	Q = 1.5 [kN/m ²]	2.82	9.68	8.63	2.64
Allège	Surface reprise	1.88 × 1.00	6.45 × 1.00	5.75 × 1.00	-
	[m ²]	1.88	6.45	5.75	-
	G = 24.2 [kN/m ²]	45.50	156.09	139.15	0
Voile	Volume repris	1.0 × 0.25 × 2.0	-	1.0 × 0.25 × 2.0	1.0 × 0.25 × 2.0
	[m ³]	0.50	-	0.50	0.50
	ω _{bl} = 25 [kN/m ³]	12.50	0	12.50	12.50
Total sous plancher		G [kN]	128.50	397.97	367.28
		Q [kN]	2.82	9.68	8.63
		p _u [kN]	177.70	551.77	508.76
P. propre	Volume	1 × 0.8 × 3.60	1.1 × 1 × 3.60	1 × 2.6* × 3.60	1 × 0.7 × 3.60
	[m ³]	2.88	3.6	9.36	2.52
	ω _{bl} = 25 [kN/m ³]	72.00	90.00	234.00	63.00
Total mi-hauteur		G [kN]	164.50	442.97	484.28
		Q [kN]	2.82	9.68	8.63
		p _u [kN]	226.30	612.52	666.71

* Epaisseur totale avec la partie en surépaisseur dans le voile constituant protection primaire

L'élément P6 ne remplit pas la condition sur la longueur ($c \geq 5 \times a$), il n'est pas concerné par le dimensionnement au DTU 23.1

Justification des contraintes

Les voiles V2 et V4 ne sont raidis que d'un seul côté et avec $c > \ell_0$ ($\rightarrow \ell'_f \leq 2.5 \times c$), la longueur de flambement est déterminée avec la formule $\ell_f = \frac{\ell'_f}{1+0.08 \times (\ell'_f/c)^2}$.

La surcharge en béton constitue une charge localisée pour les voiles, considérant la largeur occupée ainsi que l'ampleur de la zone de répartition de cette charge dans le voile, sa charge sera étendue sur l'ensemble des voiles et l'épaisseur du plancher à 2.60 [m].

Eléments	V2	V4	V5
Calcul des contraintes limites			
Epaisseur du voile – a [m]	0.80	1.00	1.50
Longueur du voile – c [m]	9.30	6.10	8.50
Longueur de calcul – d [m]	1.00		
Longueur libre - ℓ_0 [m]	5.10		
Longueur intermédiaire – ℓ'_f [m]	4.59		

Longueur de flambement – ℓ_f [m]	4.01	4.39	4.01
Elancement mécanique – λ [-]	17.72	11.22	9.25
3 ^e condition d'applicabilité : $\lambda \leq 80$ satisfaite ?	Oui	Oui	Oui
Section réduite - B_r [m ²]	0.78	0.98	1.48
Coefficient de réduction - α [-]	0.61	0.62	0.64
Effort normal ultime - N_{ulim} [MN]	8.78	11.22	17.48
Contrainte limite ultime - σ_{ulim} [MPa]	10.97	11.22	11.65

Vérification des contraintes

Eléments		V2	V4	V5
Calcul des contraintes normales appliquées				
Comparaison épaisseurs voile a et dalle h		$h = 2.6 > a = 0.8$	$h = 2.6 > a = 1.0$	$h = 2.6 > a = 1.5$
Contrainte sous plancher	N_u [MN]	0.18	0.55	0.51
	σ_l [MPa]	-	-	0.45
	σ_2 [MPa]	0.20	0.55	-
	σ_u [MPa]	0.42	1.10	0.79
Contrainte à mi-hauteur de voile	N_u [MN]	0.23	0.61	0.67
	σ_u [MPa]	0.29	0.61	0.44
Vérification des contraintes				
Eléments		V2	P4	P2
Contrainte sous plancher	σ_{ulim}/α [MPa]	18.06	18.15	18.27
	$\sigma_u \leq \sigma_{ulim}/\alpha$	$0.42 \leq 18.06$	$1.10 \leq 18.15$	$0.79 \leq 18.27$
Contrainte à mi-hauteur - $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$		$0.29 \leq 10.97$	$0.61 \leq 11.22$	$0.44 \leq 11.65$

Les sections de béton peuvent reprendre les charges appliquées sans armatures de structure.

Section d'armatures

Armatures		V2	V4	V5
Aciers de renforts				
$CH = \left(voiles\ V2\ \&\ V5 : 0.28 \times L[m], V4 : 1.5 \times \frac{400}{f_e} \right) [cm^2]$		2.74	2.38	1.20
$CV = 1.5 \times 400/f_e[cm^2]$		1.20		
Aciers de peau				
Verticaux	Section : $0.60 \times 400/f_e [cm^2/ml]$	0.48		
	Espacement [m]	0.50		
Horizontaux	Section : $1.20 \times 400/f_e[cm^2/ml]$	0.96		
	Espacement [m]	0.33		

En récapitulatif :

Armatures		V2	V4	V5
Chainages	Vertical [cm^2]	1.20	1.20	1.20
	Horizontal [cm^2]	2.74	2.38	1.20
Aciers de peau*	Vertical [cm^2/ml]	1.20	1.20	1.20
	Horizontal [cm^2/ml]	1.20	1.20	1.20

* Les sections sont uniformisées, les sections des aciers de peau sont prises égales à celles des chaînages verticaux.

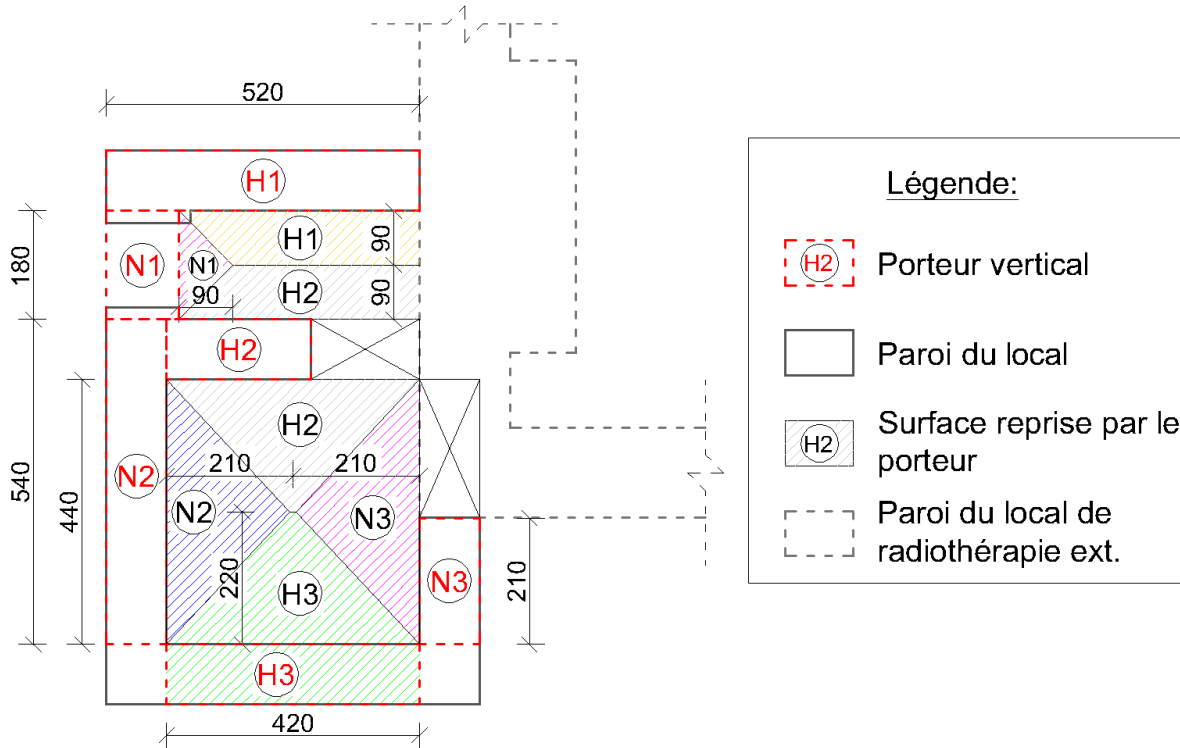
Choix des armatures

Les sections d'armatures doivent être partagées également en nappe entre les deux faces, mais compte tenu de la faiblesse des sections, les sections totales obtenues sont mises en place, comme section de nappe, sur chacune des deux faces. Le ferrailage pour chacune des faces de chaque voile est donné ci-après :

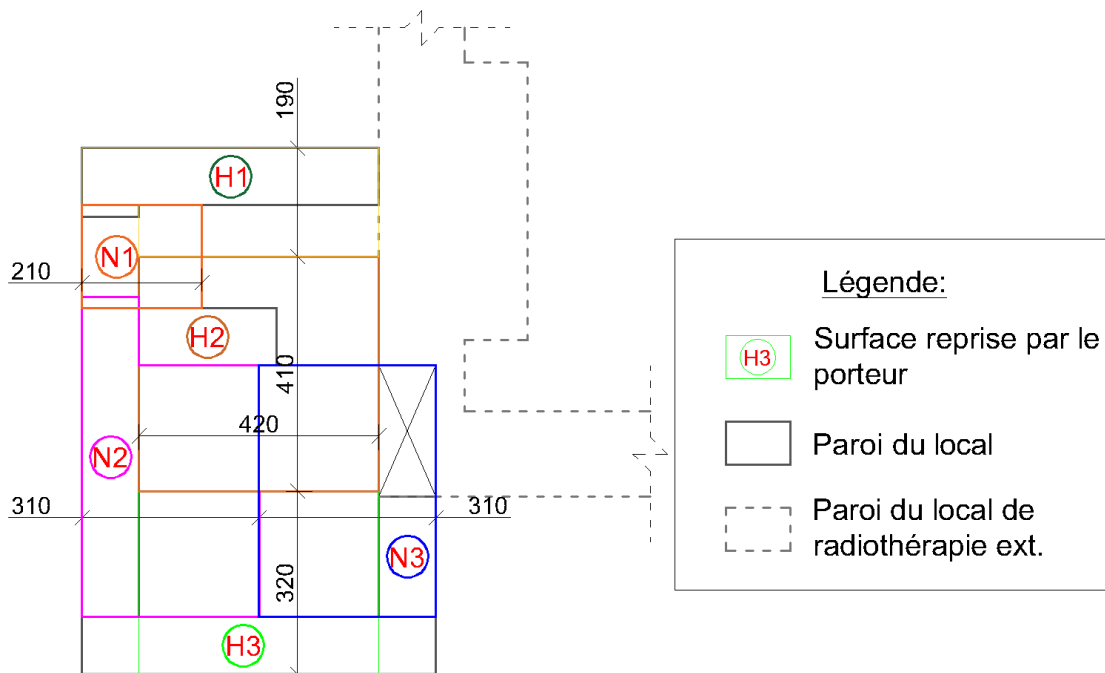
Eléments		V2	V4	V5
Aciers verticaux A_{sv}	Section calculée [cm^2/ml]	1.20	1.20	1.20
	Armatures	HA 10	HA 10	HA 10
	Espacement [cm]	50	50	50
	Section réelle [cm^2/ml]	1.57	1.57	1.57
Aciers horizontaux A_{sh}	Section calculée [cm^2/ml]	1.20	1.20	1.20
	Armatures	HA 10	HA 10	HA 10
	Espacement [cm]	30	30	30
	Section réelle [cm^2/ml]	2.35	2.35	2.35
Chaînage horizontal CV	Section calculée [cm^2]	2.74	2.74	1.20
	Armatures	HA 10	HA 10	HA 10
	Espacement [cm]	25	25	50
	Section réelle [cm^2/ml]	3.14	3.14	1.57

ii. Local de curiethérapie

La répartition des charges suivant la méthode des lignes de rupture est présentée ci-après :



Par simplification, le schéma suivant est adopté :



Calcul des charges extérieures

La dalle est en béton armé de poids spécifique ω_{b1} et d'épaisseur 1.00 [m]. Les calculs sont conduits pour une longueur $d = 1.00$ [m].

		H1	N1	N2
Dalle	Surface reprise	1.90×1.00	2.10×1.00	3.10×1.00
	[m ²]	1.90	2.10	3.10
	$G = 25.00$ [kN/m ²]	47.50	52.50	77.50
	$Q = 1.50$ [kN/m ²]	2.85	3.15	4.65
Voile	Volume repris	$1.00 \times 0.25 \times 2.00$	-	-
	[m ³]	0.50	-	-
	$\omega_{b1} = 25.00$ [kN/m ³]	12.50	0.00	0.00
Total sous plancher		G [kN]	60.00	52.50
		Q [kN]	2.85	3.15
		p_u [kN]	85.28	111.60
Pp	Volume	$1.00 \times 1.00 \times 3.60$	$1.00 \times 1.00 \times 3.60$	$1.00 \times 1.00 \times 3.6$
	[m ³]	3.60	3.60	3.60
	$\omega_{b1} = 25.00$ [kN/m ³]	90.00	90.00	90.00
Total mi-hauteur		G [kN]	105.00	122.50
		Q [kN]	2.85	4.65
		p_u [kN]	146.03	172.35

Justifications des contraintes

Ne sont concernés que les éléments H1 et N2 qui remplissent la première condition d'applicabilité du calcul suivant le DTU 23.1 (cf. p. LXXVI)

Les voiles H1 et N2 ne sont raidis que d'un seul côté et $c > \ell_0$ ($\rightarrow \ell'_f \leq 2.5 \times c$), la longueur de flambement est déterminée avec la formule $\ell_f = \frac{\ell'_f}{1+0.08 \times (\ell'_f/c)^2}$

	H1	N2
Calcul des contraintes limites		
Epaisseur du voile – a [m]	1.00	1.00
Longueur du voile – c [m]	5.20	5.40
Longueur de calcul – d [m]	1.00	
Longueur libre – ℓ_0 [m]	4.60	



Longueur intermédiaire – ℓ'_f [m]		3.24	
Longueur de flambement – ℓ'_f [m]		3.14	3.15
Elancement mécanique – λ [-]		10.89	10.91
3 ^e condition d'applicabilité : $\lambda \leq 80$, satisfaite ?		Oui	Oui
Section réduite - B_r [m ²]		0.98	0.98
Coefficient de réduction - α [-]		0.63	0.63
Effort normal ultime - N_{ulim} [MN]		11.49	11.49
Contrainte limite ultime - σ_{ulim} [MPa]		11.49	11.49
Calcul des contraintes normales appliquées			
Comparaison épaisseurs voile a et dalle h		$h = a = 1.0$	$h = a = 1.0$
Contrainte sous plancher	N_u [MN]	0.085	0.076
	σ_I [MPa]	0.171	0.151
	σ_2 [MPa]	-	-
	σ_u [MPa]	0.256	0.227
Contrainte à mi-hauteur de voile	N_u [MN]	0.146	0.136
	σ_u [MPa]	0.146	0.136
Vérification des contraintes			
Contrainte sous plancher	σ_{ulim}/α [MPa]	18.15	18.15
	$\sigma_u \leq \sigma_{ulim}/\alpha$	$0.26 \leq 18.15$	$0.23 \leq 18.15$
Contrainte à mi-hauteur - $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$		$0.15 \leq 11.49$	$0.14 \leq 11.42$

La section de béton est à même de reprendre la charge appliquée sans nécessité d'armatures de structure.

Section d'armatures

	H1	N2
Aciers de renforts		
$CH = (0.28 \times L \text{ [m]}) \text{ [cm}^2\text{]}$	1.46	1.57
Longueur $4 \times h\text{[m]}$	4.00	
$CV = 1.5 \times 400/f_e\text{[cm}^2\text{]}$	1.20	
Aciers de peau		
Verticaux : $0.6 \times 400/f_e \text{ [cm}^2\text{/ml]}$	0.48	
Horizontaux : $1.2 \times 400/f_e \text{ [cm}^2\text{/ml]}$	0.96	

En récapitulatif :

Sections		H1	N2
Chainages	Vertical* [cm ²]	1.57	1.57
	Horizontal [cm ²]	1.57	1.57
Aciers de peau *	Vertical [cm ² /ml]	1.57	1.57

	Horizontal [cm ² /ml]	1.57	1.57
--	----------------------------------	------	------

* Les sections des chaînages sont uniformisées et les sections des aciers de peau sont prises égales à celles des chaînages verticaux.

Choix des armatures

Les sections d'armatures sont partagées également entre les deux faces. Le ferrailage pour chacune des faces de chaque voile est donné ci-après :

		H1	N2
Aciers verticaux A_{sv}	Section calculée [cm ² /ml]	1.57	1.57
	Armatures	HA 10	HA 10
	Espacement [cm]	50	50
	Section réelle [cm ² /ml]	1.57	1.57
Aciers horizontaux A_{sh}	Section calculée [cm ² /ml]	1.57	1.57
	Armatures	HA 10	HA 10
	Espacement [cm]	30	30
	Section réelle [cm ² /ml]	2.35	2.35

A.5.2.3.2 Calcul des éléments hors DTU 23.1

Les éléments concernés sont les éléments porteurs verticaux P6 en radiothérapie externe et N1, N3, H2 et H3 en curiethérapie.

Les éléments P6 et N1 sont les sections accueillant les baies des portes blindées et les gaines techniques. A ce titre, ils sont traités particulièrement.

Poteaux

Le dimensionnement est opéré suivant la procédure exposée *Figure LXXIII* et développée au point précédent.

1. Calcul des charges

Le calcul des charges est effectué sur la base de la répartition présentée *Figure LXXIX*.

		H2	H3	N3
Surface reprise		$4.2 \times 1.9 + (4.2 \times 2.20)/2$	$4.2 \times 1.0 + (4.2 \times 2.20)/2$	$4.4 \times 1.0 + (4.4 \times 2.10)/2$
[m ²]		12.60	8.82	9.02
G = 25.00 [kN/m ²]		315.00	220.50	225.50
Q = 1.50 [kN/m ²]		18.90	13.23	13.53
Total sous plancher	G [kN]	315.00	220.5	225.5
	Q [kN]	18.90	13.23	13.53
	p_u [kN]	453.60	357.21	365.31
Volume du poteau		$2.40 \times 1.00 \times 4.05$	$4.20 \times 1.00 \times 4.05$	$2.10 \times 1.00 \times 4.05$
[m ³]		9.72	17.01	8.51
$\omega_{bl} = 25.00$ [kN/m ³]		243.00	425.25	212.63
Total en pied	G [kN]	558.00	645.75	438.13
	Q [kN]	18.90	13.23	13.53
	p_u [kN]	781.65	357.21	365.31

2. Dimensionnement de l'élément H2

Le calcul est développé ci-après pour l'élément H2.

L'élément a une largeur $b = 240$ [cm], une épaisseur dans le sens de flambement $h = 100$ [cm] et une longueur libre $\ell_0 = 4.60$ [m].

L'effort normal appliquée sur l'élément est $N_u = 0.782$ [MN].

- Calcul des sections d'armatures verticales - A_{sv}

- ✚ Calcul de la section réduite de béton - B_r

$$B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02) = (2.40 - 0.02) \times (1.00 - 0.02) = 2.33 \text{ [m}^2\text{]}$$

- ✚ Calcul de la longueur de flambement - ℓ_f

$$\ell_f = \frac{\ell_0}{\sqrt{2}} = \frac{4.60 \text{ [m]}}{\sqrt{2}} = 3.25 \text{ [m]}$$

- ✚ Calcul de l'élanement mécanique - λ

$$\lambda = \frac{\ell_f \times \sqrt{12}}{h} = \frac{3.25 \text{ [m]} \times \sqrt{12}}{1.00 \text{ [m]}} = 11.27$$

- ✚ Calcul du coefficient - α

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.27}{35}\right)^2} = 0.83$$

- ✚ Calcul de la section d'acier - A_{sv}

$$A_{s_1} = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{bu}}{0.90 \times 0.85} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = \left(\frac{0.78 \text{ [MN]}}{0.83} - \frac{2.33 \text{ [m}^2\text{]} \times 14.17 \text{ [MPa]}}{0.90 \times 0.85} \right) \times \frac{1}{435 \text{ [MPa]}}$$

$$A_{s_1} = -0.10 \text{ [m}^2\text{]}$$

$A_{s_1} \leq 0 \rightarrow$ la section de béton est à meme de reprendre la charge appliquée

- ✚ Calcul des sections d'acier forfaitaire nécessaire - A_{sv}

$$A_{sv} = \text{Max} \left(\frac{0.2}{100} \times B, 4 \times P \right) = \text{Max} \left(\frac{0.2}{100} \times (240 \times 100), 4 \times [2 \times (2.40 + 1.00)] \right)$$

$$A_{sv} = \frac{0.2}{100} \times B = 48.0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- ✚ Ferrailage

- Choix des sections d'armatures

Les barres choisies sont des HA 12 de section $A_\emptyset = 1.131 \text{ [cm}^2\text{]}$.

Le nombre de barres minimal est donnée par

$$n_{barres} = \frac{A_s}{A_\emptyset} = \frac{48 \text{ [cm}^2\text{]}}{1.131 \text{ [cm}^2\text{/barre]}} = 42.4 \sim 43 \text{ [barres]}$$

- Espacement



Les armatures sont réparties sur le pourtour sur du poteau de périmètre $P = 2 \times (2.40 + 1.00)$ égale à $6.80 \text{ [m]} = 680 \text{ [cm]}$.

L'espacement est donnée par :

$$s_t = \frac{P}{n_{barres}} = \frac{680 \text{ [cm]}}{43} = 15.81 \text{ [cm]}$$

En adoptant, un espacement $s_t = 15 \text{ [cm]}$, ce qui donne un nombre de barres :

$$n_{barres} = \frac{P}{s_t} = \frac{680 \text{ [cm]}}{15 \text{ [cm]}} = 45.33 \sim 46 \text{ [barres]}$$

Vérification de l'espacement minimal

$$c \leq \text{Min} (40 \text{ [cm]}, h + 10 \text{ [cm]}) = \text{Min} (40 \text{ [cm]}, 100 \text{ [cm]} + 10 \text{ [cm]}) = 40 \text{ [cm]}$$

$$s_t = 15 \text{ [cm]} \leq 40 \text{ [cm]} \rightarrow \text{espacement conforme}$$

- Calcul des sections d'armatures transversales

✚ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t = \text{Max} \left(\frac{1}{3} \times \phi_L, 12 \text{ [mm]} \right) = \text{Max} \left(\frac{1}{3} \times 12 \text{ [mm]}, 12 \text{ [mm]} \right) = 12 \text{ [mm]}$$

✚ Espacement

- En zone courante

$$s_t \leq \text{Min} (100 \text{ [cm]} + 10 \text{ [cm]}, 40 \text{ [cm]}) = 40 \text{ [cm]}$$

- En zone de recouvrement :

Calcul de la longueur de recouvrement - l_r

$$\ell_r = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \psi_s^2 \times f_{tj}} = \frac{0.012 \text{ [m]} \times 500 \text{ [MPa]}}{4 \times 1.50^2 \times 2.10 \text{ [MPa]}} = 0.48 \sim 0.5 \text{ [m]}$$

L'espacement, pour trois cadres prévus, vaut alors :

$$s'_t = \frac{\ell_r - 2 \times \phi_L}{2} = \frac{0.50 - 2 \times 0.012}{2} = 0.24 \text{ [m]} \rightarrow s'_t = 0.20 \text{ [m]}$$

$$s'_t = 20 \text{ [cm]} \leq s_t = 40 \text{ [cm]}$$

3. Tableaux synthétiques du calcul des éléments H2, H3 et N3

Le dimensionnement est résumé pour l'ensemble des poteaux ci-après sous forme de tableau, rassemblant les paramètres essentiels.

○ Sections d'armatures verticales

Grandeur	H2	H3	N3
Effort normal - N_u [kN]	781.65	357.21	365.31
Section de calcul - b [m] $\times$ i [m]	2.40×1.00	4.20×1.00	2.10×1.00
Section réduite - B_r [m ²]	2.33	4.10	2.04
Longueur libre - ℓ_0 [m]	4.60	4.60	4.60
Longueur de flambement - ℓ_f [m]	3.25	3.25	3.25
Elancement mécanique - λ	11.27	11.27	11.27
	$\lambda < 50$	$\lambda < 50$	$\lambda < 50$
Coefficient - α	0.83	0.83	0.83
Section d'acier - A_{s1} [m ²]	-0.10	-0.17	-0.09
	$A_{s1} \leq 0$	$A_{s1} \leq 0$	$A_{s1} \leq 0$
Section forfaitaire nécessaire - A_s [cm ²]	48	84	42
Sections d'armatures	46 HA 12	84 HA 12	42 HA 12
Espacement - s_t [cm]	15.00	12.50	15.00
Section réelle [cm ²]	52.02	95.00	47.50

○ Sections d'armatures transversales

	H2	H3	N3
Diamètre des aciers longitudinaux - $\varnothing_L$ [mm]	12	12	12
Diamètre des aciers transversaux - $\varnothing_t$ [mm]	12	12	12
Espacement zone courante - s_t [cm]	40	40	40
Longueur de recouvrement - ℓ_r [m]	0.50	0.50	0.50
Espacement zone de recouvrement - s'_t [cm]	20	20	20

A.5.3 Radier (suivant le DTU 13.12)

A.5.3.1 Descente de charges

Charges descendues par les voiles :

1. Transversalement

Charges	Voile V.1			Voile V.3		
	[kN]	Part repris	[kN]	[kN]	Part repris	[kN]
	Charges permanentes					
Voile architectural	12.50	1.00	12.50	12.50	1.00	12.50
Console - C	6.56	1.00	6.56	-	-	-
Muret - M	3.96	1.00	3.96	-	-	-
Allège - S	117.37	0.38	44.77	117.37	0.62	72.60
Dalle - D	324.00	0.50	162.00	324.00	0.50	162.00
Poids propre	135.00	1.00	135.00	135.00	1.00	135.00
Total			364.79			382.10
Charges variables						
Exploitation	18.08	0.54	9.83	18.08	0.46	8.25
Total			9.83			8.25

2. Longitudinalement

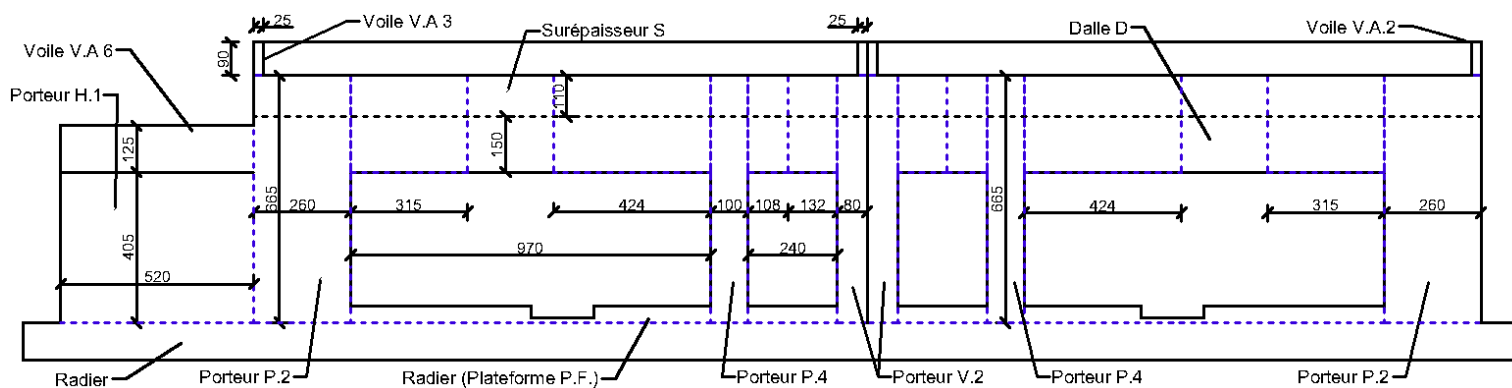


Figure LXXXI : Largeurs de reprises des porteurs verticaux

	Charge	P.2		P.4		V.2		H.1
	[kN]	Part repris	[kN]	Part repris	[kN]	Part repris	[kN]	[kN]
Charges permanentes - G								
Voile archi.	12.50	1.00	12.50	0.00	0.00	1.00	12.50	48.44
Dalle - D	618.75*	0.35	215.63	0.39	241.88	0.12	75.00	247.00
Allège - S	399.30*	0.35	139.15	0.39	156.09	0.12	48.40	-
Poids propre	-	1.00	234.00	1.00	90.00	1.00	72.00	468.00
Total			601.28		487.97		207.90	763.44

Charges variables – Q								
Exploitation	24.75	0.35	8.63	0.39	9.68	0.12	3.00	14.82
Total			8.63		9.68		3.00	14.82

* Les valeurs diffèrent des valeurs obtenues en descente de charges du fait de la direction de calcul.

3. Charges totales

La charge totale générale appliquée sur le radier est :

Hors poids propre de la fondation :

Charge permanentes : $G_{sup} = 33332.46$ [kN]

Charges variables : $Q_{sup} = 1437.22$ [kN]

Poids propre de la fondation inclus :

$G_{fond} = 22347.10$ [kN]

$Q_{fond} = 858.82$ [kN]

Les charges d'exploitation étant relativement faibles comparées aux charges permanentes, les travées seront toujours chargées dans les combinaisons.

Les combinaisons utilisées sont :

ELU fondamentale :

$$1.35 \times G_{max} + 1.00 \times G_{min} + 1.50 \times Q_1$$

ELS rare :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1$$

A.5.3.2 Justification des ouvrages de fondation

Les justifications prescrites par le DTU 13.12 en article 2.3 sont:

- état-limite ultime de résistance ;
- état-limite ultime de stabilité de forme ;
- état-limite d'équilibre statique (en particulier, glissement et cercles de glissement) ;
- état-limite de service vis-à-vis de la durabilité ;
- état-limite de service vis-à-vis des déformations.

Dans la pratique, seules les justifications des états limites de résistance et de service vis-à-vis de la durabilité seront conduites : l'état limite d'équilibre statique n'est pas considéré du fait de l'absence de charge horizontale notable, d'inclinaison de charge ou de la structure ni aucun cas stipulé en *Article 2.33* du DTU 13.12, l'état limite de service vis-à-vis des déformations n'est pas

applicable non plus puisque la structure n'entre dans aucun des cas décrits *Article 2.35* et soumis à la justification vis-à-vis des déformations.

Cette justification comporte deux éléments :

- La justification en stabilité externe, qui concerne la capacité portante du sol de fondation ;
- La justification en stabilité interne, relative à la résistance de la fondation aux sollicitations.

A.5.3.2.1 Justification de la capacité portante du sol

La configuration de la résultante des charges est préalablement déterminée. Les calculs sont effectués sur la section de chargement maximal :

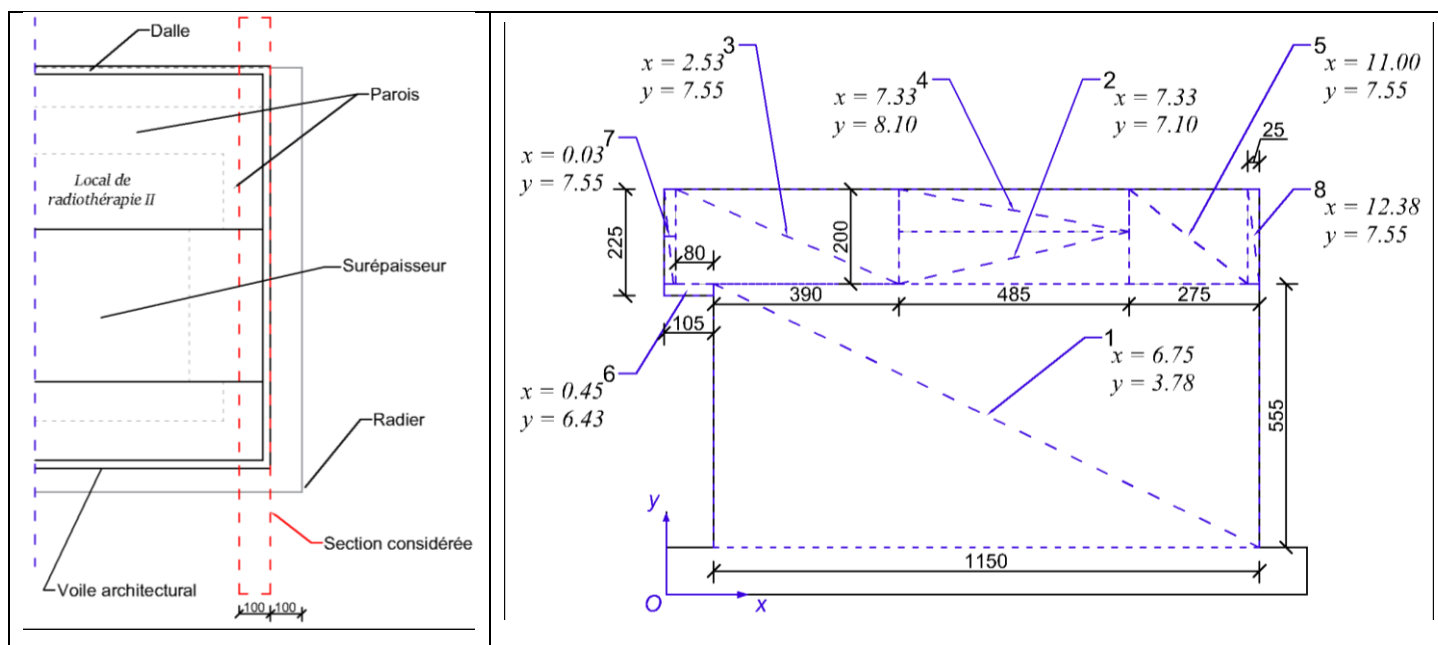


Figure LXXXII : Position et centre de gravité des éléments de la section de chargement maximal

Eléments	Dimensions suivant			Poids volumique	Charge	Centre de gravité	
	x [m]	y [m]	z [m]	[kN/m³]	[kN]	x [m]	z [m]
1	11.50	1.00	5.55	25.00	1595.63	6.75	3.78
2	4.85	1.00	1.10		133.38	7.33	7.10
3	4.75	0.25	2.00		59.38	2.53	7.55
4	4.85	0.25	0.90		27.28	7.33	8.10
5	2.50	0.25	2.00		31.25	11.00	7.55
6	0.25	0.75	2.00		9.38	0.45	6.43
7	1.05	0.75	0.25		4.92	0.03	7.55
8	0.25	0.75	2.00		9.38	12.38	7.55
Résultante					1870.58	6.72	4.30

La semelle étant de largeur $B = 13.50$ [m], le centre de la semelle est situé transversalement à : $B/2 = 13.50$ [m] / $2 = 6.75$ [m]. La charge peut être donc considérée centrée transversalement sur le radier.

a. Détermination de la contrainte de calcul q

Selon l'Article 2.1 du DTU 13.12 :

« La réaction du sol sous une structure, au moins définie dans ses grandes lignes, peut-être le plus souvent caractérisée par une valeur ultime q_u .

La contrainte de calcul q est la plus petite des 2 valeurs $q_u/2$ et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure. »

La rigidité du bâtiment et de la fondation en radier permettent de négliger les tassements différentiels, la contrainte de calcul est donc égale à $q_u/2$.

b. Détermination de la valeur ultime q_u

La détermination est fonction des essais réalisés. Deux types d'essais ont été effectués, les essais au laboratoire et in situ, l'essai au pénétromètre dynamique. L'usage des données des essais au pénétromètre dynamique pour le calcul de portance et l'interprétation des résultats obtenus étant relativement délicats, seul le calcul sur la base des essais de laboratoire sera effectué.

Calcul sur la base des essais de laboratoire :

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la charge vaut :

$$q_u = s_q \times N_q \times \gamma \times D + \frac{1}{2} \times s_\gamma \times N_\gamma \times \gamma \times B + s_c \times N_c \times c$$

Terme de surface ou de surcharge - Terme de profondeur - Terme de cohésion

Avec :

s_i : les coefficients de forme,



$$\begin{cases} s_q = 1.00 \\ s_\gamma = 1 - 0.2 \times \frac{B}{L} \\ s_c = 1 + 0.2 \times \frac{B}{L} \end{cases}$$

N_i : Facteurs de capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne φ :

$$\begin{cases} N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times e^{\pi \times \tan \varphi} \\ N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi \times f(\varphi), f(\varphi) = \begin{cases} 0.90 \text{ si } \varphi < 30 \\ 0.8 + \frac{\varphi}{300} - 0.01 \times \sin(24 \times \varphi - 720) \end{cases} \\ N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \end{cases}$$

Application :

Calcul des coefficients de forme s_i :

$$\begin{cases} s_q = 1.00 \\ s_\gamma = 1 - 0.2 \times \frac{13.50 [m]}{35.02 [m]} = 0.92 \\ s_c = 1 + 0.2 \times \frac{13.50 [m]}{35.02 [m]} = 1.08 \end{cases}$$

Facteurs de capacité portante N_i :

$$\begin{cases} N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{28}{2} \right) \times e^{\pi \times \tan 28} = 14.72 \\ N_\gamma = 2 \times (14.72 - 1) \times \tan(28) \times 0.90 = 13.13 \\ N_c = \frac{14.72 - 1}{\tan 28} = 25.80 \end{cases}$$

Valeur ultime q_u :

$$q_u = 1.0 \times 14.72 \times 18.30 \times 1.50 + \frac{1}{2} \times 0.92 \times 13.13 \times 18.30 \times 13.50 + 1.08 \times 25.80 \times 3.00$$

$$q_u = 1984.39 [kPa]$$

Contrainte de calcul q :

$$q = \frac{q_u}{2} = \frac{1984.39 [kPa]}{2} \rightarrow q = 992.19 [kPa]$$



c. Justification de la capacité portante du sol à l'ELU

La justification consiste à vérifier que la réaction effective du sol p est inférieure à la contrainte de calcul q . Les charges considérées prennent en compte le poids propre de la fondation.

La résultante des forces étant centrée sur la fondation, la réaction du sol p est supposée uniforme sous la fondation et axée sur la résultante générale des forces.

Données :

Charges permanentes : $G_{max} = G_{sup} + G_{fond} = 55679.56 \text{ [kN]}$

Charges variables : $Q_b = Q_{sup} + Q_{fond} = 2296.04 \text{ [kN]}$

Combinaison ELU Fondamentale:

$$P = 1.35 \times G_{max} + 1.50 \times Q_b = 1.35 \times 55679.56 \text{ [kN]} + 1.50 \times 2296.04 \text{ [kN]} = 78611.47 \text{ [kN]}$$

1. Calcul de la réaction du sol p

La charge est répartie sur une surface S égale : $S = 35.05 \text{ [m]} \times 13.50 \text{ [m]} = 473.175 \text{ [m}^2\text{]}$

La contrainte due aux charges de l'ouvrage vaut alors :

$$p = \frac{P}{S} = \frac{78611.47 \text{ [kN]}}{473.175 \text{ [m}^2\text{]}} = 166.14 \text{ [kPa]}$$

2. Vérification

La vérification est alors :

$$p = 166.14 \text{ [kPa]} \leq q = 992.18 \text{ [kPa]}$$

L'appui surfacique est entièrement comprimé à l'ELU fondamental. La justification de l'état limite ultime de décompression du sol est donc vérifiée. Cela se vérifie comme suit :

Contrainte dues au poids des terres excavées :

$$q_0 = \gamma \times D = 18.30 \text{ [kN/m}^3\text{]} \times 1.50 \text{ [m]} = 27.45 \text{ [kN/m}^3\text{]} = 27.45 \text{ [kPa]}$$

La contrainte de calcul vaut alors :

$$q_{calcul} = q_{charges} - q_0 = 166.14 \text{ [kPa]} - 27.45 \text{ [kPa]} = 138.69 \text{ [kPa]}$$

A.5.3.2.2 Justification de la stabilité interne

Les considérations développées dans cette partie se fondent sur le chapitre II « *Différents modes de fondations* » de l'ouvrage « *Traité de béton armé – Tome III – Les fondations* » et la section « *Fondations sur radier* » du « *Guide Veritas du bâtiment – Tome I – Fondations et gros œuvre* ».

Les fondations sont soumises à l'action du sol mais supportent elles-mêmes des charges. Le dimensionnement sera effectué pour chacune de ces fonctions.

a. Modélisation de la structure

Deux approches de calcul sont envisagées :

Le « *Traité de béton armé* » propose pour les radiers épais portant deux files de murs porteurs de calculer les radiers comme une semelle sous deux poteaux¹²⁻¹³, en dalle renversée

La théorie du sol élastique, le calcul est conduit sur la base du module de réaction du sol K , qui donne des résultats grossièrement approchés (de l'ordre de 30%). De plus les essais de laboratoire n'ont pas déterminé K , le calcul sera donc mené avec les valeurs fournies à titre indicatif suivant la nature du matériau d'assise par différents documents, avec pour effet d'augmenter encore plus les incertitudes.

Du fait de ces incertitudes, le calcul du radier en dalle renversée sera considéré : le radier, dalle appuyée sur le sol, est calculé comme une dalle retournée soumis à une charge répartie appuyé sur les porteurs. Les réactions d'appui sont égales aux charges amenées par les porteurs sur le radier.

Généralement, la charge à prendre en compte pour le calcul de la dalle est égale à la différence de la charge ascendante (réaction du sol) et du poids propre de la dalle (ce dernier étant calculé avec le coefficient 1.00 en ELU, car en action favorable). Dans le cas présent, le choix est fait de négliger le poids propre de la dalle, la charge de calcul est donc la réaction du sol.

Les chapeaux sur appui sont situés en partie inférieure et les aciers en travée en partie supérieure.

¹² GUERRIN, *Traité de béton armé - Tome III : Les fondations*, 155.

¹³ Ibid., 86.

1. Répartition des pressions sur le sol

La répartition des pressions sur le sol, et par conséquent la répartition de la réaction du sol sur le radier, constitue le paramètre le plus complexe à déterminer pour le calcul, du fait de la difficulté actuelle à décrire précisément le comportement du sol. Il est alors fait appel à des simplifications et hypothèses basées sur différents paramètres. Dans le cas présent la répartition sera envisagée transversalement et longitudinalement et la section maximale obtenue sur les deux répartitions est retenue.

i. Répartition transversale des pressions du sol

La répartition des pressions sur le sol est fonction de la nature du sol de la configuration de chargement et la rigidité du radier. Dans le cas présent :

- les investigations géotechniques indiquent un sol d'assise homogène, cohérent et compressible ;
- la résultante des charges est centrée sur la fondation ;
- la rigidité de la fondation, ce paramètre traduit la déformabilité de la fondation,

Les éléments de fondations sont définis comme souple ou rigide suivant la valeur de la longueur élastique ℓ_e de la bande de radier dans le sens de calcul fonction du module de réaction du sol. Pour le calcul, le radier étant posé sur des couches de béton, le document « *Conception et calcul de structures de bâtiment* » pour le béton, armé et non armé, donne K compris entre 8 000 et 15 000 [MPa/m]¹⁴, en plus en prenant : comme valeur de K la valeur minimale K = 8 000 [MPa/m], le module d'élasticité du béton $E = E_{ij} = 11000 \times f_{c28}^{1/3} \sim 32\,164$ [MPa] et $I = (b \times h^3)/12$ (section rectangulaire), avec l'épaisseur du radier $h = 1.00$ [m], et la largeur de calcul $b = 1.00$ [m]

$$\ell_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{E \times h^3}{3 \times K}} \rightarrow \ell_e = \sqrt[4]{\frac{32164 \text{ [MPa]} \times (1.00 \text{ [m]})^3}{3 \times 8000 \text{ [MPa/m]}}} = 1.07 \text{ [m]}$$

Pour $l/\ell_e < \pi/2$, le radier est considéré comme rigide, sinon il est considéré comme souple. Dans le cas présent, $l = B$, ainsi $l/\ell_e = 13.50 \text{ [m]} / 1.07 \text{ [m]} = 12.55 > \pi/2 = 1.57$, le radier est donc considéré comme souple. Ce résultant est en accord avec selon lequel le critère d'évaluation a considéré est le rapport entre l'épaisseur h et largeur l du radier et pour des rapports inférieurs à

¹⁴ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 1999, 1:277.

0.10, le radier est supposé souple, souple, soit dans le cas présent : $1.00 \text{ [m]} / 13.50 \text{ [m]} = 0.07$, le radier est donc souple.

Les charges des voiles étant sensiblement égales, la distribution uniforme des contraintes peut être adoptée, cette répartition est considérée comme très défavorable et convient aux sols cohérents et aux semelles flexibles sur sols rocheux. La charge apportée par le radier étant favorable elle est négligée dans le calcul.

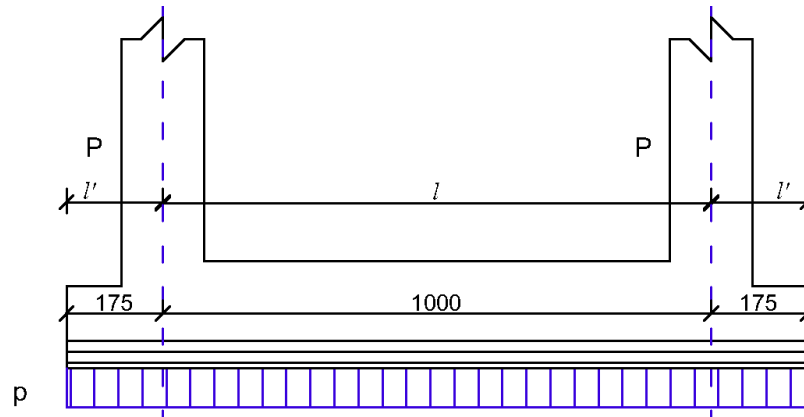


Figure LXXXIII : Chargement transversal du radier

La contrainte vaut alors pour les deux voiles, P étant la charge d'un voile :

$$p = \frac{2 \times P}{l + 2 \times l'}$$

P : la charge du voile V.3

ELU fondamentale : $P_u = 1.35 \times G_{\text{voile}} + 1.50 \times Q_{\text{voile}}$

$$P_u = 1.35 \times 382.10 \text{ [kN]} + 1.50 \times 8.25 \text{ [kN]} \rightarrow P_u = 528.21 \text{ [kN]}$$

$$p = \frac{2 \times P_u}{l + 2 \times l'} = \frac{2 \times 528.10 \text{ [kN]}}{13.50 \text{ [m]}} = 78.26 \text{ [kN/m]}$$

ELS rare : $P_1 = G_{\text{voile}} + Q_{\text{voile}}$

$$P_1 = 1.00 \times 382.10 \text{ [kN]} + 1.00 \times 8.25 \text{ [kN]} \rightarrow P_1 = 390.35 \text{ [kN]}$$

$$p = \frac{2 \times P_1}{l + 2 \times l'} = \frac{2 \times 390.35 \text{ [kN]}}{13.50 \text{ [m]}} = 57.83 \text{ [kN/m]}$$

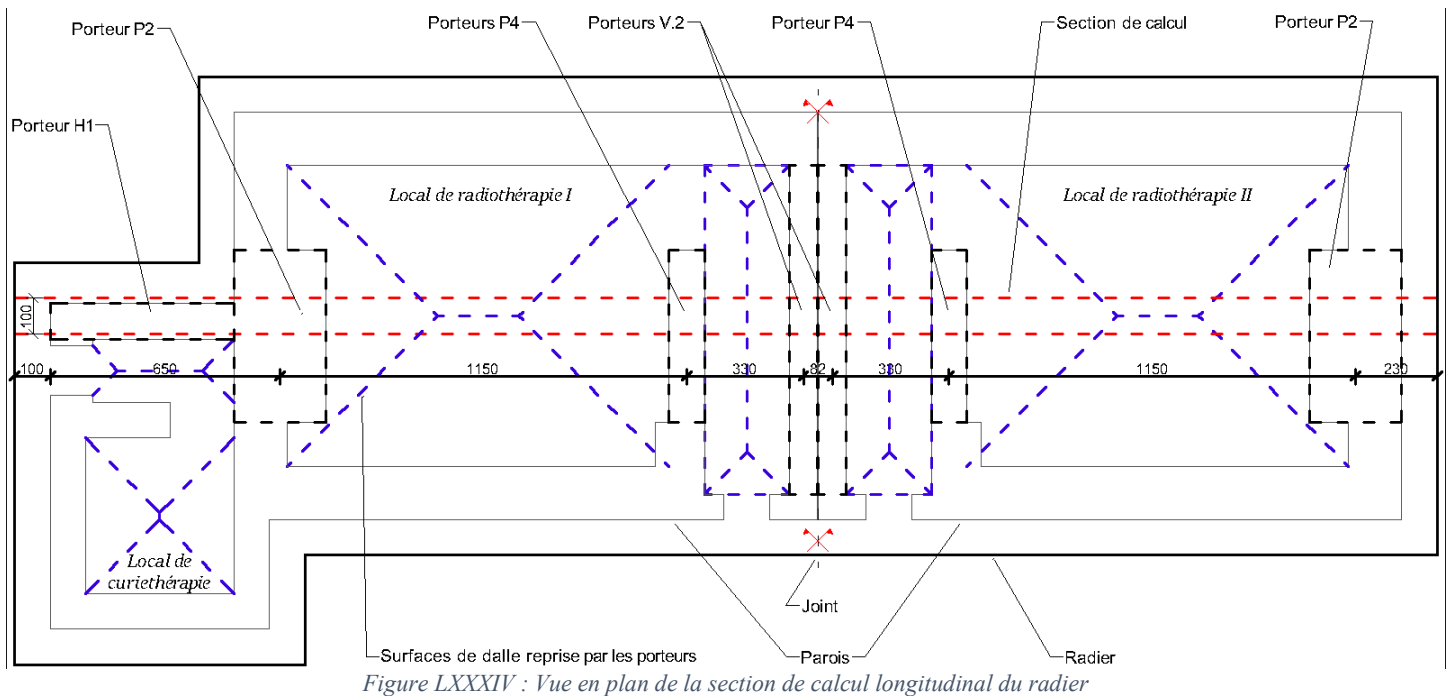
ii. Répartition longitudinale des pressions du sol

Les charges apportées par les voiles étant inégales deux hypothèses sont généralement admises :

- la répartition uniforme de la charge du voile de part et d'autre du voile, pour les semelles rigides, poteaux rapprochés et en mauvais terrains ;
- la répartition triangulaire avec des maxima sous les voiles, pour des semelles souples, de grandes portées entre voiles et des sols à grands frottements internes.

La seconde option est l'option adoptée, le radier étant considéré souple et l'assise en béton armé très rigide. Cette option permet de renforcer les appuis des voiles, si nécessaire, en considérant les maxima sous les voiles, la répartition transversale engendrant généralement les moments les plus importants du fait de la géométrie allongée du radier et donc ceux qui seront employés pour le calcul et non les moments longitudinaux plus faibles.

La section considérée se présente comme suit :



La configuration du radier permet de calculer les deux éléments du radier séparément et dans ce cas la contrainte maximale sous chaque voile, est déterminée comme schématisé ci-après :

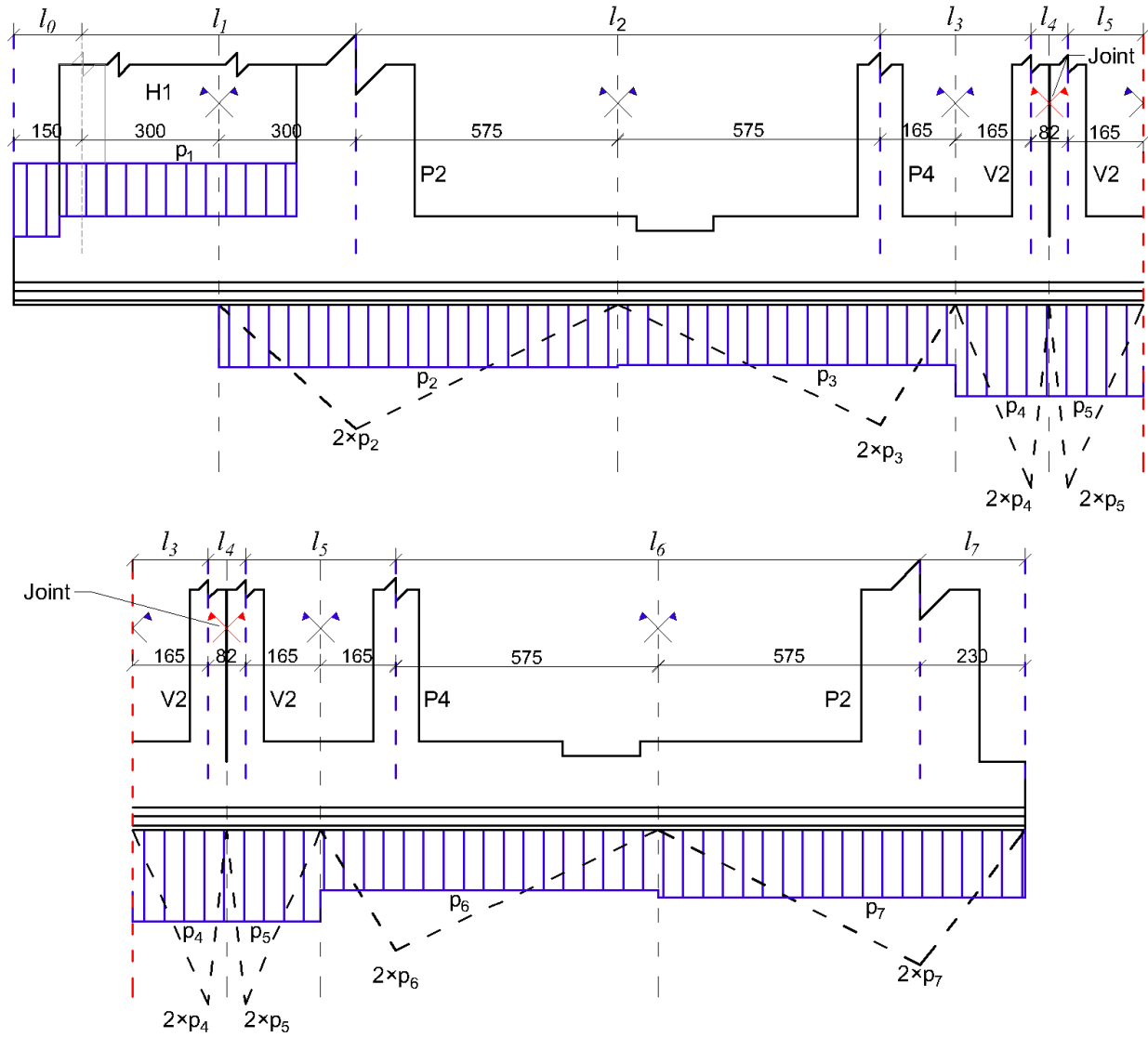


Figure LXXXV : Coupe de la section de calcul longitudinal du radier

Le calcul de la charge répartie uniforme est effectué en prenant une largeur fictive correspondant à la ligne située à mi-distance des lignes de poteaux sans dépasser huit fois l'épaisseur de la dalle majorée de la largeur du porteur. La charge p_i vaut alors :

$$p_i = \frac{P_i}{\frac{l_{i-1} + l_i}{2}}$$

Eléments		H.1	P.2	P.4	V.2	V.2	P.4	P.2
Charges G [kN]		763.44	601.28	487.97	207.90	207.90	487.97	601.28
Charges Q [kN]		14.82	8.63	9.68	3.00	3.00	9.68	8.63
Emprise		-	8.75	7.40	2.06	2.06	7.40	8.05
Charge ELS	P ₁ [kN]	-	609.90	497.64	210.90	210.90	497.64	609.90

	p_i [kN/m]	-	69.70	67.25	102.38	102.38	67.25	75.76
	$2 \times p_i$ [kN]	-	139.41	134.50	204.76	204.76	134.50	151.53
Charge ELU	P_u [kN]	-	824.66	673.27	285.17	285.17	673.27	824.66
	p_i [kN/m]	-	94.25	90.98	138.43	138.43	90.98	102.44
	$2 \times p_i$ [kN]	-	188.49	181.96	276.86	276.86	181.96	204.88

Seules les charges sur le radier supportant les locaux de radiothérapie seront considérées.

2. Calcul des sollicitations

i. Transversalement

Pour évaluer l'effort agissant sur une membrure tendue, on prend en compte le moment fléchissant agissant à une distance $0.8 \times h$ (h : hauteur totale de la poutre) de la section considérée, dans la direction où le moment augmente en valeur absolue.

[Dans le tracé du diagramme des moments résistants à l'état limite ultime, il est loisible d'adopter, pour simplifier, une contrainte de l'acier égale à celle déterminée dans la section du moment maximal.]

Le calcul étant effectué avec les portées entre axes des appuis, le moment utilisé pour le dimensionnement M_u est le moment défini en commentaire de l'Article B.6.1,1 soit :

« Il arrive, lorsque le schéma de calcul des sollicitations fait nécessairement intervenir les portées entre axes des appuis (par exemple, calcul en portique) et que les appuis ont une grande rigidité, que les moments de continuité (M') au nu intérieur des appuis soient notablement plus faibles que ceux (M) obtenus dans l'axe de ces appuis. Le calcul de la travée concernée est alors effectué avec la portée entre nus en la supposant parfaitement encastree sur ses appuis ; on obtient ainsi un moment d'encastrement (M'') au nu de l'appui. La justification d'état limite ultime est à effectuer avec la plus grande des deux valeurs (M') et (M''). (M'') représente ici la plus petite des deux valeurs (M) et (M''). »

$$M_u = \max(M', M'') \text{ avec } M''' = \min(M, M'') \rightarrow M_u = \max(M', \min(M, M''))$$

Le calcul est effectué avec le logiciel pyBar.

Traverse centrale articulée de portée 10 [m]

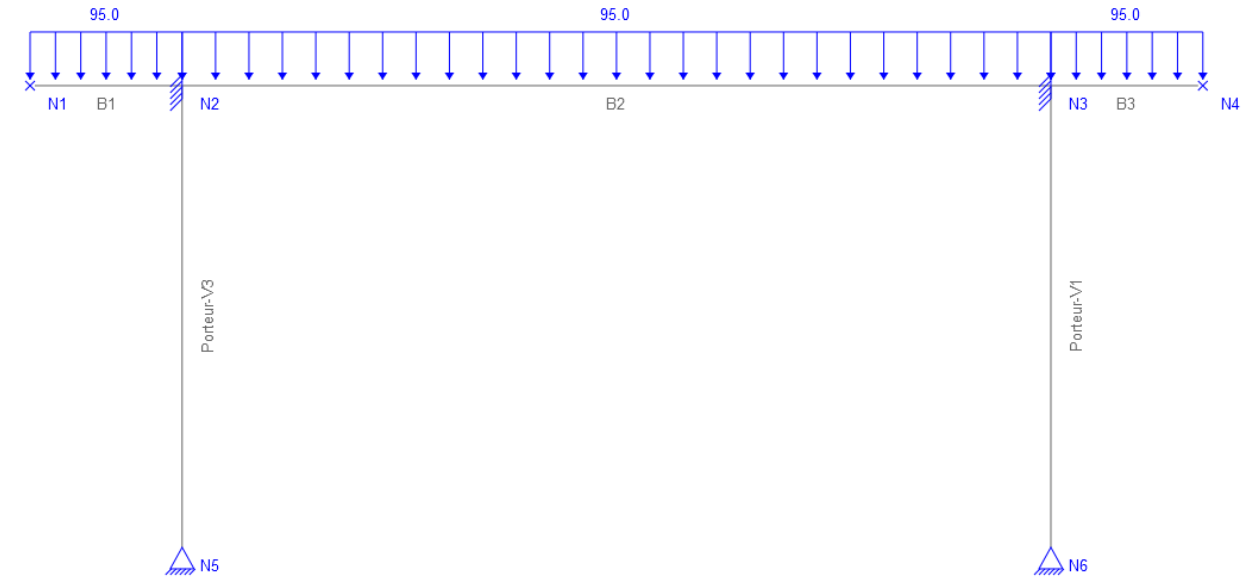


Figure LXXXVI : Schéma statique transversale du radier

Traverse centrale encastrée de portée 8.50 [m]

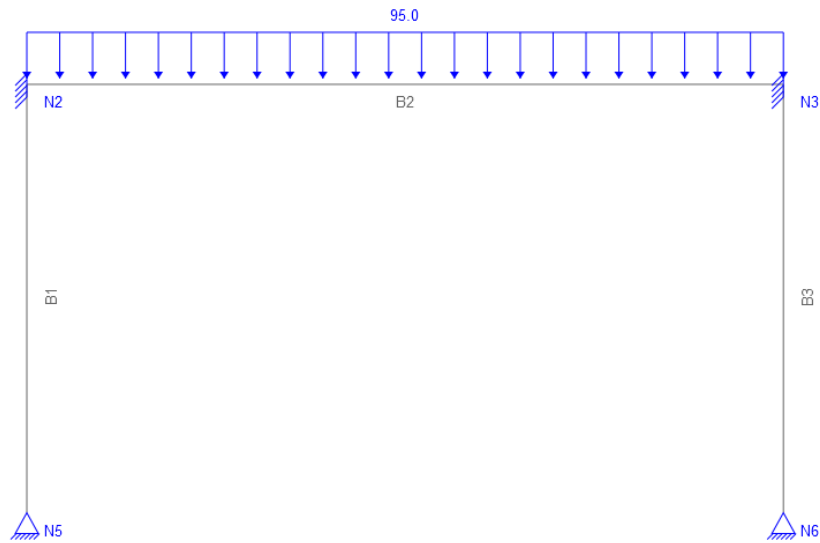
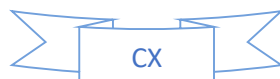


Figure LXXXVII : Schéma statique de travée centrale transversale du radier

Les sollicitations obtenues sont les suivantes :

Moment fléchissant

$$M(x) = \begin{cases} \text{travée:} \begin{cases} -47.50 \times x^2 + 475.00 \times x - 791.67, ELU \\ -35.50 \times x^2 + 355.00 \times x - 591.67, ELS \end{cases} \\ \text{porte - à - faux gauche :} \begin{cases} -47.50 \times x^2, ELU \\ -35.50 \times x^2, ELS \end{cases} \end{cases}$$



En encastrement le moment vaut :

$$\begin{cases} M(x) = -47.50 \times x^2 + 403.75 \times x - 571.98, ELU \\ M(x) = -35.50 \times x^2 + 301.75 \times x - 427.48, ELS \end{cases}$$

Effort tranchant

$$T(x) = \begin{cases} \text{travée:} \begin{cases} 95.00 \times x - 475.00, ELU \\ 71.00 \times x - 355.00, ELS \end{cases} \\ \text{porte - à - faux gauche:} \begin{cases} 95.00 \times x, ELU \\ 71.00 \times x, ELS \end{cases} \end{cases}$$

Les maxima sont donnés dans le tableau suivant :

	Travée centrale	Appui gauche			Nu appui i	
		Gauche	Droite	Total	encastré	calculé
ELU fondamental						
Moment fléchissant [m.kN]	395.83	-145.5	-791.67	-	-572.00	-462.13
Effort tranchant [kN]	0.0	166.2	-475.0	-641.2	-	-
ELS rare						
Moment fléchissant [m.kN]	295.83	-108.7	-591.67	-	-427.48	-345.39
Effort tranchant [kN]	0.0	-355.0	124.2	479.2	-	-

Détermination des moments de calcul

Moment sur appui

Le moment M_u est déterminé comme suit :

$$M = 791.67 [m.kN] \mid M' = 462.13 [m.kN] \mid M'' = 572.0 [m.kN]$$

$$M_u = \max (462.13 [m.kN], \min (572.00 [m.kN], 791.67 [m.kN]))$$

$$M_u = 572.0 [m.kN]$$

Le moment considérée à l'ELS est le moment obtenu dans la même configuration à l'ELU, en l'occurrence le moment M'' obtenu en encastrement avec les portées considérées entre nus.

$$M_{ser} = 427.48 [m.kN]$$

Moment en travée

$$M_u = 395.83 [m.kN] \mid M_{ser} = 295.83 [m.kN]$$



ii. Longitudinalement

Le schéma statique se présente comme suit :

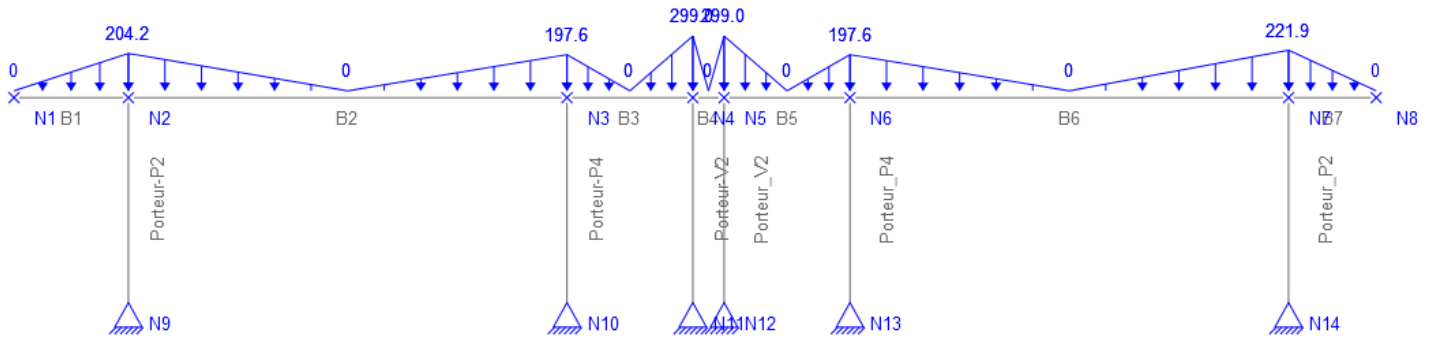


Figure LXXXVIII : Schéma statique longitudinale du radier

Effort tranchant

Travée	Ap.	Expression	Max [kN]	x_0 [m]
B1	[0.00, 3.00]	$-34.03 \times x^2$	-306.21	0.00
B2	[0.00, 5.75]	$-17.75 \times x^2 + 204.16 \times x - 615.48$	-615.48	7.03
B2	[5.75, 11.50]	$17.18 \times x^2 - 197.57 \times x + 539.49$	539.49	834.36
B3	[0.00, 1.65]	$-59.87 \times x^2 + 197.57 \times x - 294.87$	-294.87	2.85
B3	[1.65, 3.30]	$90.61 \times x^2 - 299.00 \times x + 114.80$	114.80	180.12
B4	[0.00, 0.41]	$-364.63 \times x^2 + 299.00 \times x - 65.32$	-65.32	0.51
B4	[0.41, 0.82]	$364.63 \times x^2 - 299.00 \times x + 57.27$	57.27	176.16
B5	[0.00, 1.65]	$-90.61 \times x^2 + 299.00 \times x - 118.89$	-118.89	0.46
B5	[1.65, 3.30]	$59.87 \times x^2 - 197.57 \times x + 290.78$	290.78	846.93
B6	[0.00, 5.75]	$-17.18 \times x^2 + 197.57 \times x - 556.15$	-556.15	4.92
B6	[5.75, 11.50]	$19.30 \times x^2 + 221.92 \times x + 649.88$	649.88	905.09
B7	[0.00, 2.30]	$-48.24 \times x^2 + 221.92 \times x - 255.21$	-255.21	0.00

Moment fléchissant

Travée		Expression	Max [m.kN]	
			Appui	Travée
ELU				
B1	[0.00, 3.00]	$-11.34 \times x^3$	-306.18	-
B2	[0.00, 5.75]	$5.92 \times x^3 - 102.08 \times x^2 + 615.48 \times x - 941.93$	-941.93	371.6
	[5.75, 11.50]	$-5.73 \times x^3 + 98.79 \times x^2 - 539.49 \times x + 1271.77$	-577.6	
B3	[0.00, 1.65]	$19.96 \times x^3 - 98.79 \times x^2 + 294.87 \times x - 473.13$	-473.13	-
	[1.65, 3.30]	$-30.20 \times x^3 + 149.50 \times x^2 - 114.80 \times x - 247.81$	-84.00	-
B4	[0.00, 0.41]	$121.54 \times x^3 - 149.50 \times x^2 + 65.32 \times x - 91.80$	-91.80	-
	[0.41, 0.82]	$-121.54 \times x^3 + 149.50 \times x^2 - 57.27 \times x - 75.04$	-88.50	-
B5	[0.00, 1.65]	$30.20 \times x^3 - 149.50 \times x^2 + 118.89 \times x - 103.06$	-103.06	-
	[1.65, 3.30]	$-19.96 \times x^3 + 98.79 \times x^2 - 290.78 \times x + 122.26$	-478.7	-
B6	[0.00, 5.75]	$5.73 \times x^3 - 98.79 \times x^2 + 556.15 \times x - 634.49$	-634.49	392.6

	[5.75, 11.50]	$-6.43 \times x^3 + 110.96 \times x^2 - 649.88 \times x + 1677.08$	-905.1	
B7	[0.00, 2.30]	$16.08 \times x^3 - 110.96 \times x^2 + 255.21 \times x - 195.66$	-195.66	-
ELS				
B1	[0.00, 3.00]	$-8.39 \times x^3$	-226.53	-
B2	[0.00, 5.75]	$4.38 \times x^3 - 75.55 \times x^2 + 455.42 \times x - 696.83$	-696.83	274.8
	[5.75, 11.50]	$-4.23 \times x^3 + 73.03 \times x^2 - 398.86 \times x + 940.53$	-422.11	
B3	[0.00, 1.65]	$14.75 \times x^3 - 73.03 \times x^2 + 218.06 \times x - 349.90$	349.90	-
	[1.65, 3.30]	$-22.35 \times x^3 + 110.62 \times x^2 - 84.96 \times x - 183.24$	-62.04	-
B4	[0.00, 0.41]	$89.93 \times x^3 - 110.62 \times x^2 + 48.33 \times x - 67.84$	-67.84	-
	[0.41, 0.82]	$-89.93 \times x^3 + 110.62 \times x^2 - 42.37 \times x - 55.45$	-65.40	-
B5	[0.00, 1.65]	$22.34 \times x^3 - 110.62 \times x^2 + 87.99 \times x - 76.17$	-76.17	-
	[1.65, 3.30]	$-14.75 \times x^3 + 73.03 \times x^2 - 215.03 \times x + 90.49$	-354.03	-
B6	[0.00, 5.75]	$4.23 \times x^3 - 73.03 \times x^2 + 411.18 \times x - 469.21$	-469.21	290.3
	[5.75, 11.50]	$-4.76 \times x^3 + 82.11 \times x^2 - 480.84 \times x + 1240.51$	-669.47	
B7	[0.00, 2.30]	$11.90 \times x^3 - 82.11 \times x^2 + 188.85 \times x - 144.79$	-144.79	-

Les caractéristiques des travées B2 et B5 et B3 et B6 étant relativement identiques, le dimensionnement est effectué sur les travées B1, B2, B3, B4 et B7.

Détermination des moments de calcul

Pour la détermination des moments au nu des appuis, les schémas des travées considérées se présentent comme suit :

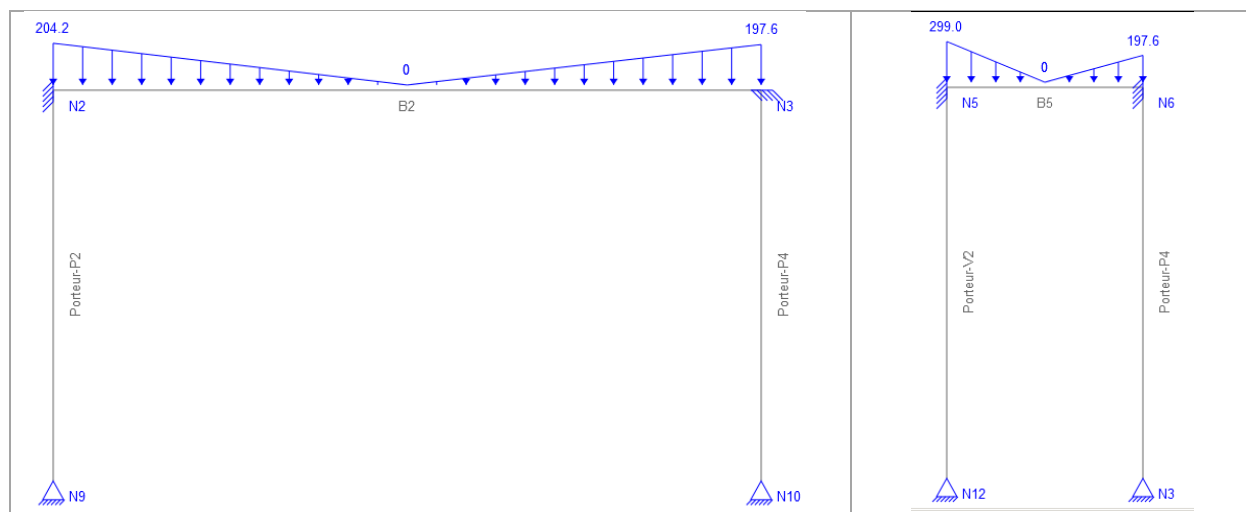


Figure LXXXIX : Moments fléchissants sollicitant les éléments des portiques B2 et B5

		Appuis			Travée
		B2 – B6	B3 – B5	B4	B2 - B6
ELU	Moment M	941.93	634.49	91.8	392.6
	Moment M'	301.31	335.66	81.81	-
	Moment M''	595.8	585.4	49.6	-

	Moment retenu M_u	595.8	585.4	81.81	392.6
ELS	Moment retenu M_{ser}	440.8	432.9	60.50	290.3

b. Justification des armatures de flexion

Le calcul est opère suivant la procédure employée pour la justification des armatures de la dalle (cf. IV.c.1.i, p. XXXII). Les résultats obtenus sont présentées dans le tableau suivant :

Grandeur	Expression	Transversal		Longitudinal			Console	[Unité]
Moment - M_{ser}	-	0.427	0.296	0.441	0.061	0.290	0.148	[m.MN]
Moment résistant - M_{rb}	(cf. p. <u>XXXII</u>)	5.095					2.42	[m.MN]
	$M_{rb} \geq M_{ser} \rightarrow A'_{ser} = 0$							[-]
Moment réduit - μ_s	$\frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$	0.001	0.0007	0.001	0.0001	0.0007	0.0007	[-]
Bras de levier - z_{bl}	$\frac{15 \times d \times (40 \times \mu_s + 1)}{15 \times (54 \times \mu_s + 1)}$	1.207	1.212	1.207	1.221	1.212	0.836	[m]
Section d'acier - A_s	$\frac{M_{ser}}{z_{b1} \times \overline{\sigma}_{st}}$	14.17	9.76	14.61	1.98	9.58	6.93	[cm²/ml]
Section minimale - A_{min}	$0.23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d \times f_{bu}$	12.61	12.61	12.61	12.61	12.61	8.69	[cm²/ml]
Section - A_s	Max (A_s, A_{min})	14.17	12.61	14.61	12.61	12.61	8.69	[cm²/ml]

c. Justification sous sollicitations tangentés

L'article A.5.2.2. des Règles BAEL s'applique : l'élément est exécuté sans reprise, la condition sur la contrainte tangente est donc la seule vérification à conduire :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times z_b} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, \text{ avec } z_b = \beta_u \times d \text{ et } \beta_u = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

	Longitudinale				Transversale	
	B2 – B6	B3 – B5	B4	Console	Appui	Console
Moment de calcul M_u [m.kN]	595.8	585.4	81.81	306.18	572	166.2
Moment réduit - μ_s [-]	0.025	0.024	0.003	0.027	0.024	0.014
Bras de levier réduit - β_u [-]	0.987	0.988	0.998	0.986	0.988	0.993
Hauteur utile – d [m]	1.305			0.90	1.305	0.90
Bras de levier – z_b [m]	1.289	1.289	1.303	0.888	1.289	0.893
Effort tranchant - V_u [kN]	649.88	556.15	118.89	306.21	475.00	145.5
Contrainte tangente - τ_u [MPa]	0.50	0.43	0.09	0.34	0.37	0.16
$\tau_u \leq 0.07 \times f_{c28}/\gamma_b = 1.17$ [MPa]	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Les armatures d'efforts tranchants ne sont pas nécessaires.

A.6 Calcul des efforts et moments fléchissants par la méthode de Lagrange

A.6.1 Méthodologie de calcul

Le calcul est un calcul élastique effectué suivant la théorie de la flexion des plaques et enveloppes, est basée sur plusieurs hypothèses simplificatrices :

- L'épaisseur de la plaque est petite en comparaison des autres dimensions : plaque mince.
- Invariabilité de la normale (hypothèse de Kirchhoff - Love) : les points situés sur une normale à la surface moyenne avant la déformation sont alignés après la déformation sur une même normale à la surface de la déformée permet de négliger les déformations angulaires des enveloppes en comparaison des déplacements angulaires.
- Non écrasement des couches de la plaque les unes sur les autres : les contraintes normales dans les sections parallèles au plan moyen sont négligeables en comparaison des contraintes de flexion.

La dalle est calculée à la flexion comme une plaque à contours rectangulaires. La plaque est repérée dans un système d'axes $Oxyz$, le plan Oxy étant confondu avec le plan moyen de la plaque. Les flèches et les contraintes d'une plaque non symétrique (à définir) sont déterminées par des fonctions de deux variables indépendantes, les variables usuelles étant les coordonnées (x, y) . L'équation différentielle d'une plaque non circulaire est une équation aux dérivées partielles dont la solution est donnée habituellement par une série.

Les sollicitations d'une plaque sont déterminées à partir de la relation entre la déformée $w(x,y)$ suivant l'axe z et la densité de charge $p(x,y)$ établie par Lagrange :

$$\Delta \Delta w = -\frac{p(x,y)}{D} \quad (1)$$

Où Δ représente l'opérateur laplacien $\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$, la forme développée de l'équation s'écrit alors :

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2 \times \partial^4 w}{\partial x^2 \times \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p(x,y)}{D}$$

$$\text{avec } D = \frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \text{ avec } \begin{cases} D : \text{raideur de la dalle} \\ E : \text{Module de Young du matériau de la dalle} \\ h : \text{Epaisseur de la dalle} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson du matériau de la dalle} \end{cases}$$

Les contraintes généralisées sont alors données par les équations suivantes »

Moments de flexion :

$$M_x = D \times \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \times \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad \Bigg| \quad M_y = D \times \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \times \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

Moment de torsion

$$M_{xy} = M_{yx} = D \times (1 - \nu) \times \frac{\partial^2 w}{\partial x \times \partial y}$$

Efforts tranchants :

$$V_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \quad \Bigg| \quad V_y = \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x}$$

Réactions d'appuis :

$$R_x = V_x + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \quad \Bigg| \quad R_y = V_y + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x}$$

La méthode de résolution de l'équation, dans le cas d'une plaque rectangulaire de dimension $a \times b$ (a et b coïncidant respectivement avec les axes Ox et Oy et $a \leq b$) ne peut être explicitée que dans le cas particulier d'une charge répartie sur la surface et d'expression :

$$p(x, y) = p_0 \times \sin\left(m \times \frac{\pi \times x}{a}\right) \times \sin\left(n \times \frac{\pi \times y}{b}\right)$$

Dans les autres cas, Navier a proposé d'écrire la fonction de charge sous la forme d'une double série trigonométrique (série de Fourier) :

$$p(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{m,n} \times \sin\left(m \times \frac{\pi \times x}{a}\right) \times \sin\left(n \times \frac{\pi \times y}{b}\right)$$

La déformée $w(x, y)$ solution de l'équation (1) s'écrit alors :

$$w(x, y) = - \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \times \sin\left(m \times \frac{\pi \times x}{a}\right) \times \sin\left(n \times \frac{\pi \times y}{b}\right)$$

Les coefficients $A_{m,n}$ sont déterminés en fonction des conditions aux limites. Navier a proposé pour le cas particulier d'une plaque rectangulaire articulée sur ses quatre côtés, une solution de l'équation différentielle (1), la déformée devient alors :

$$w(x, y) = -\frac{1}{\pi^4 \times D} \times \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{A_{m,n}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2} \times \sin\left(m \times \frac{\pi \times x}{a}\right) \times \sin\left(n \times \frac{\pi \times y}{b}\right)$$

Les coefficients $A_{m,n}$ sont donnés par la formule :

$$A_{m,n} = \frac{4}{a \times b} \times \int_0^a \int_0^b p(x, y) \times \sin\left(m \times \frac{\pi \times x}{a}\right) \times \sin\left(n \times \frac{\pi \times y}{b}\right) \times dx \times dy$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } m \text{ impair, } \left\{ \begin{array}{l} \text{si } n \text{ impair, } A_{m,n} = \frac{-4}{m \times n \times \pi^2} \times (p(a, b) + p(a, 0) + p(0, b) + p(0, 0)) \\ \text{si } n \text{ pair, } A_{m,n} = \frac{4}{m \times n \times \pi^2} \times (p(a, b) + p(a, 0) + p(0, b) + p(0, 0)) \end{array} \right. \\ \text{Pour } m \text{ pair, } \left\{ \begin{array}{l} \text{si } n \text{ impair, } A_{m,n} = \frac{4}{m \times n \times \pi^2} \times (p(a, b) + p(a, 0) - p(0, b) - p(0, 0)) \\ \text{si } n \text{ pair, } A_{m,n} = \frac{-4}{m \times n \times \pi^2} \times (p(a, b) + p(a, 0) - p(0, b) - p(0, 0)) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

A.6.2 Résultats du calcul

Le calcul est effectué sur le logiciel MS-Excel avec une implémentation en code VBA (Visual Basic for Application) de M. Henri THONIER.

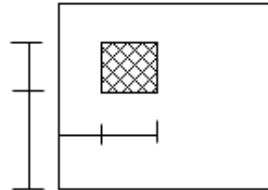
Conformément à l'Article 2.1.3. (cf. p. CLXXIV), le calcul des déformations est effectué avec un coefficient de Poisson $\nu = 0.20$. Les résultats obtenus sont présentés ci-après :

Calcul à l'ELS

108 - Calcul d'une dalle rectangulaire - Solution de Navier avec les séries de Fourier articulée sur ses 4 côtés

(pour exécuter, taper la touche F9 après la fin des données)

Epaisseur dalle	h	1.5	m
Hauteur utile	d	1.35	m
Longueur dalle	A	8.5	m
Largeur dalle	B	14.2	m
Module d'Young	E	32.164	MPa
Coeff. de Poisson	v	0	



juin 2012

H. Thonier

L'auteur n'est pas responsable de l'usage fait de ce programme

Charges réparties sur des rectangles de côtés $a_2 \times b_2$

	a_1	a_2	b_1	b_2	p		
	m	m	m	m	kN/m ²	Charg. kN	Aire m ²
1	0	8.5	0	14.2	39	4707.3	120.70
2	1.25	4.85	0	14.2	24.2	1666.654	68.87
3						0	0.00
4						0	0.00
5						0	0.00
6						0	0.00
						6373.954	189.57

Résultats

		Milieux des bords				Milieu panneau	Vos coordonnées de calcul				
		gauche	droit	haut	bas						
Abscisse x	m	0	8.5	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	0	3.675	3.9625
Ordonnée y	m	7.1	7.1	14.2	0	7.1	7.1	0	7.1	7.1	7.1
Moment M_a	kNm/m	0	5E-14	5E-14	0	349.03	349.0323	0	0	345.5939	348.9332
Moment M_b	kNm/m	0	1E-14	5E-14	0	100.59	100.5872	0	0	98.46343	100.0881
Eff. tranchant V_a	kN/m	199.26	-183.53	-1E-15	0	-5.8755	-5.875456	0	199.2613	24.49094	9.87957
Eff. tranchant V_b	kN/m	0	-3E-30	-173.5	173.5	-6E-15	-5.52E-15	173.5	0	-5.4E-15	-5.5E-15
Moment réduit	MPa	0	3E-17	3E-17	0	0.1915	0.1915129	0	0	0.189626	0.191459
Cisaillement	MPa	0.1476	0.136	0.1285	0.1285	0.0044	0.0043522	0.1285	0.147601	0.018141	0.007318
Flèche	mm	0	-4E-17	-4E-17	0	-0.2889	-0.288907	0	0	-0.2834	-0.28775

Nota : calculs longs, patientez

Sur les bords, les résultats de convergence des séries sont médiocres

Cisaillement $v = V/d$

Moment réduit : $\beta = M / d^2$

Moment maximal
349.0323
MN/m

M. réduit maximal
0.1915
MPa

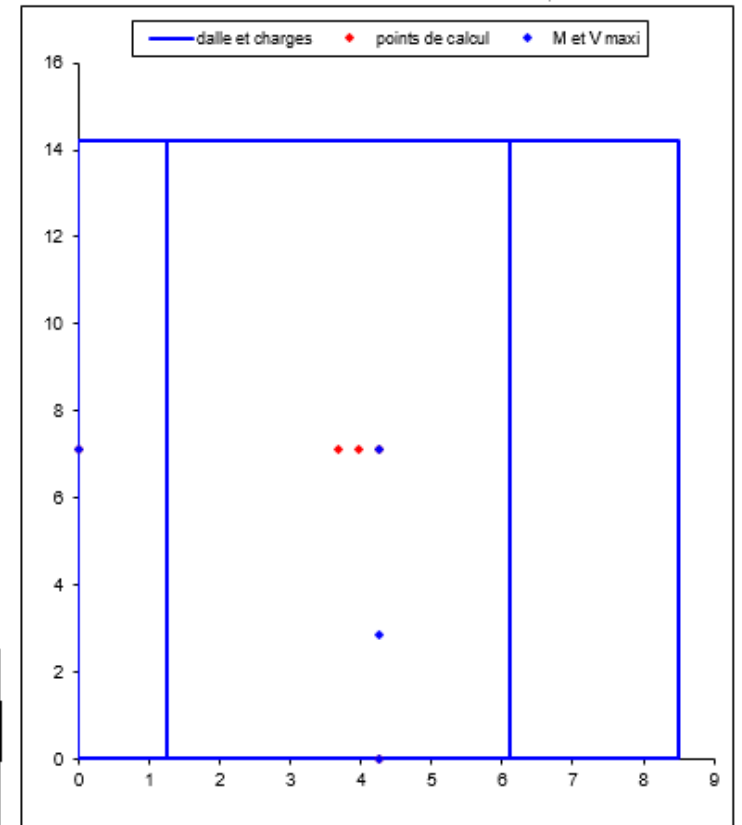
< 3,2

Eff. tr. max
199.2613
MN/m

Cisaillement maximal
0.1736
MPa

Déformée maximale
0.289
mm

Pour les pages indiquées ci-dessous et des coordonnées ci-dessus



Aciers // Ox : moment max (à) = 349.0323 kNm/m
Aciers // Oy: moment max (à) = 111.6463 kNm/m
Effort tranchant // Ox (x) = 173.504 kN/m
Effort tranchant // Oy (x) = 199.2613 kN/m

Figure XC : Données et résumé des résultats du calcul de dalle à l'ELS sur Excel

Les diagrammes des moments fléchissants se présentent alors comme suit :

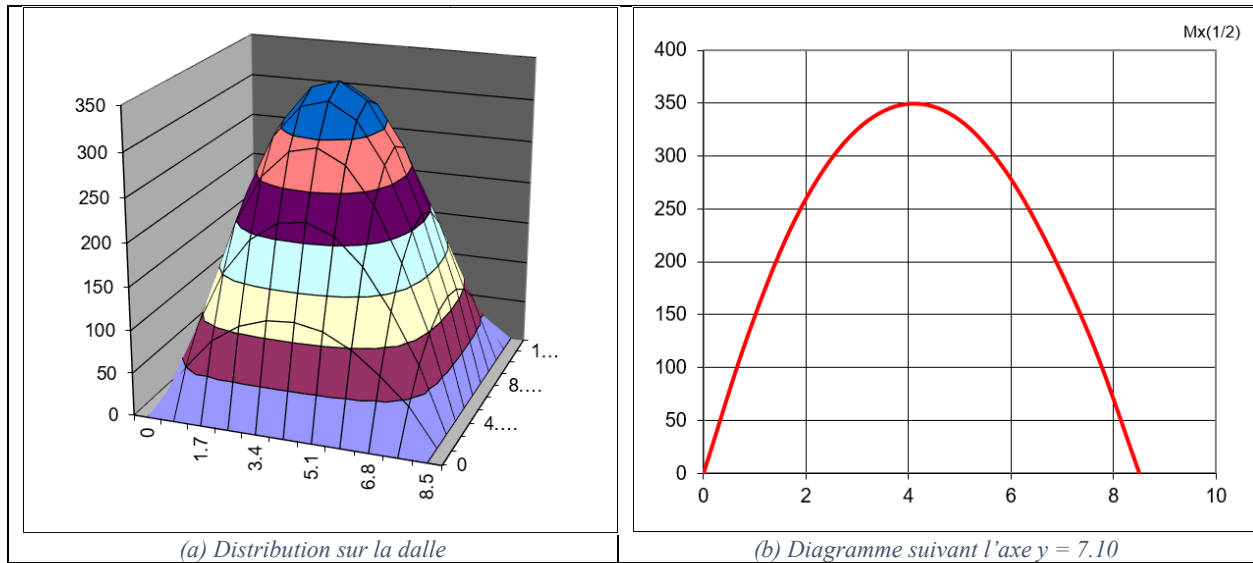


Figure XCII: Diagrammes des moments M_x à l'ELS

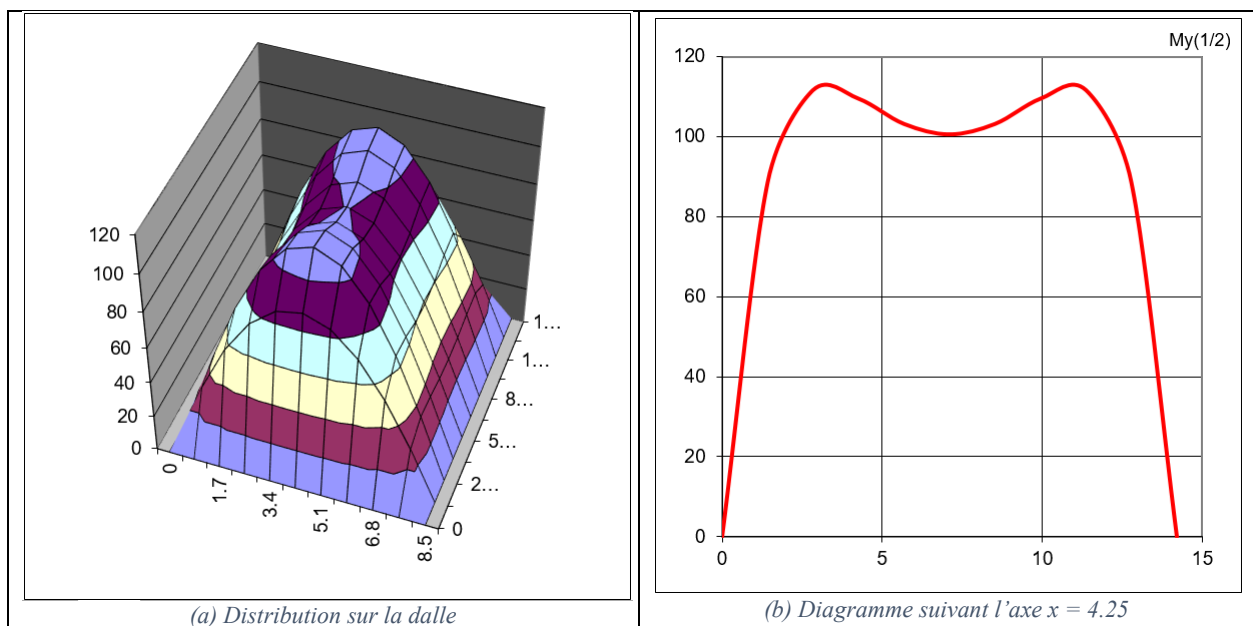


Figure XCII: Diagrammes des moments M_y à l'ELS

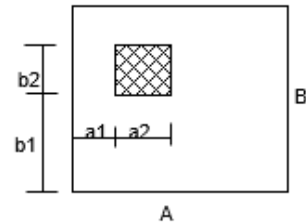
Les points de moments maximum sont : suivant la direction x : (4.25, 7.10) suivant la direction y : (4.25, 2.89).

Calcul à l'ELU

108 - Calcul d'une dalle rectangulaire - Solution de Navier avec les séries de Fourier articulée sur ses 4 côtés

(pour exécuter, taper la touche F9 après la fin des données)

Epaisseur dalle	h	1.5	m
Hauteur utile	d	1.35	m
Longueur dalle	A	8.5	m
Largeur dalle	B	14.2	m
Module d'Young	E	32,164	MPa
Coeff. de Poisson	v	0	



juin 2012
H. Thonier
L'auteur n'est pas
responsable de
l'usage fait de
ce programme

Charges réparties sur des rectangles de côtés $a_2 \times b_2$

	a_1 m	a_2 m	b_1 m	b_2 m	p kN/m ²	Charg. kN	Aire m ²
1	0	8.5	0	14.2	52.875	6382.0125	120.70
2	1.25	4.85	0	14.2	32.67	2249.9829	68.87
3						0	0.00
4						0	0.00
5						0	0.00
6						0	0.00
						8631.9954	189.57

Résultats

		Milieu des bords				Vos coordonnées de calcul			
		gauche	droit	haut	bas	panneau			
Abscisse x	m	0	8.5	4.25	4.25	4.25	4.25	0	3.675
Ordonnée y	m	7.1	7.1	14.2	0	7.1	7.1	0	7.1
Moment M_x	kNm/m	0	7E-14	7E-14	0	472.53	472.53106	0	467.8668
Moment M_y	kNm/m	0	2E-14	7E-14	0	136.19	136.18628	0	133.3104
Eff. tranchant V_x	kN/m	269.82	-248.59	-2E-15	0	-7.9319	-7.931866	0	269.8216
Eff. tranchant V_y	kN/m	0	-4E-30	-234.89	234.89	-7E-15	-7.47E-15	234.89	-7.3E-15
Moment réduit	MPa	0	4E-17	4E-17	0	0.2593	0.2592763	0	0.256717
Cisaillement	MPa	0.1999	0.1841	0.174	0.174	0.0059	0.0058755	0.174	0.199868
Flèche	mm	0	-5E-17	-6E-17	0	-0.3912	-0.391153	0	-0.3837

Nota : calculs longs, patientez

Sur les bords, les résultats de convergence des séries sont médiocres
Cisaillement $v = V/d$

Moment réduit : $\beta = M / d^2$

Moment maximal
472.53106
MN/m

M.réduit maximal
0.2593
MPa

Eff. tr.max maximal
269.8216
MN/m

Cisaillement maximal
0.2351
MPa

Déformée maximale
0.391
mm

Aciers // Ox : moment max (à) = 472.5311 kNm/m
Aciers // Oy: moment max (à) = 151.1571 kNm/m
Effort tranchant // Ox (x) = 234.8868 kN/m
Effort tranchant // Oy (x) = 269.8216 kN/m

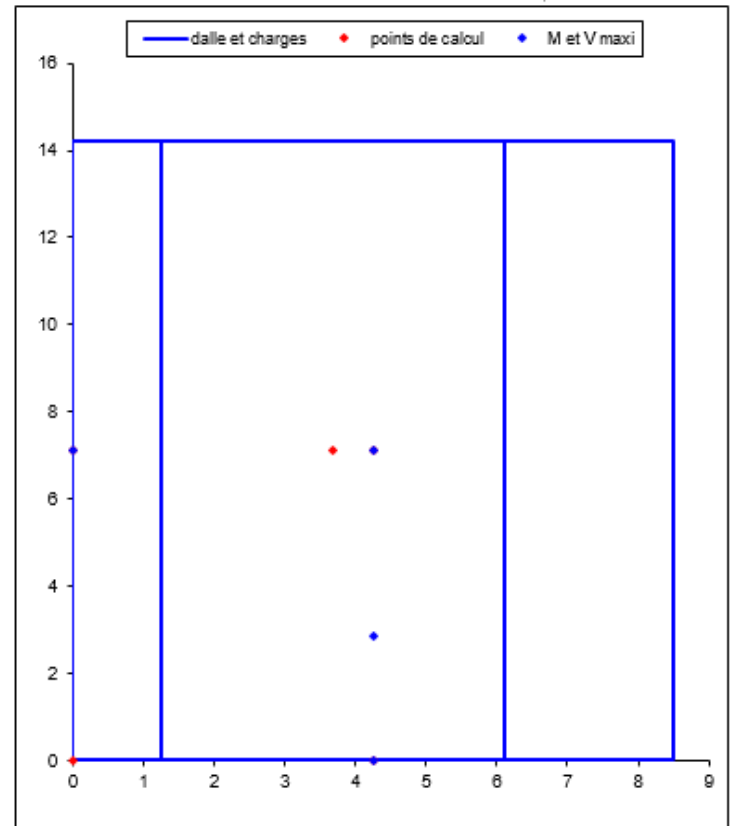


Figure XCIII : Données et résumé des résultats du calcul de dalle à l'ELU sur Excel

Les diagrammes des moments fléchissants se présentent alors comme suit :

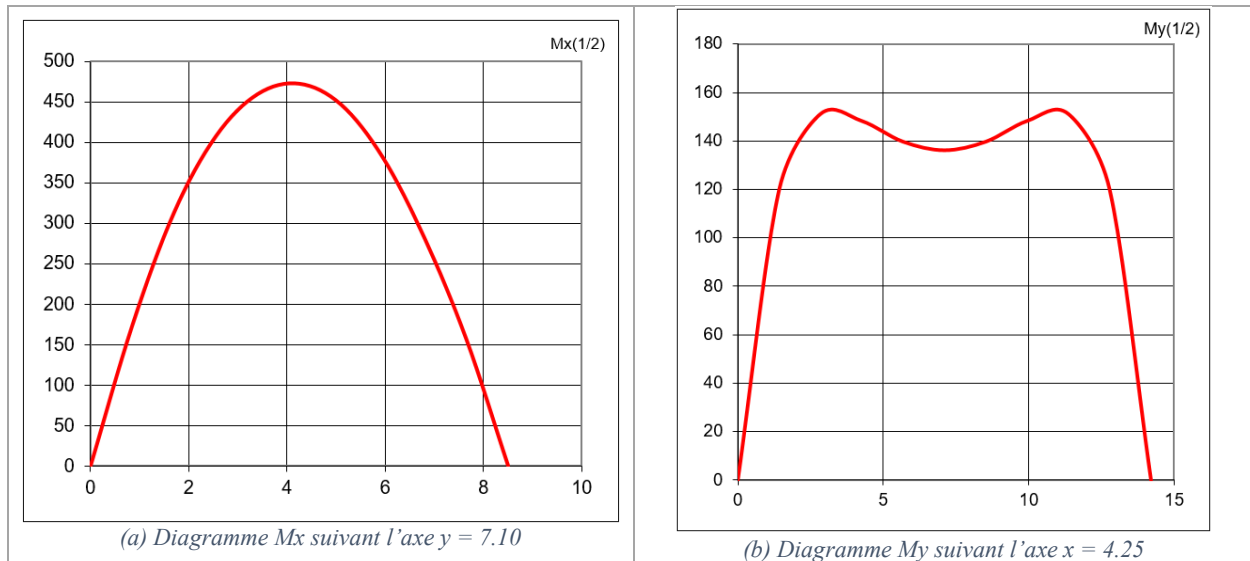


Figure XCIV: Diagrammes des moments à l'ELU

Les points de moments maximum sont : suivant la direction x : (4.25, 7.10) suivant la direction y : (4.25, 2.89).

Diagramme des efforts tranchants :

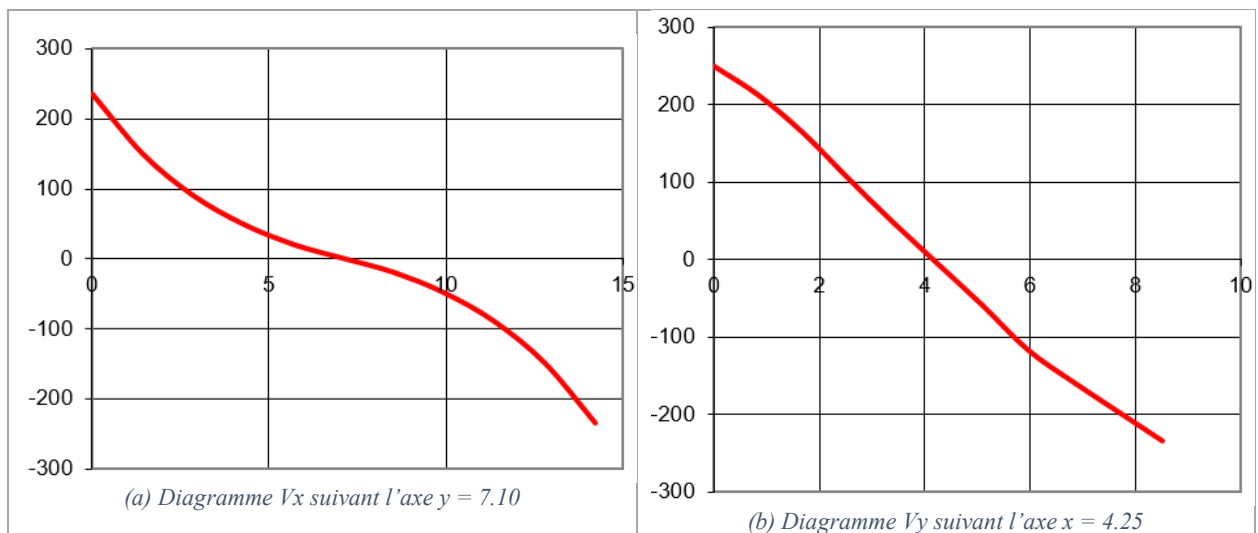


Figure XCV: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

A.7 Modélisation sur Robot Structural Analysis Pro 2018

L'objet de cette annexe est de déterminer les sollicitations sur la structure, par modélisation numérique, de la structure initiale (avec retombée) et de la structure modifiée (avec allège).

Les résultats issus de la modélisation serviront à comparer, d'une part, les résultats obtenus par le calcul manuel avec les résultats obtenus par calcul aux éléments finis avec un logiciel professionnel et d'autre part, les résultats obtenus après modification de la configuration de la retombée avec les résultats avant la modification.

Les éléments sont modélisés avec le logiciel aux éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Pro 2018. Tous les éléments de l'ouvrage sont modélisés en éléments coques.

La géométrie du modèle adopté pour la dalle est différente de celle adoptée pour le calcul manuel (limitée au rectangle), afin d'intégrer des conditions d'appui plus proches de la réalité.

Sauf mention, les caractéristiques des matériaux et les conditions de dimensionnement sont identiques à celles adoptées pour le calcul manuel.

Le type de modèle choisi est le modèle coque et les éléments sont modélisés en plaques.

Le modélisation de la structure modifiée sera développée premièrement et ensuite viendra la modélisation de la structure initiale.

A.7.1 Structure modifiée

A.7.1.1 Géométrie du modèle

La configuration adoptée est identique à celle présentée en Annexe [A.1](#) et figurant ci-après :

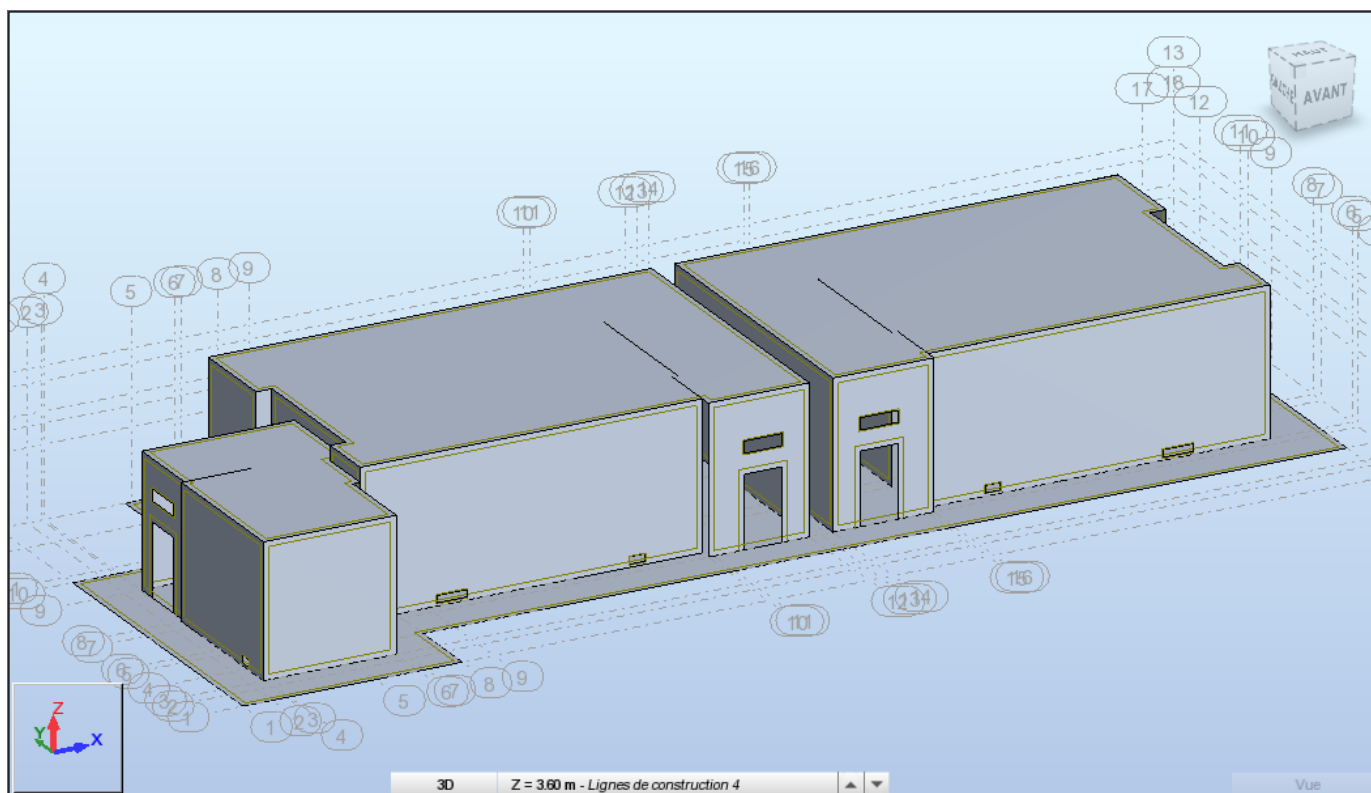


Figure XCVII : Vue du modèle numérique réalisé sur le logiciel Robot Structural Analysis

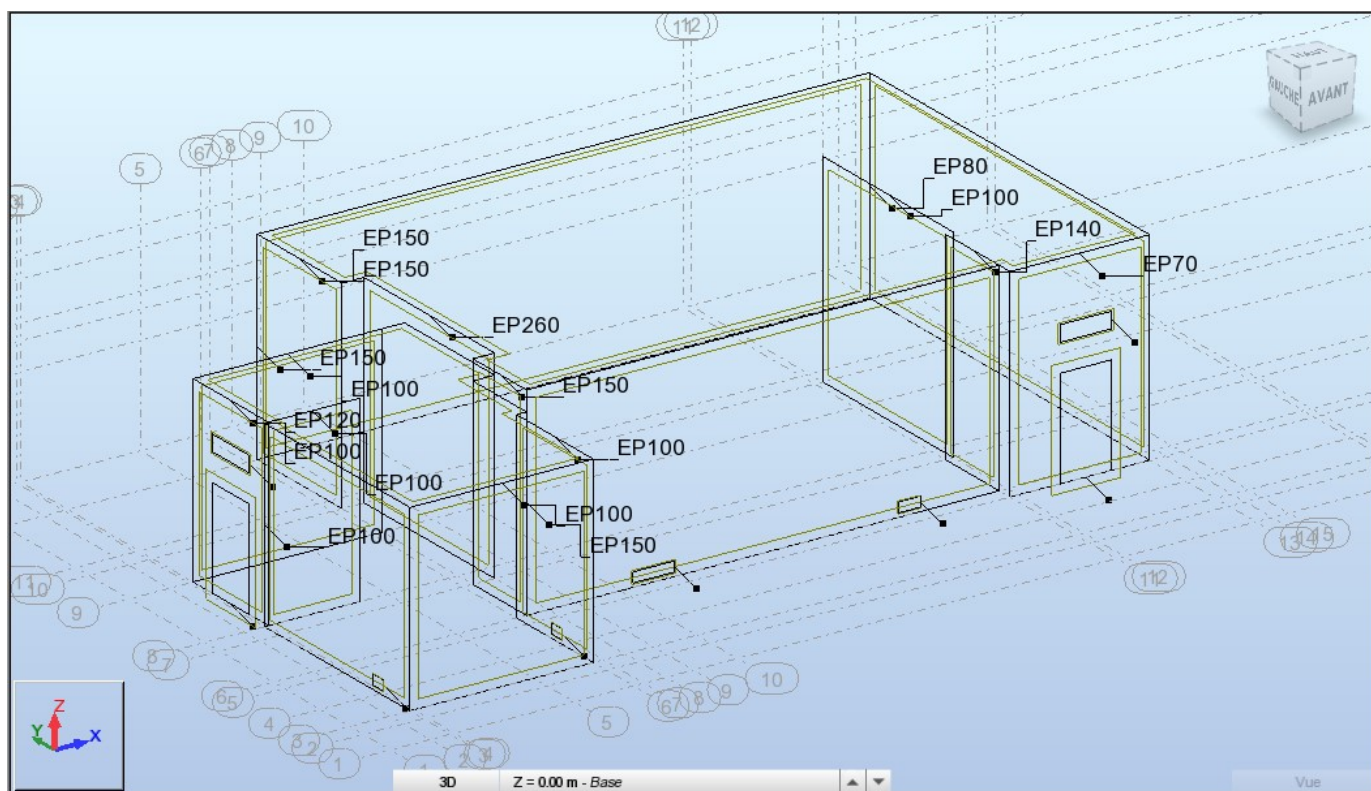


Figure XCVIII : Epaisseur des parois

A.7.1.2 Appuis – Conditions aux limites

- la dalle est articulé sur ses contours ;
- les parois sont articulées, en tête et sur pied, les jonctions entre parois sont en encastrement ;
- le radier prend appui sur le pré radier en béton de raideur prise égale à 8000 [MPa/m], cela est modélisé par un appui surfacique élastique sous le radier avec une raideur de 8000 [MPa/m].

Les conditions d'appui sont

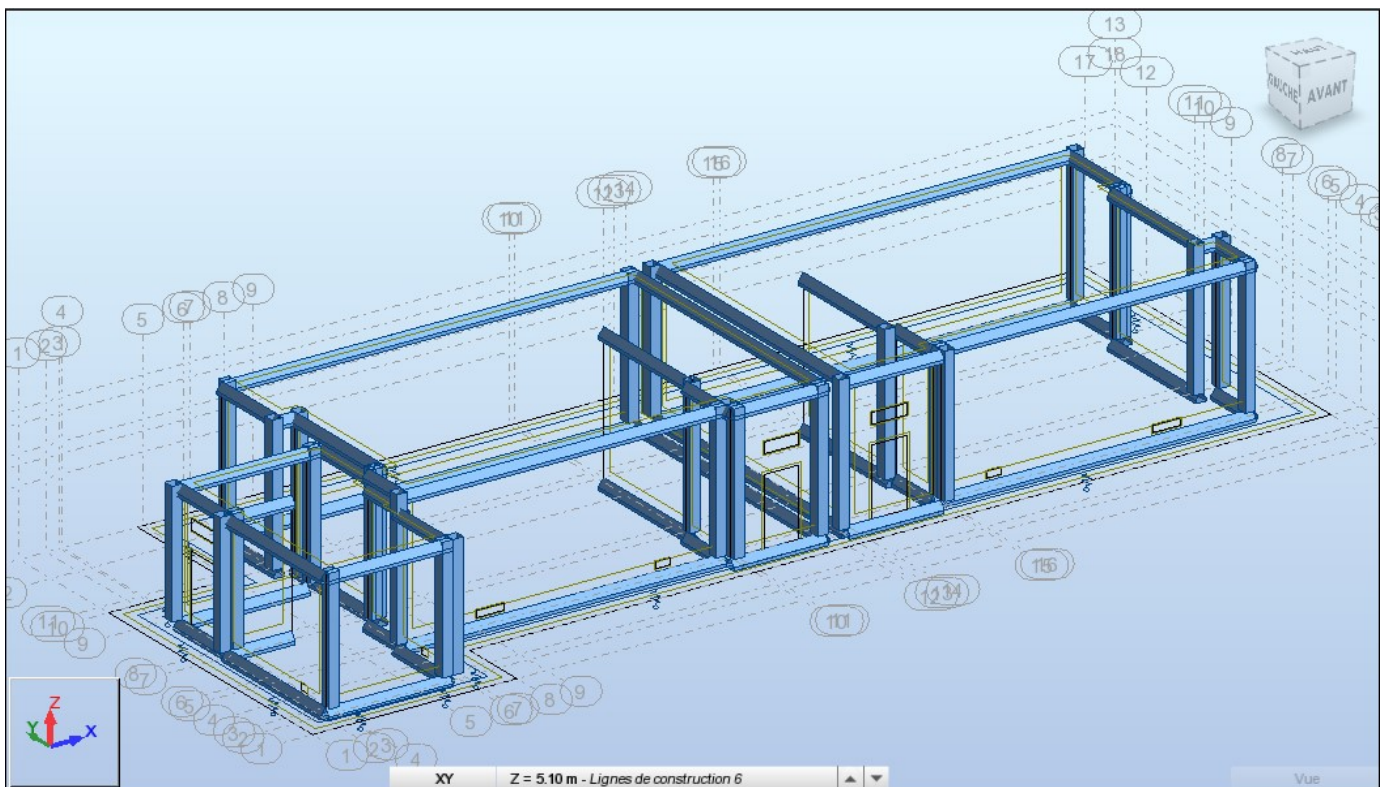


Figure XCIX: Représentation des conditions d'appuis sur le logiciel Robot Structural Analysis

A.7.1.3 Actions et cas de charges

Le béton armé a une masse volumique de 2500 [kg/m³] et le béton non armé une masse volumique de 2200 [kg/m³].

- Charges sur les dalles

Les charges considérées sont les suivantes :

- Charges permanentes
 - poids propre de la dalle ;

- en radiothérapie, poids de la surcharge en béton (épaisseur = 1.10 [m]) : 24.20 [kPa] ;
- poids des voiles architecturaux en béton armé (section 0.25 [m] × 2.00 [m]) sur le pourtour de la dalle : 12.50 [kN/ml].

- Charges variables

- charges de maintenance de la toiture : 1.50 [kPa]

- Charges sur les voiles

Les voiles reprennent outre leur poids propre, les charges apportées par la dalle.

- Charges sur le radier

Les charges reprises directement par le radier ne sont pas en compte, seules les charges apportées par les parois verticales sont considérées.

Chargements

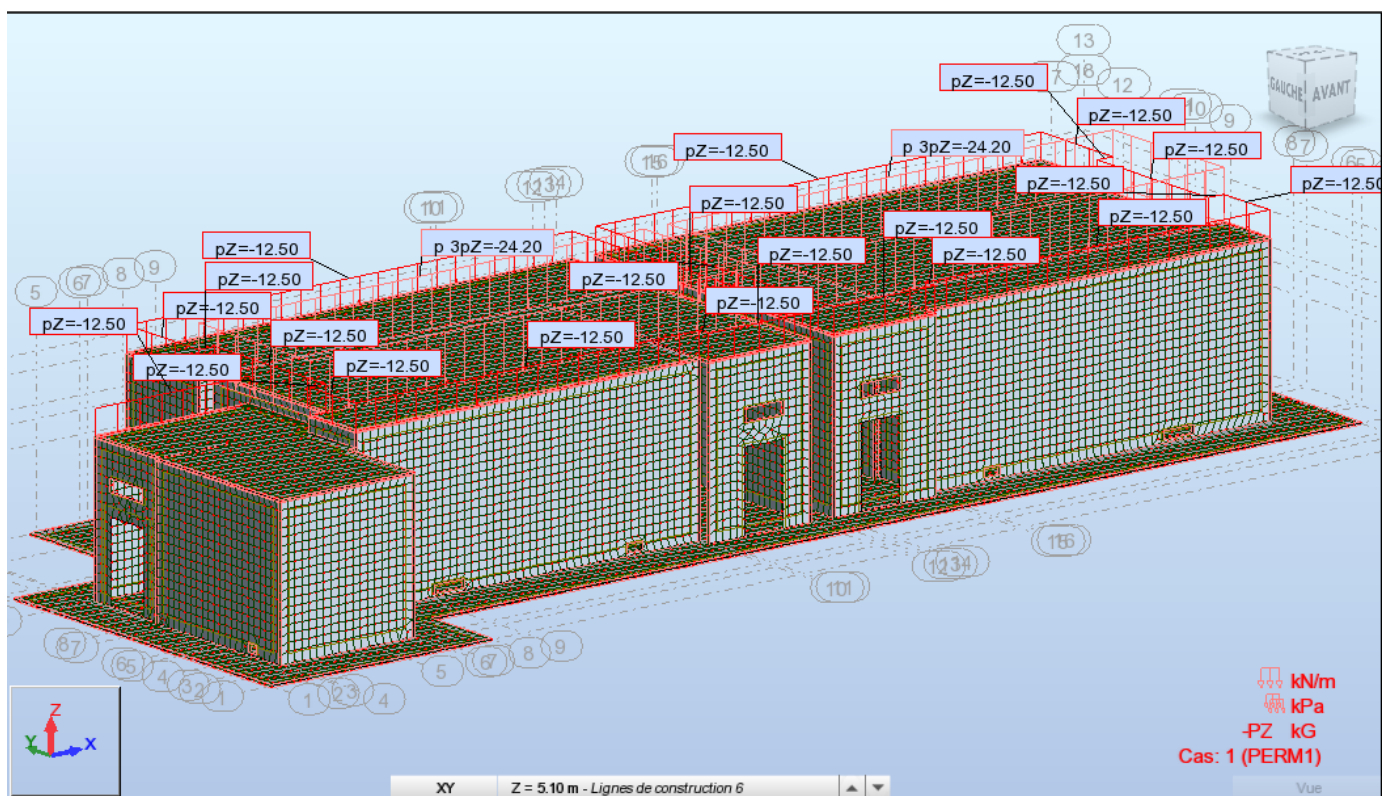
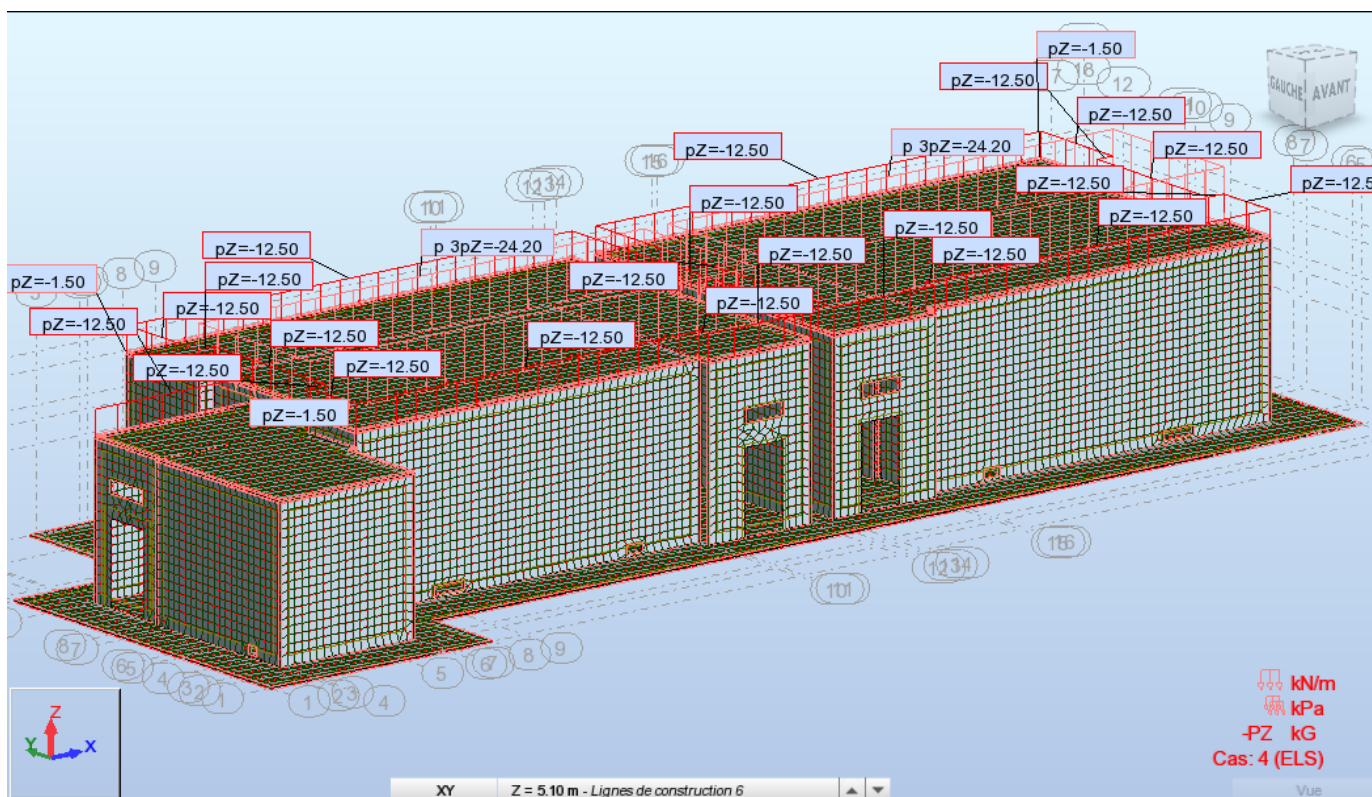
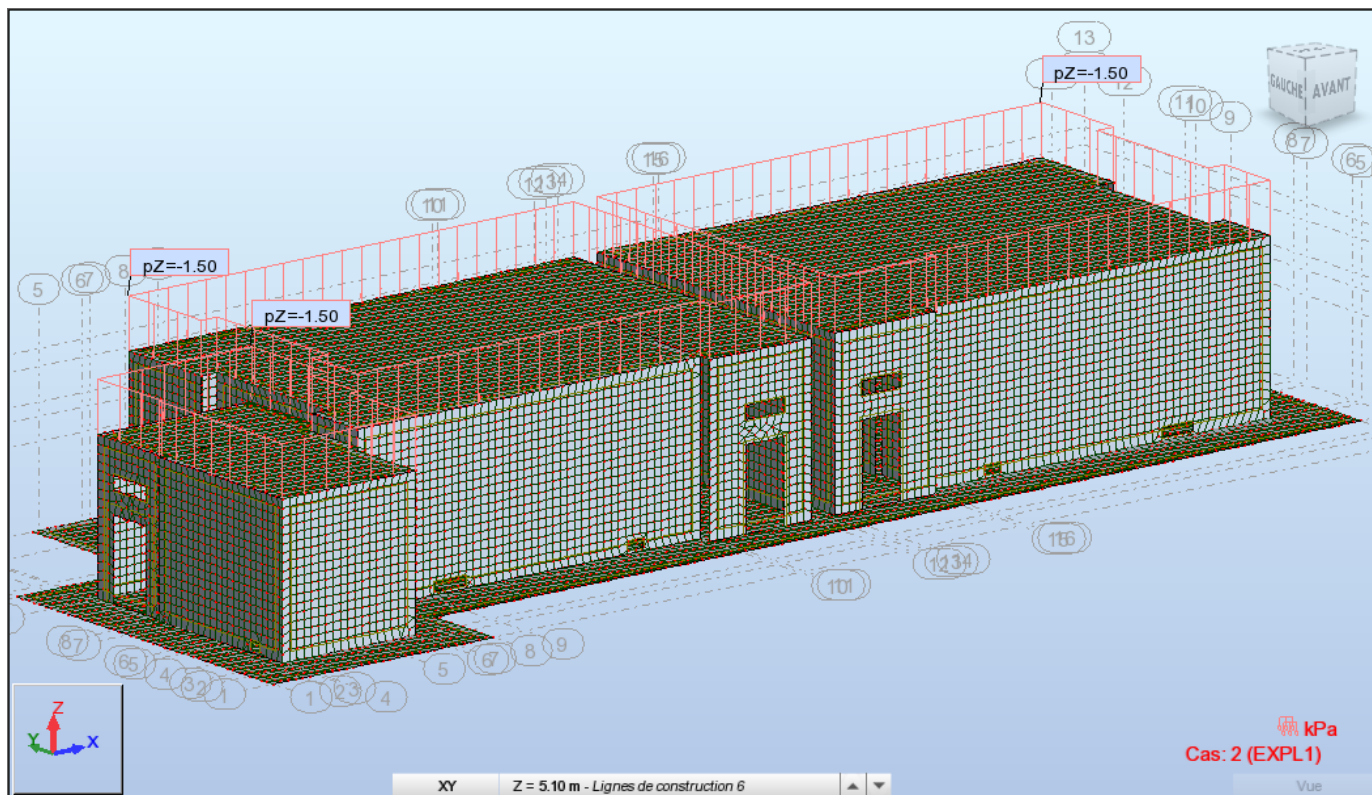


Figure C : Charges permanentes sur la structure modifiée



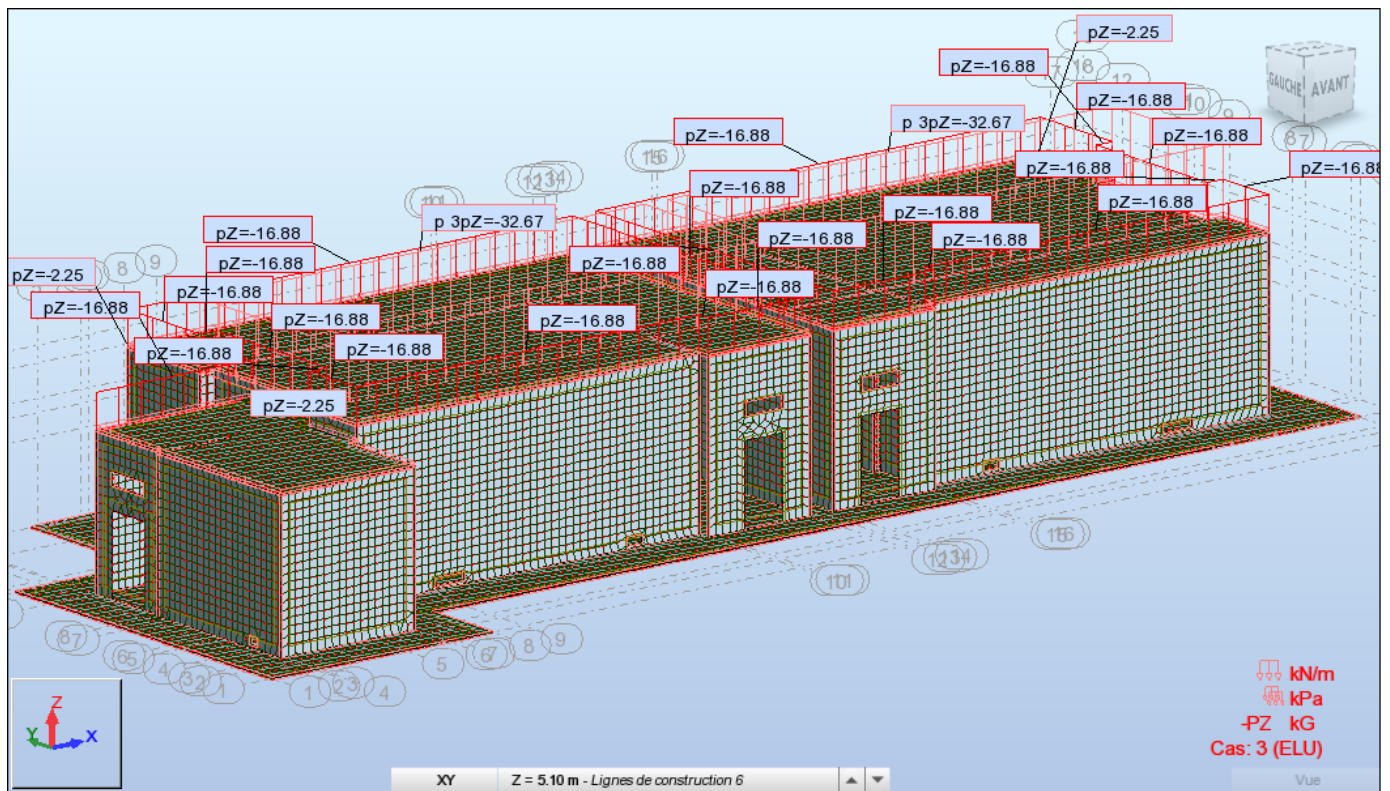


Figure CIII : Chargement à l'ELU sur la structure modifiée

A.7.1.4 Maillage

Les éléments sont « discrétisés » en nœuds espacés de 0.25 [m].

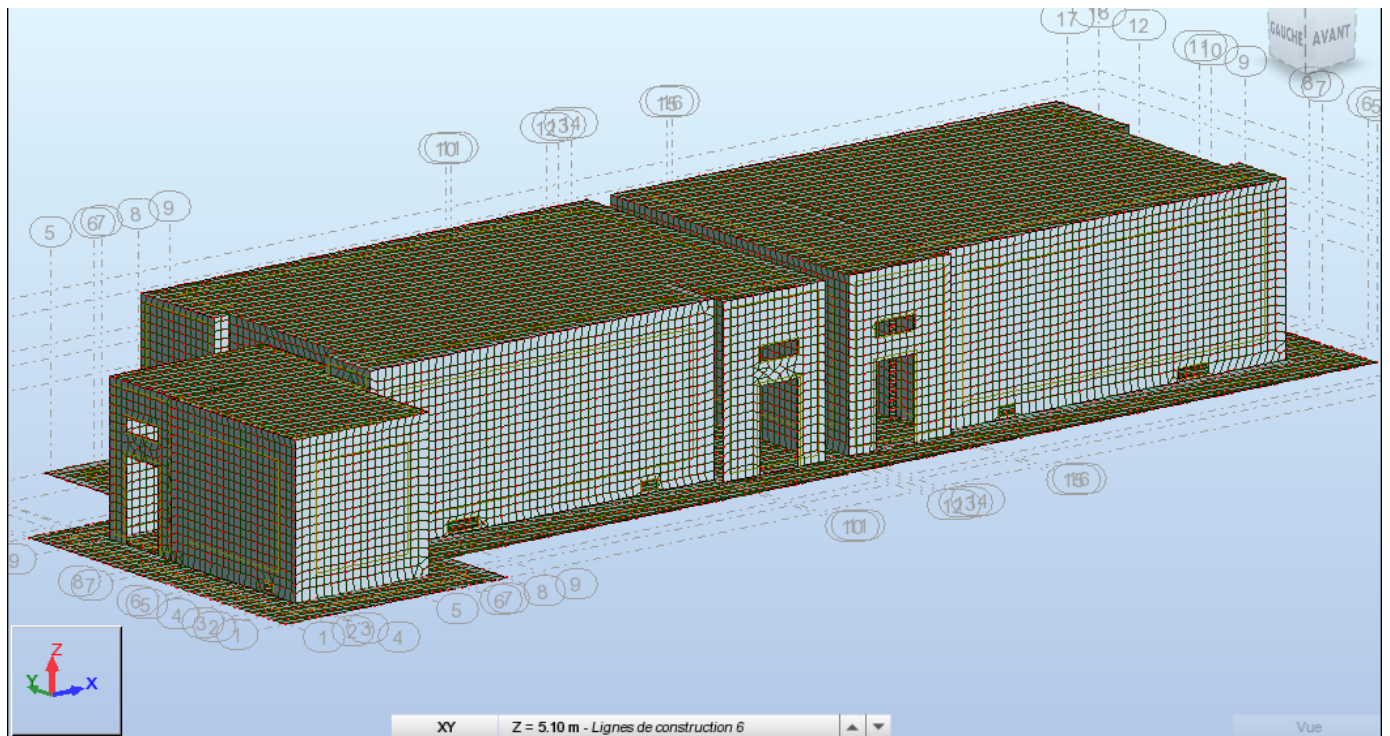
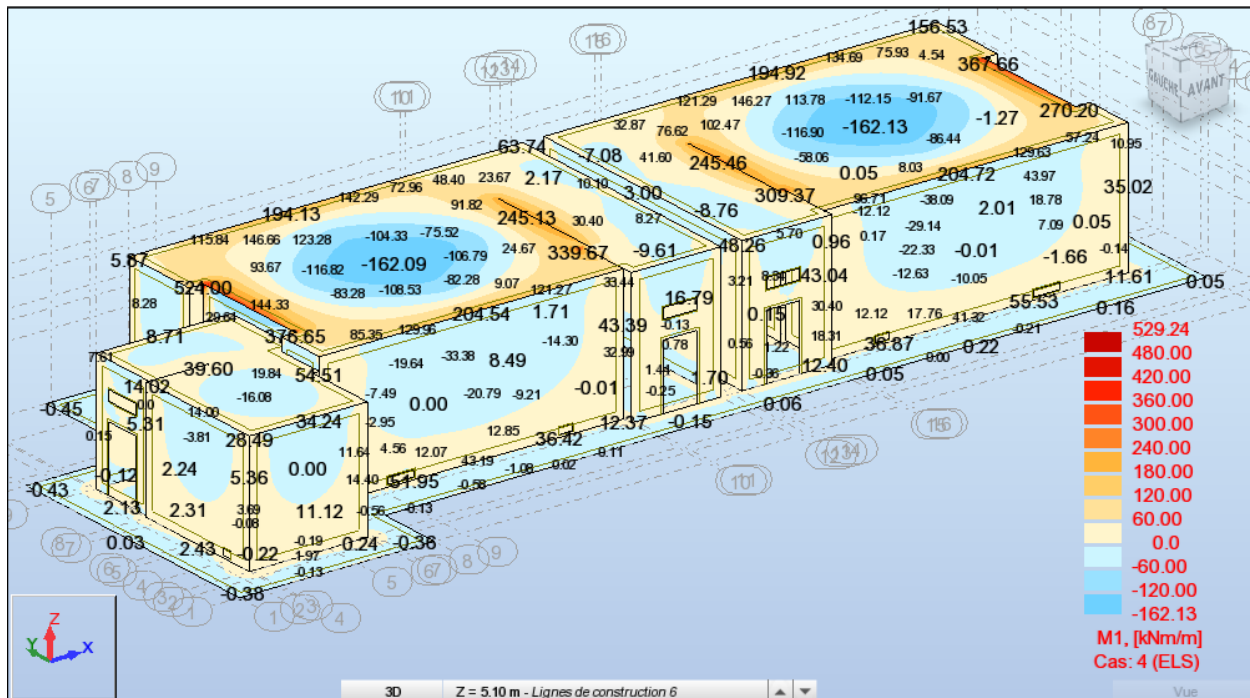


Figure CIV : Maillage effectuée sur le logiciel Robot Structural Analysis

A.7.1.5 Calcul des sollicitations

Cette étape correspond au prétraitement et au posttraitement de la méthode des éléments finis. Le logiciel effectue la résolution du système et organise les résultats pour exploitation. Les résultats seront donnés sous forme de cartographie.

- Moment fléchissant



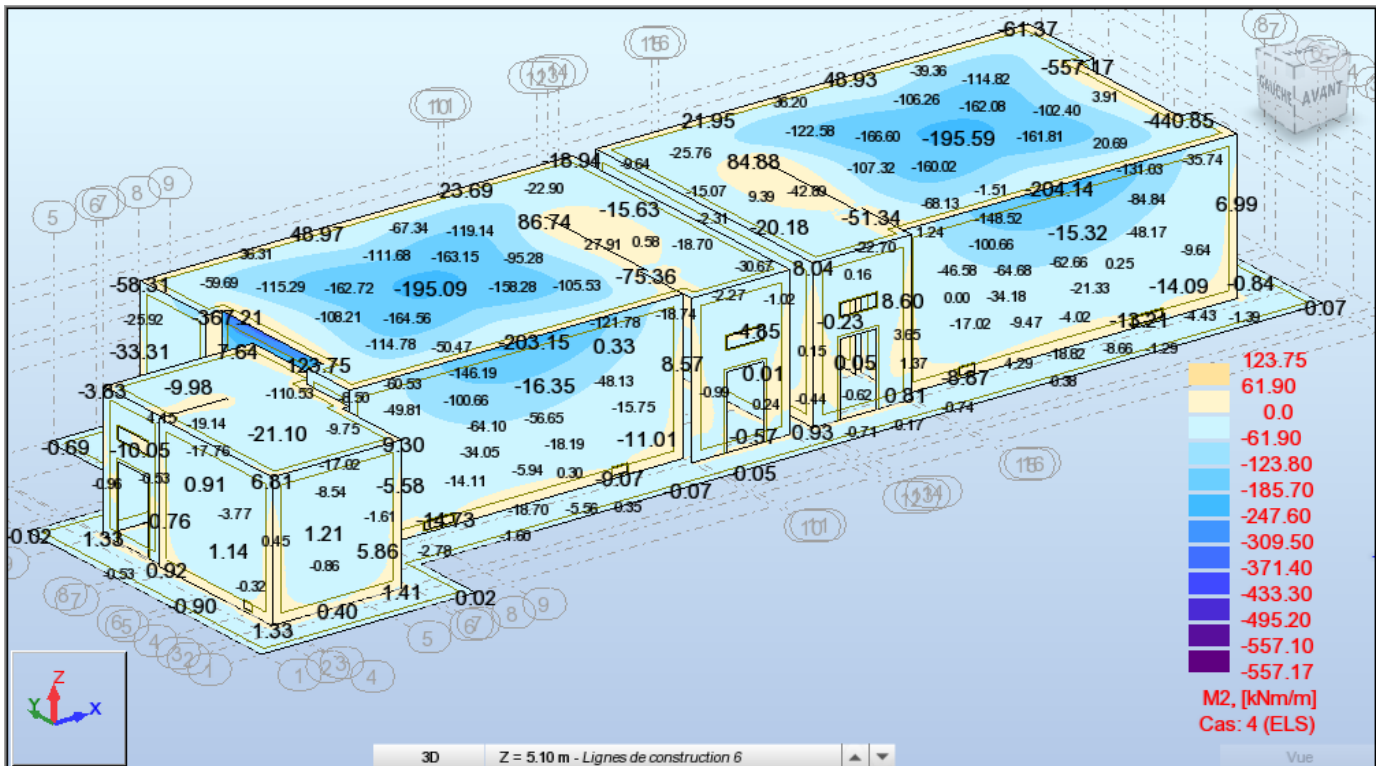


Figure CVI : Cartographie des moments fléchissants extrêmes à l'ELS suivant l'axe y (Structure modifiée)

- Effort normal

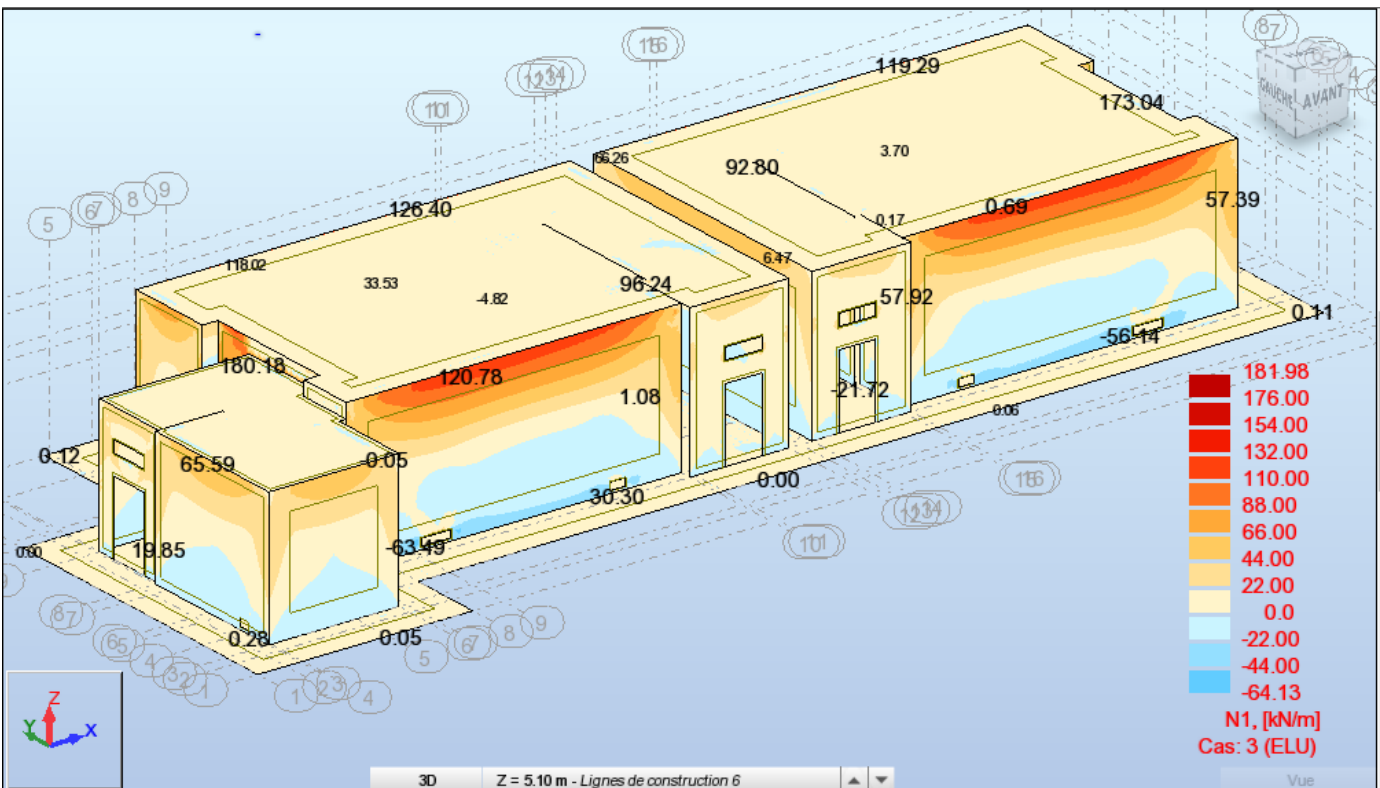


Figure CVII : Cartographie des efforts normaux extrêmes à l'ELU suivant l'axe x (Structure modifiée)

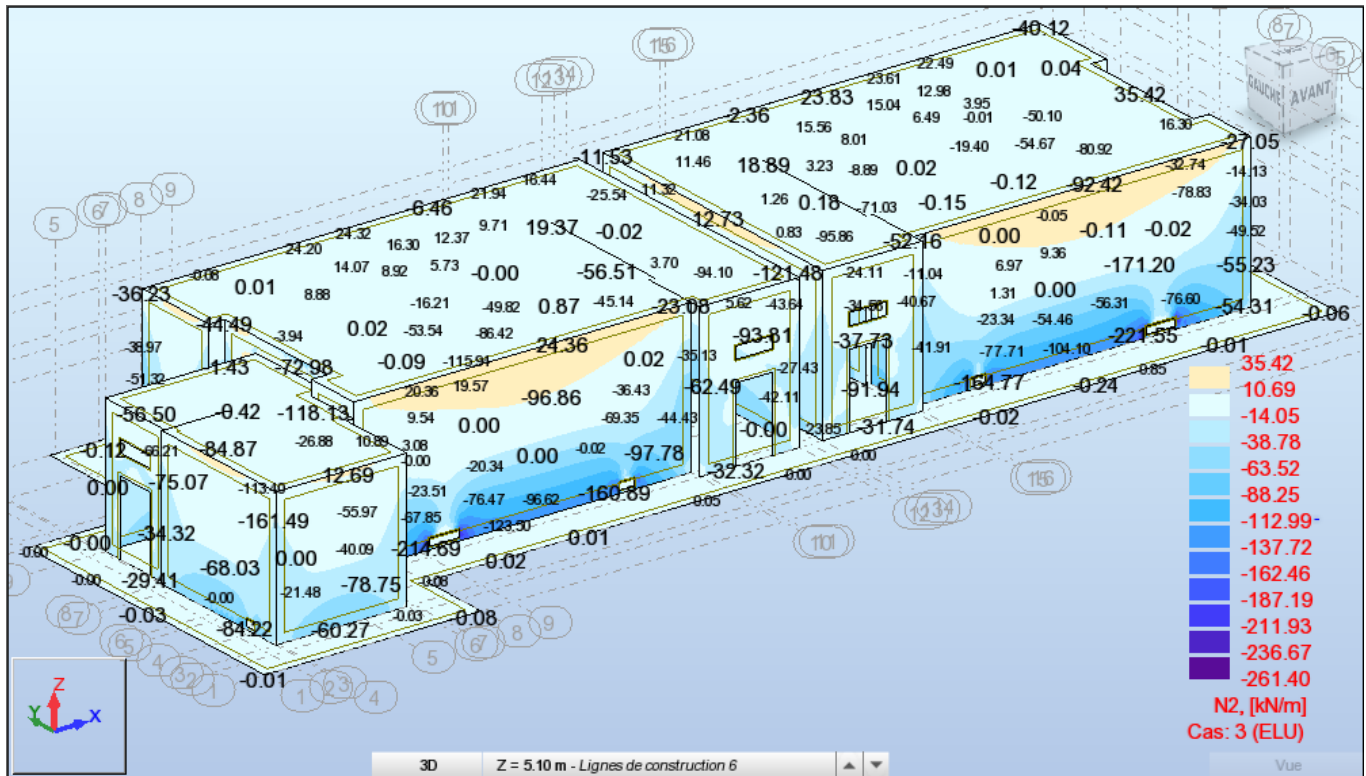


Figure CVIII : Cartographie des efforts normaux extrêmes à l'ELU suivant l'axe y (Structure modifiée)

- Effort tranchant

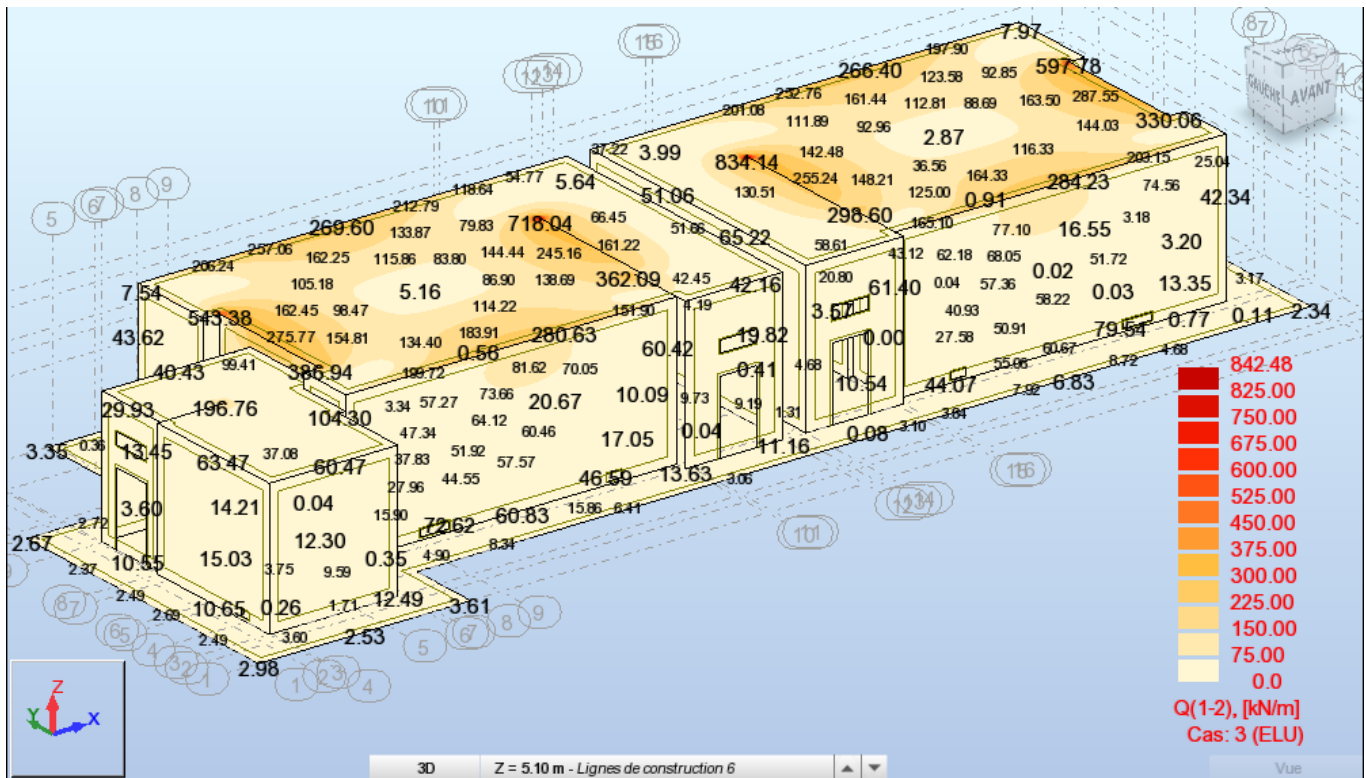


Figure CIX : Cartographie des efforts tranchants extrêmes à l'ELU (Structure modifiée)

Les sollicitations nécessaires au dimensionnement sont récapitulées dans le tableau suivant :

		M. fléchissant [m.kN/m]		Effort Normal [kN/m]		Effort tranchant [kN/m]
		Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	
Dalle radiothérapie	Appui	385.89	123.75	42.83	-27.07	842.48
	Travée	-162.13	-195.59	-1.28	2.20	0.00
Dalle curiethérapie.	Appui	55.05	27.55	10.06	-10.59	273.19
	Travée	-16.38	-28.67	-0.49	0.08	0.00
Parois verticales		497.90	-762.03	181.98	-261.40	290.41
Radier	Appui	24.52	6.51	4.15	-4.46	46.14
	Travée	-4.21	-27.45	-0.70	0.32	0.00

Toutes les valeurs sont les valeurs obtenues pour la combinaison fondamentale à l'ELU, excepté les valeurs des moments fléchissant fournies pour la dalle et le radier qui sont les valeurs des combinaisons à l'ELS rare, le dimensionnement étant effectué en fissurant très préjudiciable pour la dalle et fissuration préjudiciable pour le radier.

Les parois verticales les plus sollicitées sont les parois P2 (moment fléchissant) et V3 (effort tranchant) du local de radiothérapie externe 2 et P2 du local de radiothérapie externe 1 (effort normal et effort tranchant).

Les valeurs relativement faibles obtenues pour le radier sont la conséquence de valeur élevée de la raideur de l'appui pris égale à 8000 [MPa/m], conformément à l'hypothèse formulée au point *Répartition transversale des pressions du sol* (cf. p. CIV)

A.7.1.6 Calcul et dimensionnement des éléments

A.7.1.6.1 Méthodologie

- Dalle et radier

Le dimensionnement du radier et la dalle est conduit suivant les Règles BAEL 91 modifiées 99 en fissuration très préjudiciable pour la dalle et en fissuration préjudiciable pour le radier tous deux avec la combinaison rare.

Les calculs sont effectués en flexion simple et les justifications portent sur la flexion l'effort tranchant et le poinçonnement.

- Parois verticales

Les moments fléchissants sollicitant les parois étant relativement importants ces dernières sont calculées en flexion composée. L'ouvrage « *Conception et calcul des structures de bâtiment* » propose deux méthodes de calcul suivant la longueur de flambement ℓ_f de l'élément et l'excentricité des sollicitations agissantes e_0 ($e_0 = M_u/N_u$)¹⁵, ainsi si :

- $\ell_f > 15 \times h$ et $\ell_f > 20 \times e_0$, la méthode Faessel est applicable avec étude du flambement ;
- sinon la méthode forfaitaire exposée Art. A.4.3.5 des Règles BAEL est applicable.

h représentant la dimension du poteau dans le sens du flambement étudié.

Pour le cas en présence, les éléments sont considérés encastres en pied et articulés sans déplacement en tête. Ainsi pour la détermination de la longueur de flambement du montant, la longueur de flambement vaut : $\ell_f = \ell_0/\sqrt{2}$, avec ℓ_0 : la longueur libre du montant.

Les Règles BAEL (A.4.3,5. - Cas de la flexion composée avec compression.) proposent une valeur forfaitaire de l'excentricité de deuxième ordre à prendre en compte¹⁶ :

$$e_2 = 3 \times \frac{\ell_f^2}{h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) \times 10^{-4}$$

avec :

- $\emptyset$: coefficient de fluage valant 2 en général sauf justification particulière
- α : rapport du moment dû aux actions permanentes non pondérées sur le total non pondéré,

La vérification de l'élément est faite avec un effort normal N et un moment $M' = M + N \times (e_a + e_2)$

- M : moment agissant extérieur ($M = N \times e_0$)
- e_a = excentricité additionnelle vaut $\text{Max} (\ell_0/250, 2 \text{ [cm]})$
- ℓ_0 : Longueur libre du poteau

Le dimensionnement est conduit en deux phases : une justification à l'ELU suivie d'une vérification à l'ELS.

▪ Justification à l'ELU

La justification est conduite suivant l'organigramme suivant :

¹⁵ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 2:782.

¹⁶ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 1995, 3:820.

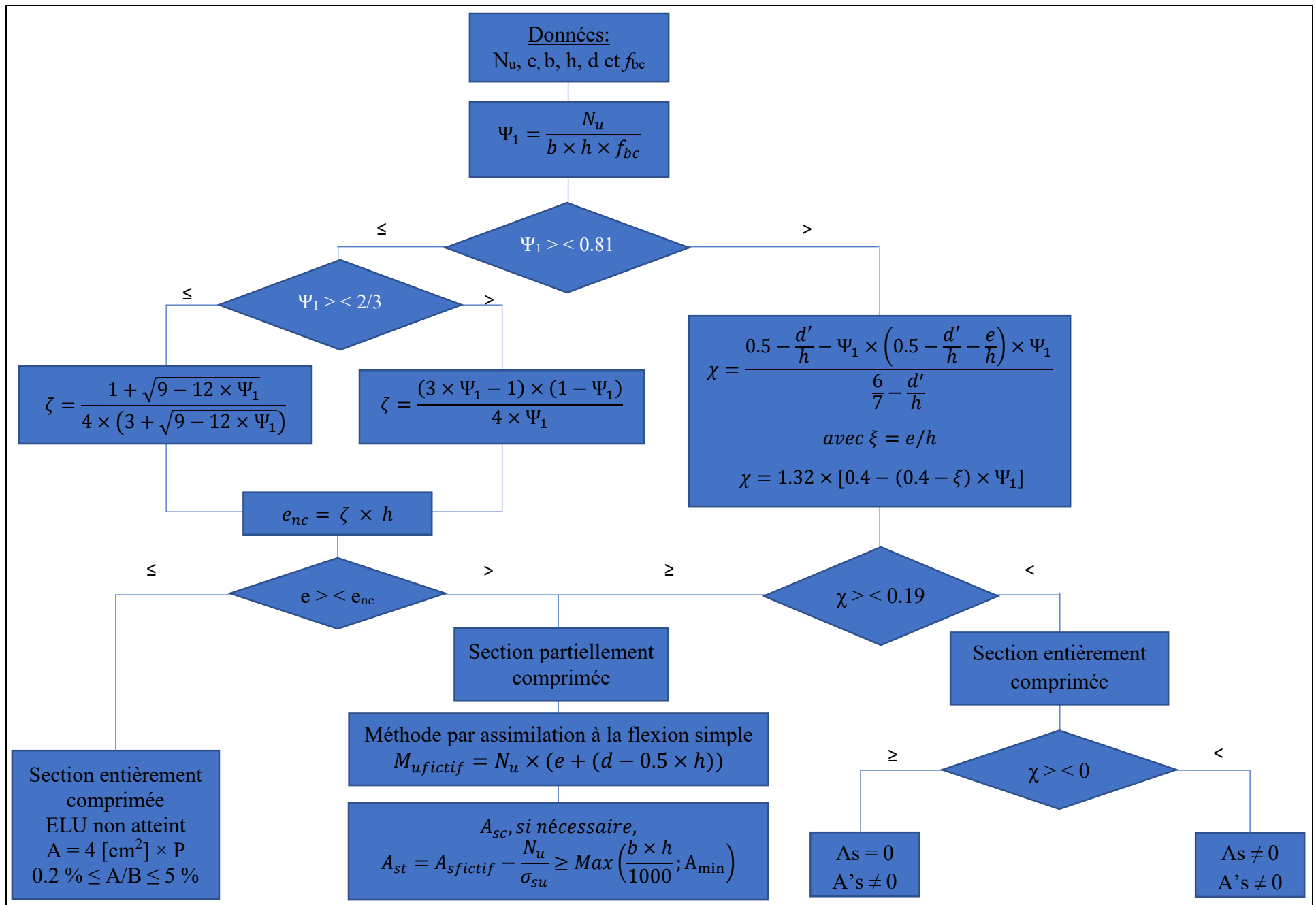


Figure CX : Organigramme de justification à l'ELU en flexion composée avec compression

Avec :

	Grandeur	Expression	[Unité]
N_u	Effort normal issu du calcul ELU	-	[MN]
b		-	[m]
h		-	[m]
ψ_1	Coefficient de remplissage du diagramme de contrainte	<i>cf. Figure CX</i>	[-]
ζ	Excentricité critique relative	<i>cf. Figure CX</i>	[-]
e_{nc}	excentricité	<i>cf. Figure CX</i>	[m]
A	Section d'acier – ELU non atteint	<i>cf. Figure CX</i>	[cm ²]
B	Aire de la section de béton	$B = b \times h$	[m ²]
P	Périmètre de la section de béton	$P = 2 \times (b + h)$	[m]
d'		$d' = 0.1 \times h$	[m]
χ		<i>cf. Figure CX</i>	[-]
A_{st}	Section inférieure tendue	<i>cf. Figure CXI</i>	[cm ²]
A_{sc}	Section supérieure comprimée	<i>cf. Figure CXI</i>	[cm ²]
A_s	Section inférieure la moins comprimée	<i>cf. Figure CXI</i>	[cm ²]
A'_s	Section supérieure la plus comprimée	<i>cf. Figure CXI</i>	[cm ²]
$M_{ufictif}$	Moment fictif de calcul en flexion simple	<i>cf. Figure CX</i>	[m.kN]
$A_{sfictif}$	Section d'acier calculée en flexion simple		[cm ²]
A_{min}	Section d'acier minimale	$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	[cm ²]

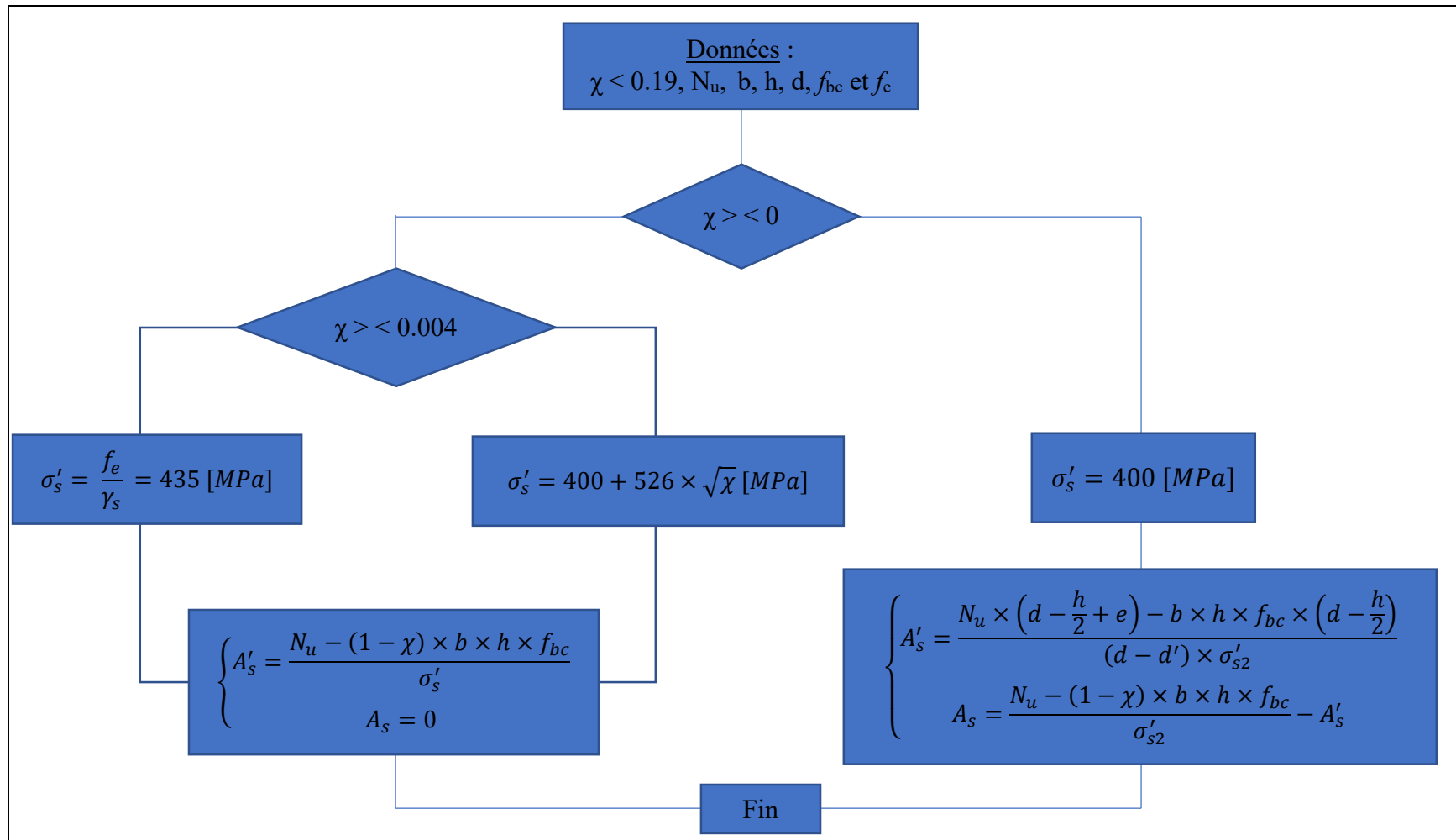


Figure CXI : Organigramme de calcul des sections d'aciers pour $\chi < 0.19$

Avec :

A_s	Section inférieure la moins comprimée	[cm ²]	σ'_s	Contrainte de compression des aciers	[MPa]
A'_s	Section supérieure la plus comprimée	[cm ²]	σ'_{s2}	Contrainte de compression des aciers pour $\varepsilon_s = 2 \text{ ‰}$ (pivot C)	[MPa]

Les expressions et valeurs des contraintes d'aciers correspondent à une limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ [MPa]}$.

▪ Vérification à l'ELS

La vérification des sections d'armatures de flexion est effectuée en fissuration très préjudiciable.

Si la section est partiellement comprimée, la vérification porte sur :

- les états limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure (*Article A.4.5.*)
 - ✓ état limite de compression du béton ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$) ;
 - ✓ état limite d'ouverture des fissures (en FTP : *Article A 4.5.3,4.*) ;
- état limite de service vis-à-vis des déformations (*Articles A.4.5 – B.6.5.*).

Si la section est entièrement comprimée, la vérification est conduite à l'état limite de compression du béton uniquement.

*« Le problème consiste donc à savoir si la section est entièrement ou partiellement comprimée; dans un matériau homogène, il suffirait pour cela de comparer la position du centre de pression par rapport au noyau central, c'est-à-dire comparer l'excentricité e à $h/6$. Dans le cas d'une section en BA, cela n'est pas possible: on doit donc faire une hypothèse et vérifier que les contraintes obtenues confirment cette hypothèse; pour choisir a priori l'hypothèse la plus plausible, on pourra considérer que si l'excentricité e est inférieure à $h/6$, il y a de fortes chances que la section soit entièrement comprimée, si e est supérieure à $h/4$, il y a de fortes chances que la section soit partiellement comprimée. »*¹⁷

La vérification est alors conduite suivant l'organigramme suivant :

¹⁷ MESSAN, « Béton armé 3 », 24.

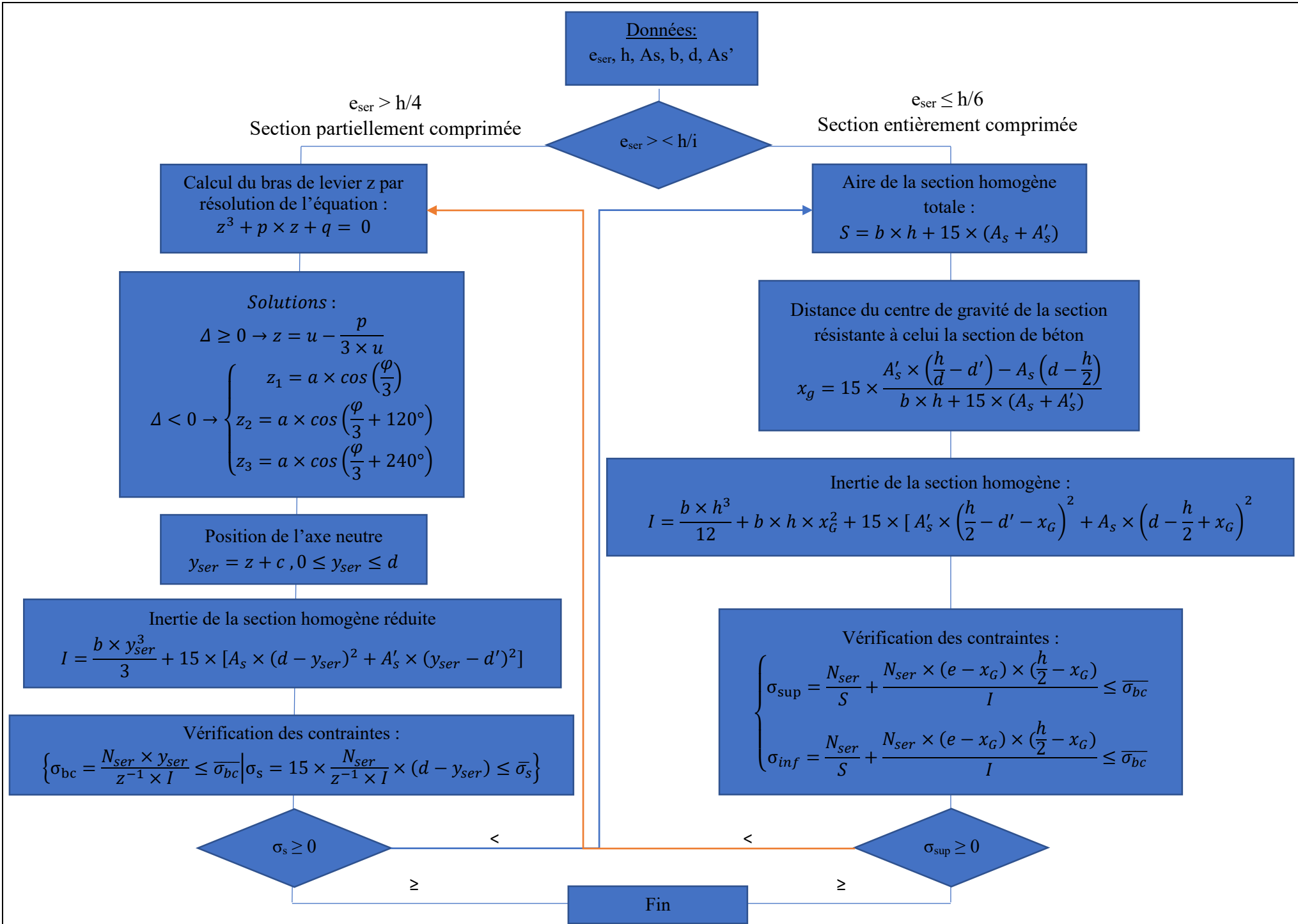


Figure CXII : Organigramme de vérification de sections rectangulaires soumis en flexion composée avec compression à l'ELS

Avec

	Expression	
Coefficient p	$p = -3 \times c^2 - 90 \times A'_s \times \frac{c - d'}{b} - 90 \times A_s \times \frac{d - c}{b}$	[m ²]
Coefficient q	$q = -2 \times c^3 - 90 \times A'_s \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A_s \times \frac{(d - c)^2}{b}$	[m ³]
Distance entre barycentre des aciers et la fibre la plus c	$c = 0.5 \times h - e$	[m]
Déterminant Δ	$\Delta = q^2 + \left(4 \times \frac{p^3}{27}\right)$	[-]
Terme u	$u = \sqrt[3]{0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)}$	[m]
Angle φ	$\varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{-\frac{3}{p}} \right)$	[°]
Terme a	$a = 2 \times \sqrt{-\frac{p}{3}}$	[m]

A.7.1.6.2 Résultats

Pour les parois verticales, le calcul est effectué pour l'élément P2. Les résultats obtenus sont rassemblés dans le tableau suivant :

	Dalle		Paroi		Radier	
	Appui	Travée	M _u	N _u	Appui	Travée
Sollicitations [m.kN/m]	385.89	195.59	762.02	261.40*	27.45	24.52
Section [cm ²]	15.46	13.04	A _{min} = 26.00		8.69	8.69

* la valeur correspondant à un effort normale de compression et est exprimée en [kN/m].

La section calculée pour la paroi correspond à la valeur minimale réglementaire pour une section partiellement comprimée, soit dans le cas présent (0.1 % de la section de l'élément) (cf. *Figure CX*). Le dimensionnement sur Robot Structural Analysis permet d'aboutir aux mêmes conclusions.

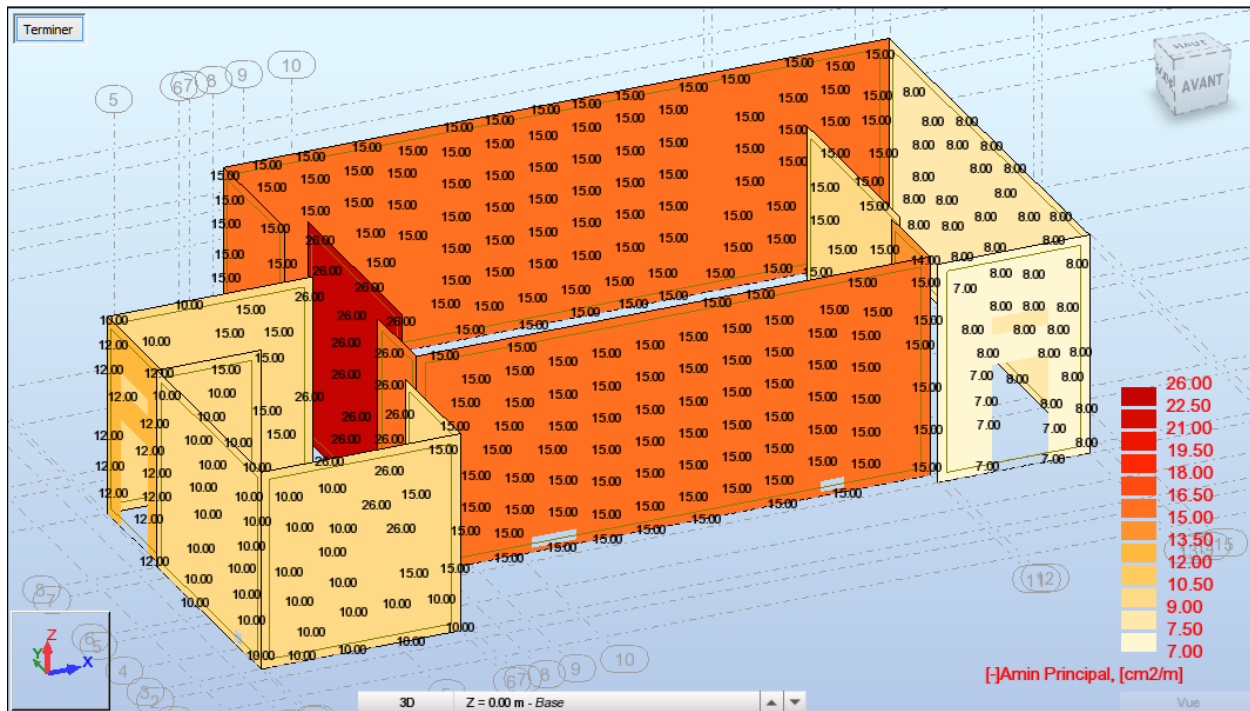


Figure CXIII : Sections d'armatures nécessaire – Parois verticales

Les sections d'armatures obtenues pour les voiles correspondent aux sections minimales, soit 0.1% de la section de la paroi d'un mètre linéaire de section de paroi.

A.7.2 Structure initiale

Le choix a été fait de répartir l'ensemble de la charge de la retombée sur toute la dalle. Cela a pour conséquence de réduire la hauteur sous plancher de 4.50 [m] à 3.40 [m]. La hauteur sous plancher du modèle précédent étant de 3.60 [m], cette valeur est conservée ainsi que le modèle. Ainsi, les points concernant la géométrie, les actions et le maillage restent identiques à ceux développés pour la structure modifiée. L'unique changement est opéré au niveau de la charge de l'allège qui est maintenant répartie sur l'ensemble de la dalle. La nouvelle configuration de charges est présentée ci-dessus :

A.7.2.1 Actions et cas de charges

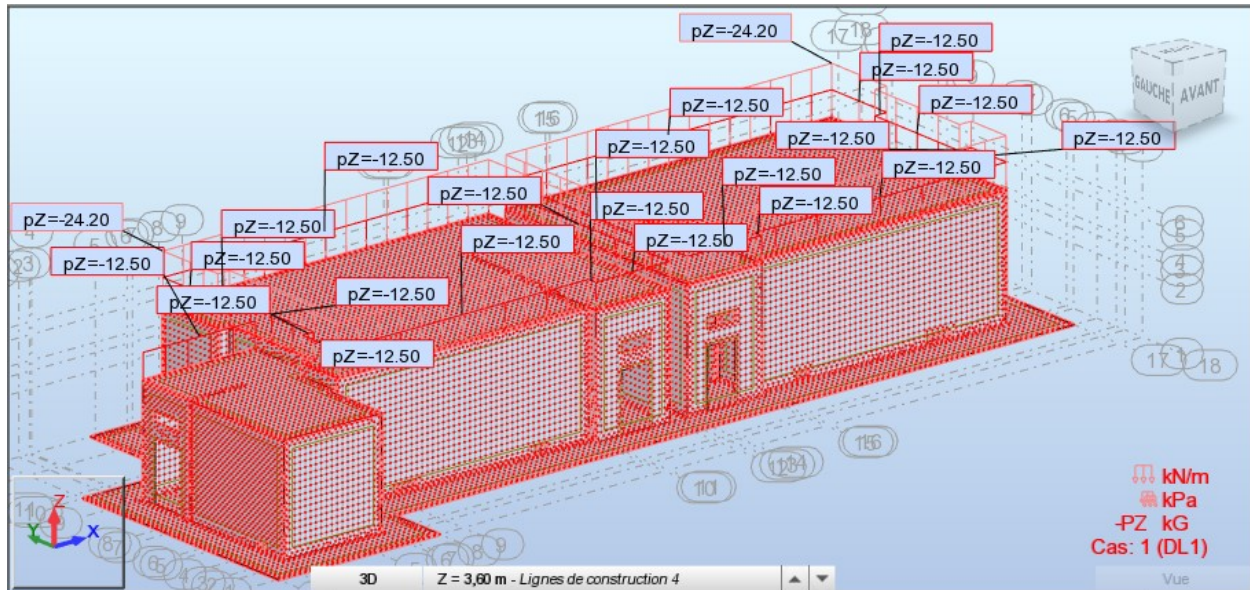


Figure CXIV : Charges permanentes sur la structure initiale

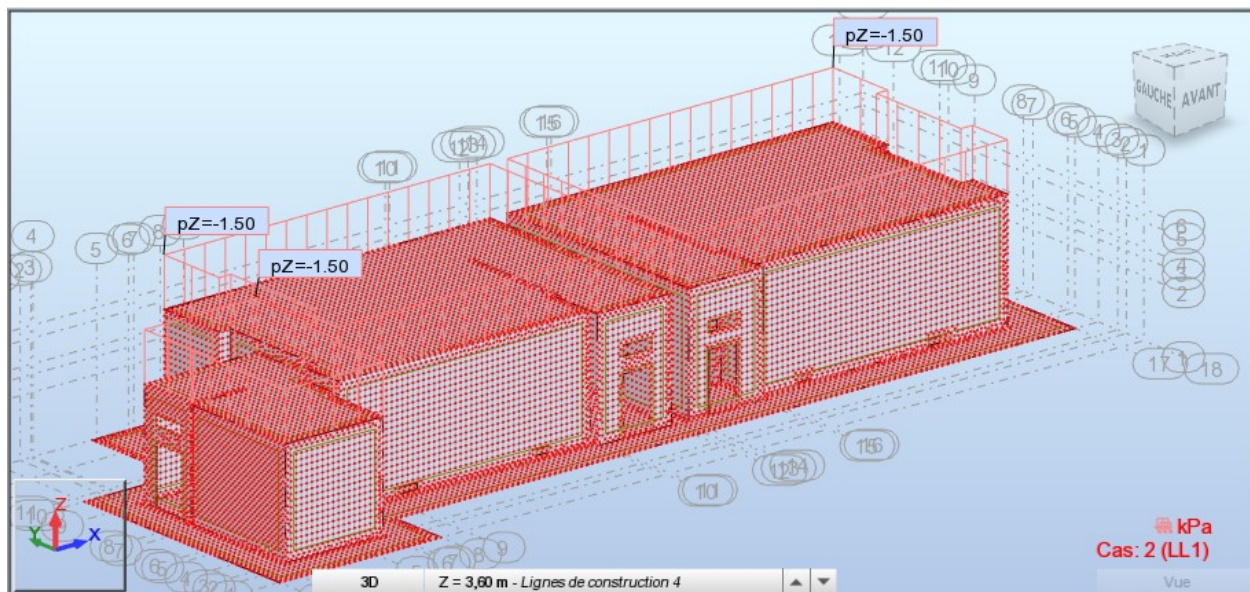


Figure CXV : Charges variables sur la structure initiale

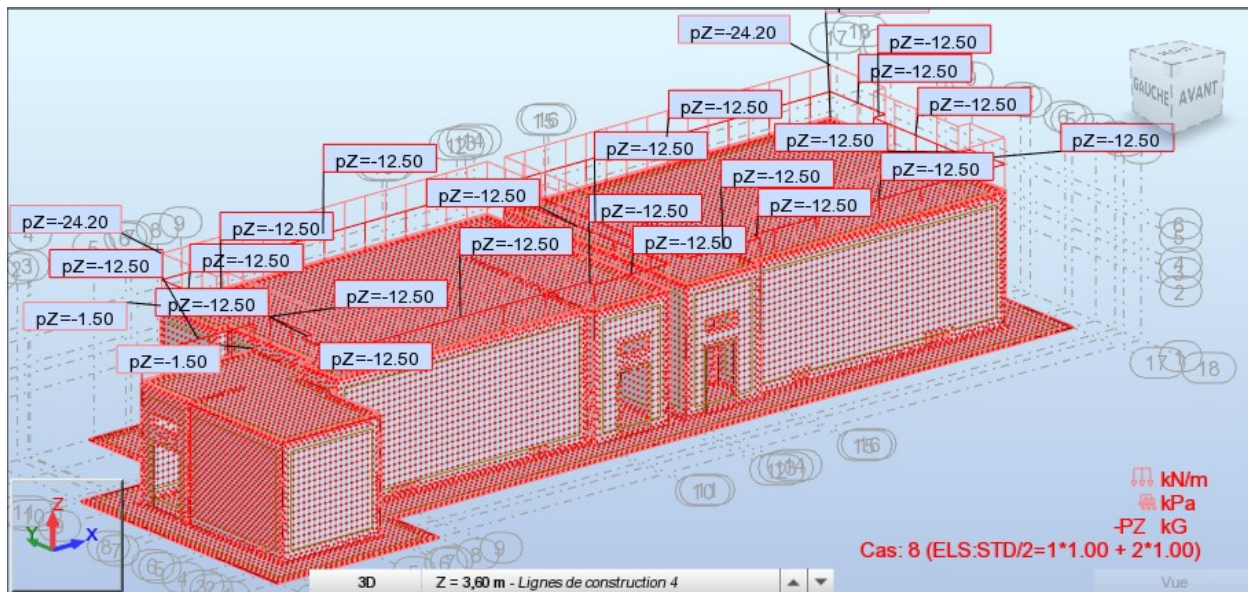


Figure CXVI : Chargement à l'ELS sur la structure initiale

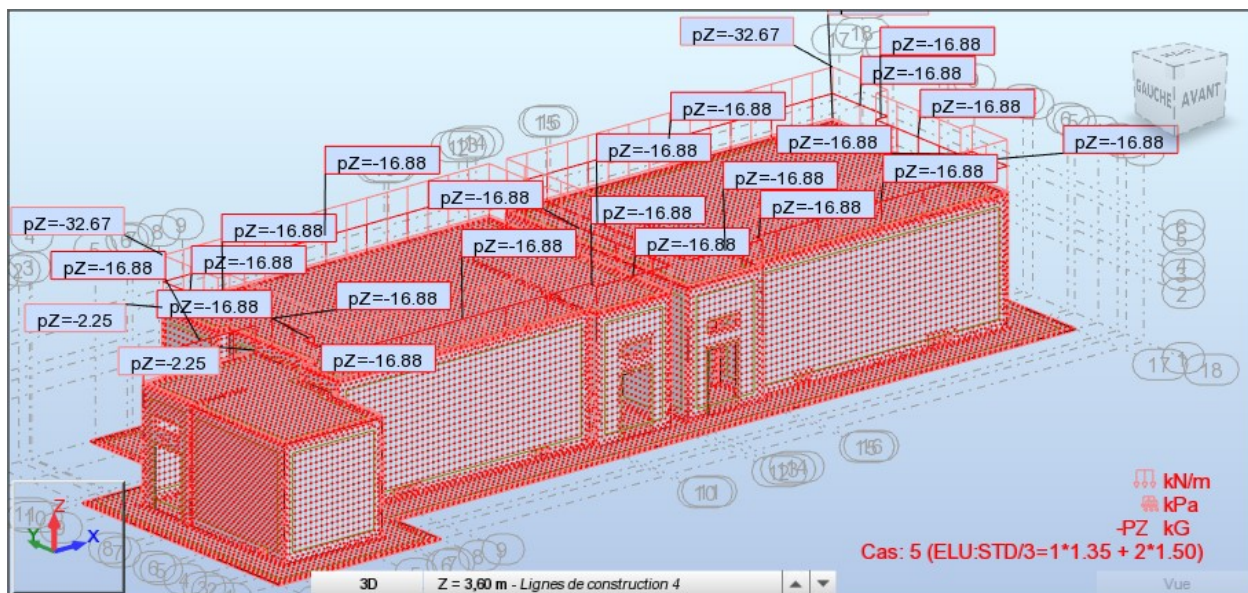


Figure CXVII : Chargement à l'ELU sur la structure initiale

A.7.2.2 Calcul des sollicitations

- Moment fléchissant

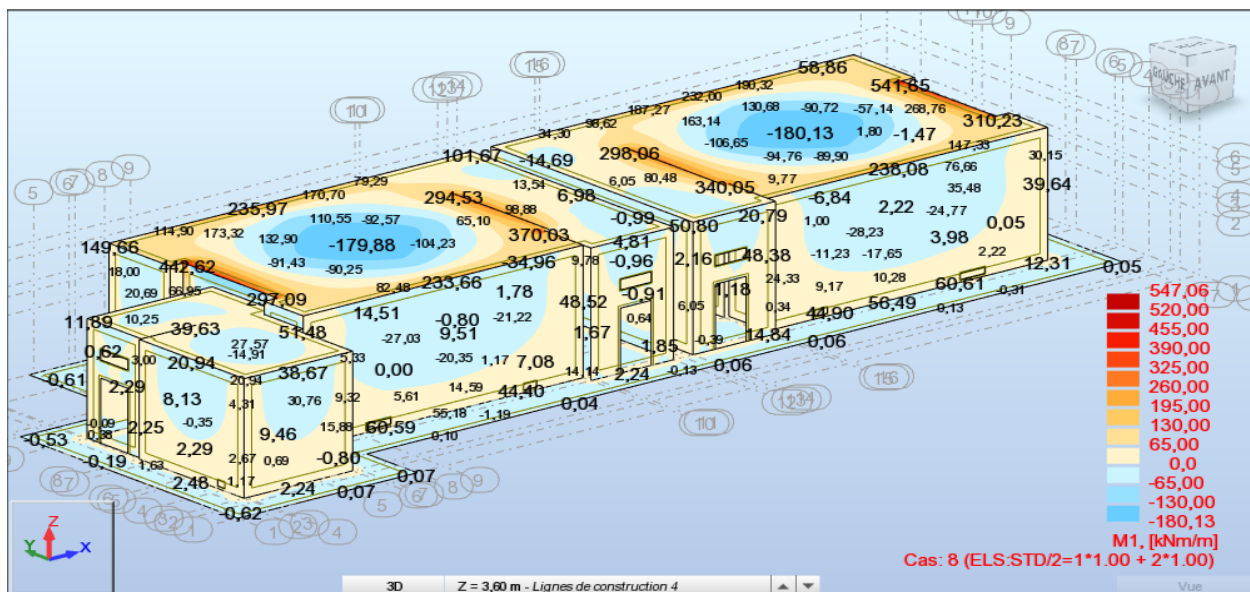


Figure CXVIII : Cartographie des moments fléchissants extrêmes à l'ELS suivant l'axe x (Structure initiale)

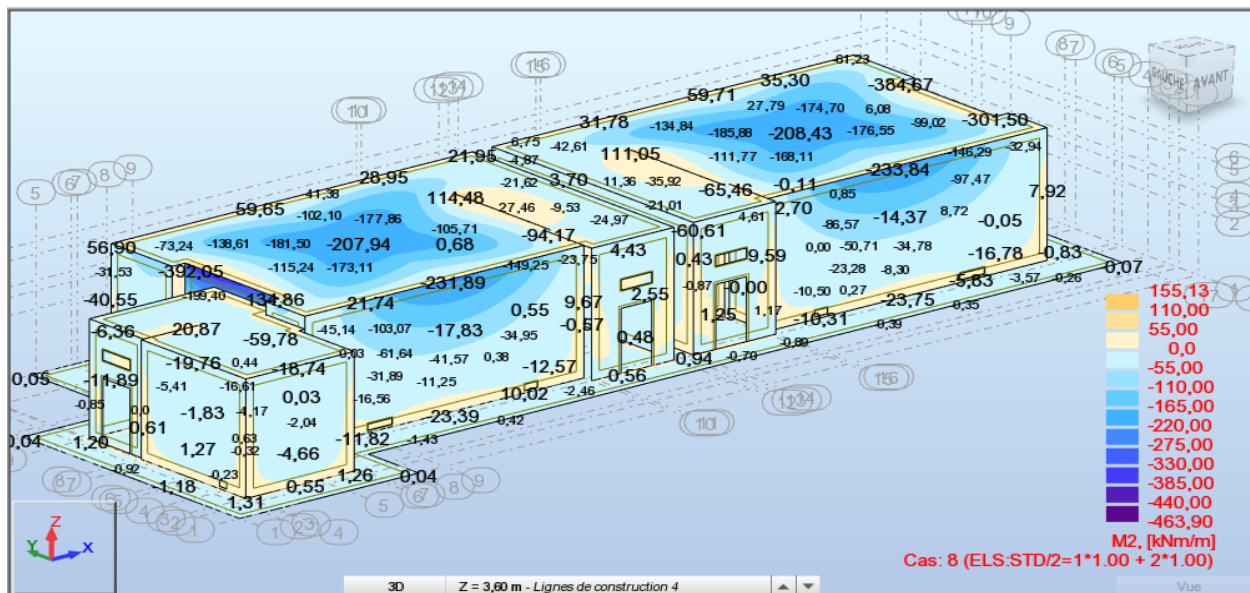
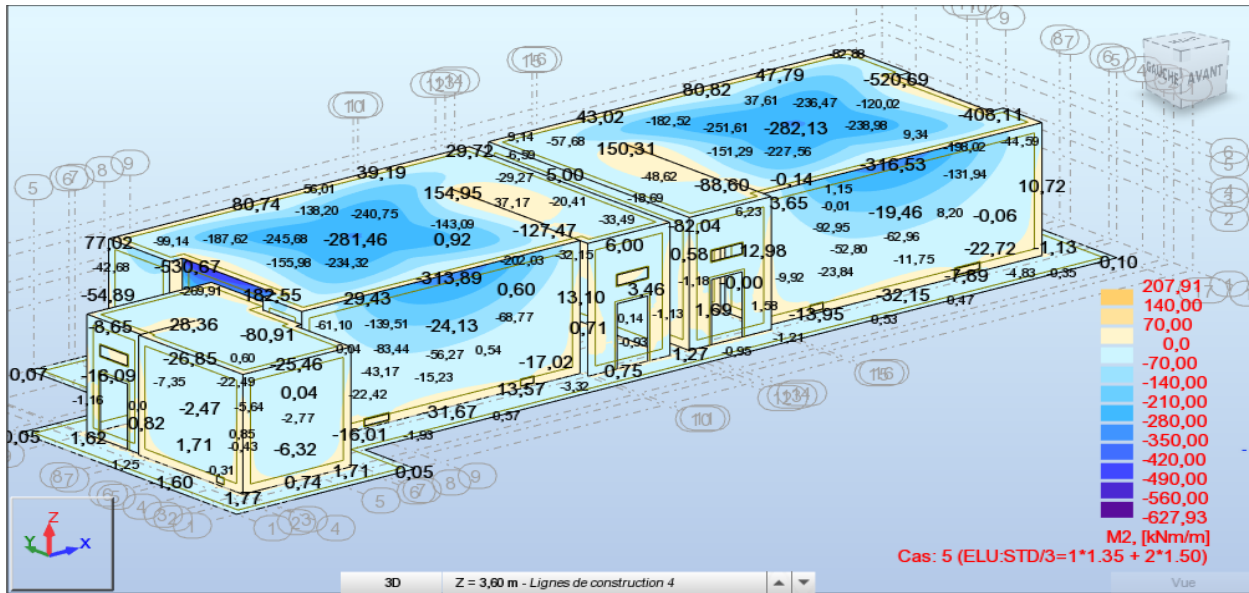
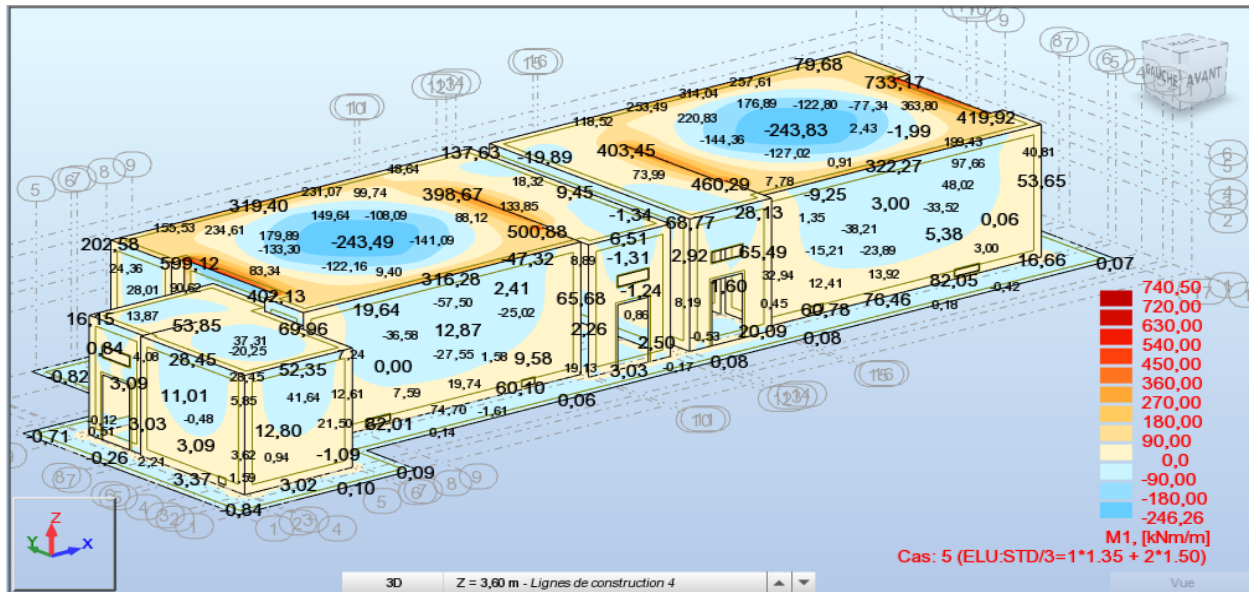
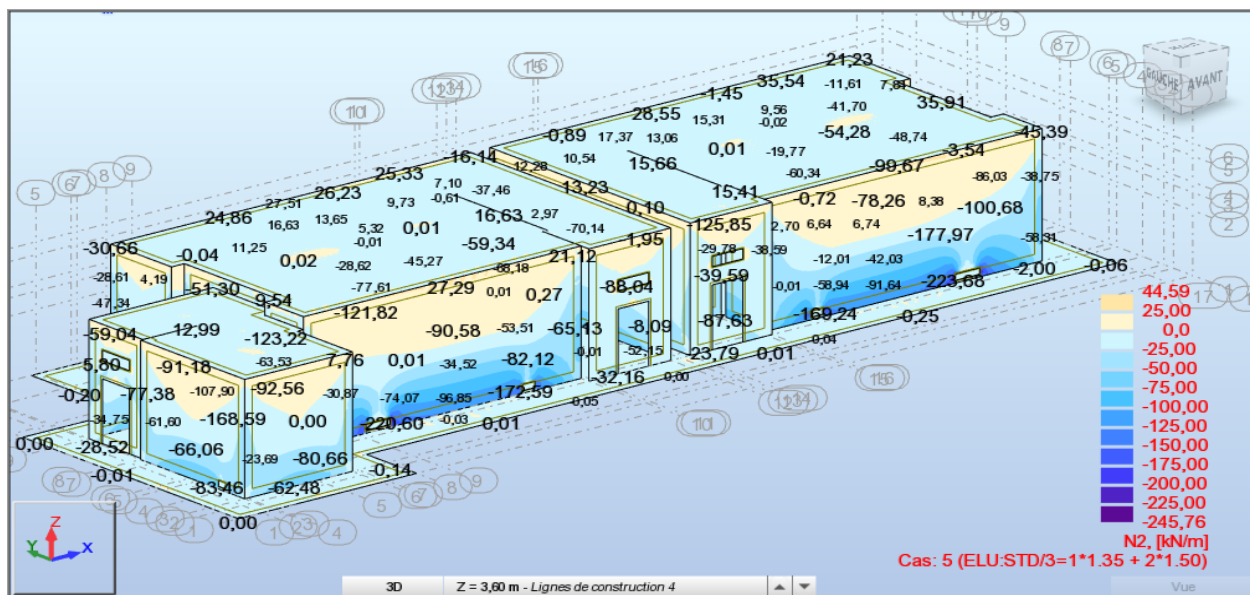
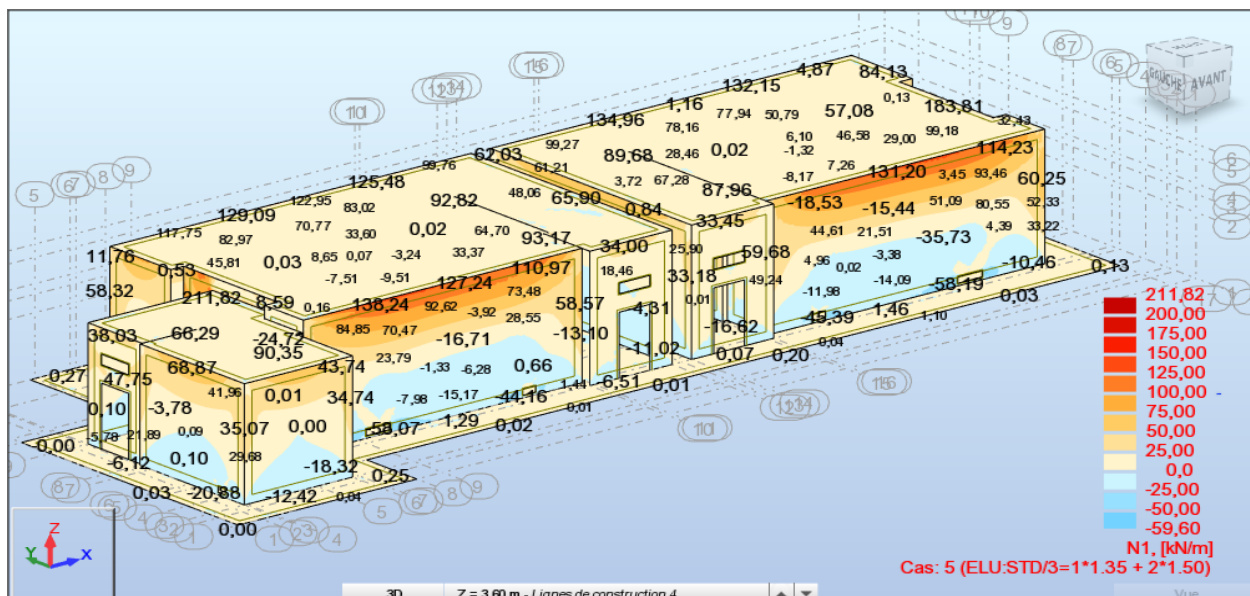


Figure CXIX : Cartographie des moments fléchissants extrêmes à l'ELS suivant l'axe y (Structure initiale)



- Effort normal



- Effort tranchant

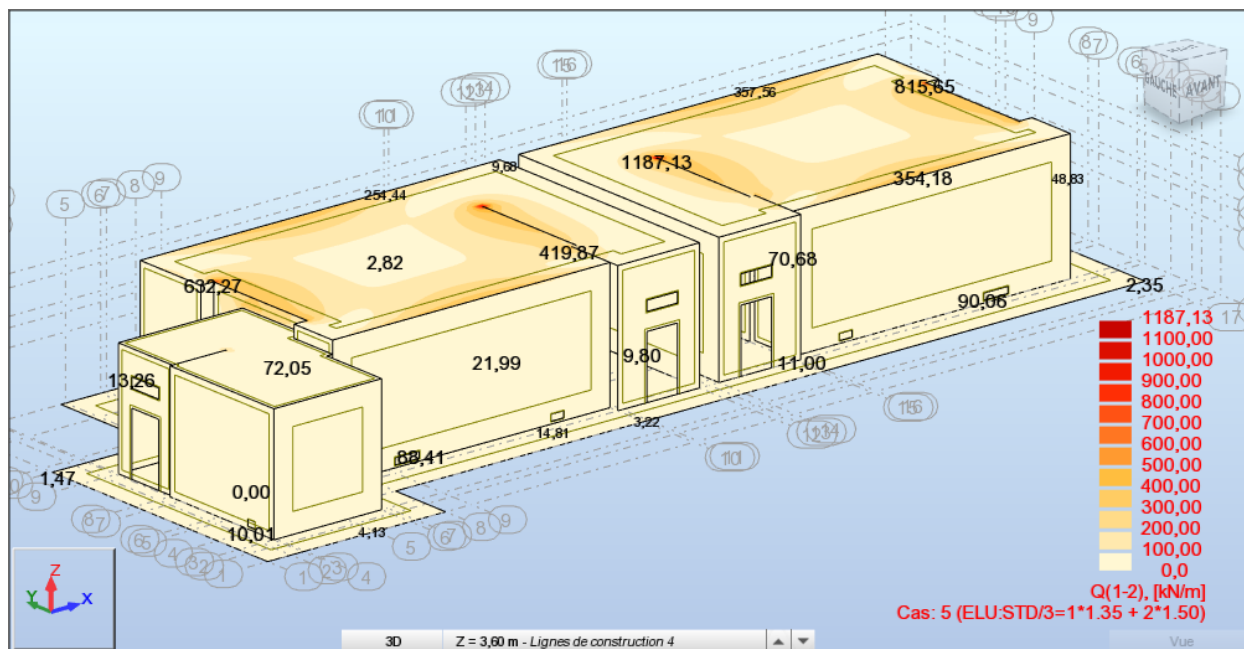


Figure CXXIV : Cartographie des efforts tranchants extrêmes à l'ELU (Structure initiale)

Les sollicitations nécessaires au dimensionnement sont récapitulées dans le tableau suivant :

		M. fléchissant [m.kN/m]		Effort Normal [kN/m]		Effort tranchant [kN/m]
		Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	
Dalle radiothérapie	Appui	547.06	155.13	46.08	-30.66	1187.13
	Travée	-180.13	-208.43	-2.14	3.10	1.58
Dalle curiethérapie.	Appui	69.96	28.65	11.47	-10.18	236.06
	Travée	-22.21	-28.95	-0.84	0.16	0.38
Parois verticales		740.50	-627.93	211.82	-245.76	346.37
Radier	Appui	30.09	6.70	4.51	-3.63	40.14
	Travée	-5.67	-26.19	-0.44	0.32	0.00

A.7.2.3 Calcul et dimensionnement des éléments

Les conditions de dimensionnement sont les mêmes que celles adoptées pour le calcul de la structure modifiée. Les sections obtenues sont les suivantes :

	Dalle		Paroi		Radier	
	Appui	Travée	M _u	N _u	Appui	Travée
Sollicitations [m.kN/m]	547.06	208.43	740.50	211.82*	30.09	26.19
Section [cm ²]	22.04	13.04	A _{min} = 26.00		8.69	8.69

* la valeur correspondant à un effort normale de compression et est exprimée en [kN/m].

A.8 Dimensionnement des éléments non structurels

A.8.1 Dimensionnement des voiles architecturaux

Les éléments considérés sont au nombre de quatre (04) pour chaque local de radiothérapie externe (V.A.1, V.A.2, V.A.3, V.A.4, V.A.5), parallèles deux à deux un système dans lequel chaque voile est raidi à ses deux extrémités par deux autres voiles et un (01) pour le local de curiethérapie (V.A.6) non raidi.

Les voiles architecturaux ont pour section transversale $2.00 \text{ [m]} \times 0.25 \text{ [m]}$ en radiothérapie et $1.25 \text{ [m]} \times 0.25 \text{ [m]}$ pour l'élément en curiethérapie.

Ils ne reprennent essentiellement que leur poids propre soit 12.5 [kN/ml] pour les éléments de radiothérapie externe et 7.81 [kN/ml] pour le voile en curiethérapie.

Justification des contraintes du voile V.A.1

Le voile V.A.1 est de dimension : $2.00 \text{ [m]} \times 0.25 \text{ [m]} \times 16.50 \text{ [m]}$

A.8.1.1 Calcul de la contrainte limite ultime σ_{ulim}

✚ Longueur de flambement :

Le voile est supposé non armé et est raidi des deux côtés par deux autres voiles constituant mur en retour de longueur $11.25 \text{ [m]} \geq 3 \times 0.25 \text{ [m]} = 0.75 \text{ [m]}$.

La longueur libre du voile vaut $\ell_0 = 2.00 \text{ [m]}$

Le voile est encastré en pied et libre en tête $\rightarrow \ell'_f = 2 \times \ell_0 = 2 \times 2.00 = 4.00 \text{ [m]}$

$$\text{La longueur } c = 16.5 \text{ [m]} > \ell'_f = 4.00 \text{ [m]}$$

$$\text{La longueur de flambement vaut : } \ell_f = \frac{\ell'_f}{1 + 0.5 \times \left(\frac{\ell'_f}{c}\right)^2} = \frac{4.00}{1 + 0.5 \times \left(\frac{4.00}{16.5}\right)^2}$$
$$\ell_f = 3.89 \text{ [m]}$$

✚ Elancement mécanique

$$\lambda = \frac{\ell_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{3.89 \times \sqrt{12}}{0.25} = 53.84 \text{ [m]}$$

✚ Section réduite

$$B_r = d \times (a - 0.02) = 1.0 \times (0.25 - 0.02) = 0.23 \text{ [m}^2\text{]}$$

✚ Coefficient de réduction α

$$\text{Voile non armé verticalement} \rightarrow \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = \frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{53.84}{30}\right)^2} = 0.40$$

✚ Effort normal limite :

$$N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] = 0.40 \times \left[\frac{0.23 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] = 1.98 \text{ [MN]}$$

✚ Contrainte limite ultime

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{a \times d} = \frac{1.98}{0.25 \times 1} = 7.91 \text{ [MPa]}$$

A.8.1.2 Vérification des contraintes

✚ Sous le plancher : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

En l'absence de plancher, l'effort tranchant N_u sous le plancher est nulle.

✚ À mi-hauteur du voile : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$;

$$N_u = 1.35 \times \frac{P_{pV}}{2} = 1.35 \times \frac{0.013 \text{ [MN]}}{2} = 0.009 \text{ [MN]}$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times d} = \frac{0.009 \text{ [MN]}}{0.25 \text{ [m]} \times 1.0 \text{ [m]}}$$

$$\sigma_u = 0.036 \text{ [MPa]} \leq \sigma_{ulim} = 7.91 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{section vérifiée}$$

A.8.1.3 Justification des contraintes

Les voiles 1 et 2 ne sont raidis que d'un seul côté et avec $c > \ell_0 \rightarrow \ell'_f \leq 2.5 \times c$, la longueur de flambement est déterminée avec la formule $\ell_f = \frac{\ell'_f}{1 + 0.08 \times (\ell'_f/c)^2}$.

	V.A.2	V.A.3	V.A.6
Calcul des contraintes limites			
Epaisseur du voile – a [m]	0.25	0.25	0.25
Longueur du voile – c [m]	11.25	16.5	5.20
Longueur de calcul – d [m]	1.00		
Longueur libre - ℓ_0 [m]	2.00	2.00	1.25
Longueur intermédiaire – ℓ'_f [m]	4.00	4.00	2.50
Longueur de flambement – ℓ_f [m]	3.76	3.89	2.45
Elancement mécanique – λ [-]	52.13	53.84	34.01
Section réduite - B_r [m ²]	0.23	0.23	0.23

Coefficient de réduction - α [-]		0.41	0.40	0.52
Effort normal ultime - N_{ulim} [MN]		1.73	1.68	2.20
Contrainte limite ultime - σ_{ulim} [MPa]		6.90	6.74	8.81
Calcul des contraintes normales appliquées				
Contrainte sous plancher	N_u [MN]	0	0	0
	σ_1 [MPa]	-	-	-
	σ_2 [MPa]	-	-	-
	σ_u [MPa]	0.00	0.00	0.00
Contrainte à mi-hauteur de voile	N_u [MN]	0.006	0.006	0.004
	σ_u [MPa]	0.025	0.025	0.031
Vérification des contraintes				
Contrainte sous plancher	σ_{ulim}/α [MPa]	17.04	17.04	17.04
	$\sigma_u \leq \sigma_{ulim}/\alpha$	$0.00 \leq 17.04$	$0.00 \leq 17.04$	$0.00 \leq 17.04$
Contrainte à mi-hauteur - $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$		$0.025 \leq 6.74$	$0.025 \leq 6.90$	$0.031 \leq 8.81$

La section de béton est à même de reprendre la charge appliquée, la mise en œuvre d'armatures de structure s'avère superflue.

A.8.1.4 Section d'armatures

Armatures		Voile
Aciers de peau		
Verticaux	Section : $0.6 \times \frac{400}{f_e}$ [cm ² /ml]	0.48 ~ 0.50
	Espacement [m]	0.50
Horizontaux	Section : $1.2 \times \frac{400}{f_e}$ [cm ² /ml]	0.96 ~ 1.00
	Espacement [m]	0.33

A.8.1.5 Choix des armatures

Les sections d'armatures doivent être partagées également entre les deux faces, mais compte tenu de la faiblesse des sections, les sections obtenues sont mises en place sur les deux faces. Le ferrailage pour chacune des faces de chaque voile est donné ci-après :

		1	2	3
Aciers verticaux A_{sv}	Section calculée [cm ² /ml]	0.50	0.50	0.50
	Armatures	HA 12	HA 12	HA 12
	Espacement [cm]	30	30	30
	Section réelle [cm ² /ml]	3.39	3.39	3.39
Aciers horizontaux A_{sh}	Section calculée [cm ² /ml]	1.00	1.00	1.00
	Armatures	HA 10	HA 10	HA 10
	Espacement [cm]	30	30	30
	Section réelle [cm ² /ml]	2.35	2.35	2.35

A.8.2 Ferraillage de l'allège en béton armé

En supposant, la surcharge de béton comme l'allège d'une poutre de largeur $b = 4.85$ [m] et de hauteur $h = 2.60$ [m], les armatures de peau prévues par l'article « A.4.5,34 » pour les poutres de grande hauteur, ont une section au moins égale à 5.00 [cm²] par mètre de parement.

Les calculs sont effectués pour l'ensemble du périmètre, en pratique, le parement horizontal inférieur n'est pas concerné. Ainsi la section d'acier nécessaire vaut :

$$A_p = 5.00 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \times 2 \times (b + h) = 5.00 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \times 2 \times (4.85 \text{ [m]} + 2.60 \text{ [m]}) = 74.50 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le rôle des aciers de peau étant de limiter la fissuration sur les éléments de grande hauteur, le ferraillage sera constitué d'un grand nombre de barres d'aciers de faible section (article « A.4.5,323 »). Les sections sont réparties sur l'ensemble du pourtour considéré.

La fissuration étant considéré très préjudiciable, le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8 [mm] (A.4.5,34), le diamètre choisi est $\phi_L = 10$ [mm].

Nombre de barres :

$$n_{barres} = \frac{A_p}{A_\phi} = \frac{74.50 \text{ [cm}^2\text{]}}{0.79 \text{ [cm}^2\text{]}} = 94.85 \sim 95$$

Calcul de l'espacement des barres

$$s_p = \frac{P_r}{n_{barres}} = \frac{2 \times \left[b - 2 \times \left(c + \phi_t + \frac{\phi_L}{2} \right) + h - 2 \times \left(c + \phi_t + \frac{\phi_L}{2} \right) \right]}{n_{barres}}$$

L'application numérique donne :

$$s_p = \frac{2 \times \left[485 \text{ [cm]} + 260 \text{ [cm]} - 4 \times \left(5 \text{ [cm]} + 0.8 \text{ [cm]} + \frac{1.0 \text{ [cm]}}{2} \right) \right]}{95} \rightarrow s_p = 16.00 \text{ [cm]}$$

$$s_p = 16.00 \text{ [cm]} \text{ ramenée à } s_p = 15.00 \text{ [cm]}$$

Cadres

Le ferraillage des aciers transversaux (cadres) est fixé forfaitairement et constitué de barres d'acier HA 8 espacées de 20 [cm].



A.8.3 Dimensionnement du chéneau

Le chéneau en porte-à-faux (1.05 [m]) est calculé comme une poutre uniformément chargée sur sa longueur encastrée en une extrémité et libre à l'autre avec une charge ponctuelle.

Les charges supportées sont :

Charges permanentes réparties : le poids propre de la console : 6.25 [kN/m²], l'étanchéité multicouche : 0.12 [kN/m²] ;

Charge permanente ponctuelle : le voile à son extrémité libre : 12.50 [kN/ml] ;

Charge variable répartie :

- la charge de maintenance de la toiture : 1.50 [kN/m²] ;
- la charge de l'eau (0.20 [m] de hauteur) : 2.00 [kN/m²].

Le dimensionnement est conduit pour une largeur $b = 1.00$ [ml].

Le chéneau étant pourvu d'un complexe d'étanchéité, le calcul est conduit en fissuration préjudiciable à l'ELS avec vérification à l'ELU.

A.8.3.1 Schéma statique et sollicitations

La structure est modélisée sur pyBar et le schéma statique se présente comme suit :

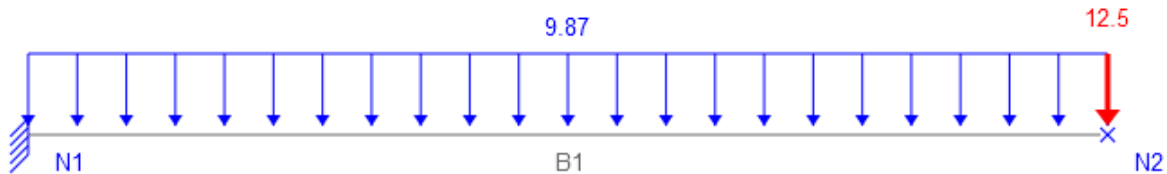


Figure CXXV : Schéma statique de la console à l'ELS sur pyBar

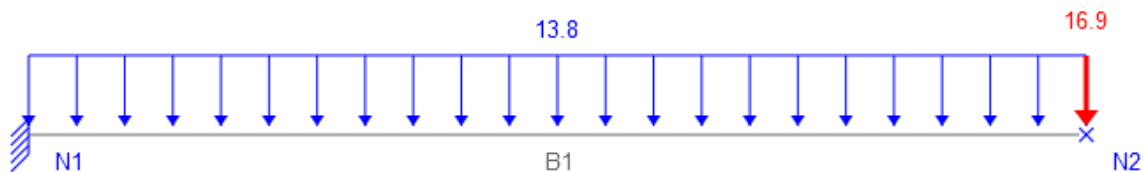


Figure CXXVI : Schéma statique de la console à l'ELU sur pyBar

Les sollicitations alors obtenues sont résumées dans le tableau suivant :

Sollicitations	ELS		ELU		[Unité]
	Encastrement	Bord libre	Encastrement	Bord libre	
Effort normal – N	0.0	0.0	0.0	0.0	[kN]
Effort tranchant – T	-22.9	-12.50	-31.4	-16.9	[kN]
Moment fléchissant - M	-18.6	0.0	-25.3	0.0	[kN/ml]

A.8.3.2 Calcul des sections d'armatures à l'ELS

Moment de calcul à l'ELS : $M_{ser} = 18.6 \text{ [m.kN]} = 0.019 \text{ [m.MN]}$

- Calcul du bras de levier réduit - $\bar{\alpha}_1$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$
$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \times 15 \text{ [MPa]}}{15 \times 15 \text{ [MPa]} + 250 \text{ [MPa]}} \rightarrow \bar{\alpha}_1 = 0.474$$

- Moment résistant - M_{rb}

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times \bar{\alpha}_1 \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$
$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0.474 \times \left(1 - \frac{0.474}{3}\right) \times 1 \text{ [m]} \times (0.225 \text{ [m]})^2 \times 15 \text{ [MPa]}$$
$$M_{rb} = 0.1515 \text{ [m.MN]} \geq M_{ser} = 0.019 \text{ [m.MN]}$$

On a alors : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$, $\sigma_s = \bar{\sigma}_s$ et section d'aciers comprimés $A_{ser}' = 0$.

- Moment réduit - μ_s

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$
$$\mu_s = \frac{0.019 \text{ [m.MN]}}{1.00 \text{ [m]} \times (0.225 \text{ [m]})^2 \times 250 \text{ [MPa]}} \rightarrow \mu_s = 15.01 \times 10^{-4}$$

- Bras de levier - z_b

$$z_b = \frac{15}{16} \times d \times \frac{40 \times \mu_s + 1}{54 \times \mu_s + 1}$$
$$z_b = \frac{15}{16} \times 0.225 \text{ [m]} \times \frac{40 \times 15.01 \times 10^{-4} + 1}{54 \times 15.01 \times 10^{-4} + 1} \rightarrow z_b = 0.207 \text{ [m]}$$

- Section d'aciers tendus en travée - A_{tx}

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z_b \times \bar{\sigma}_s}$$



$$A_s = \frac{0.019 [m.MN]}{0.207 [m] \times 250 [MPa]} \rightarrow A_{tx} = 3.67 \times 10^{-4} [m^2]$$

$$A_s = 3.67 [cm^2/ml]$$

- Section d'acier minimale - A_{min}

$$\mu_s = 0.0015 \leq 0.0018 \rightarrow \text{Calcul nécessaire}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \overline{\sigma}_{bc} = 0.23 \times \frac{2.10 [MPa]}{500 [MPa]} \times 1.00 [m] \times 0.225 [m]$$

$$A_{min} = 2.17 [cm^2/ml] \leq A_s = 3.67 [cm^2/ml]$$

- Section d'acier à retenir - A_{ser}

$$A_{ser} = A_s = 3.67 [cm^2/ml]$$

A.8.3.3 Calcul de la section d'armatures à l'ELU

Moment de calcul à l'ELU : $M_u = 25.3 [m.kN/ml] = 0.026 [m.MN/ml]$

Moment réduit - μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.026 [m.MN/ml]}{1.00 [m] \times (0.225 [m])^2 \times 14.17 [MPa]} \rightarrow \mu_{bu} = 0.036$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \rightarrow \text{Pivot A, Aciers comprimés non nécessaires}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.03 \rightarrow \text{Calcul de } A_{min} \text{ facultatif}$$

Bras de levier réduit - β_u

$$\beta_u = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$\beta_u = 1 - 0.5 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) \rightarrow \beta_u = 0.982$$

Section d'aciers tendus - A_u

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times f_{su}}$$

$$A_u = \frac{0.026 \text{ [m.MN/ml]}}{0.999 \times (0.225 \text{ [m]})^2 \times 500 \text{ [MPa]}} \rightarrow A_{txu} = 2.35 \times 10^{-4} \text{ [m}^2\text{/ml]}$$

$$A_u = 2.35 \text{ [cm}^2\text{/ml]} < A_{ser} = 3.67 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \rightarrow \text{l'ELS est prédominant}$$

La section des aciers principaux est donc : $A_s = A_{ser} = 3.67 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$

La section d'acier de répartition est prise égale au quart de la section d'aciers principaux :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.92 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

A.8.3.4 Vérification de la flèche

$$f \leq \text{Min} \left(\frac{l \text{ [cm]}}{250}, 0.5 \text{ [cm]} + \frac{l \text{ [cm]}}{500} \right) = \text{Min} \left(\frac{105 \text{ [cm]}}{250}, 0.5 \text{ [cm]} + \frac{105 \text{ [cm]}}{500} \right)$$

$$f \leq 0.42 \text{ [cm]}$$

A.8.3.5 Justifications sous sollicitations tangentes

La justification sous sollicitation d'effort tranchant est effectuée conformément à l'Article A.5.2.2 : aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- la pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte τ_u est au plus égale à $0.07 \times f_{cj} / \gamma_b$.

Dans le cas en présence :

La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;

Pour la seconde condition, la vérification est effectuée comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{0.032 \text{ [MN]}}{1.00 \text{ [m]} \times 0.225 \text{ [m]}} = 0.14 \text{ [MPa]} \\ \frac{0.07 \times 25 \text{ [MPa]}}{1.50} = 1.17 \text{ [MPa]} \end{array} \right. \rightarrow 0.14 \text{ [MPa]} \leq 1.17 \text{ [MPa]}, \text{condition vérifiée}$$

A.8.3.6 Ferraillage

A.8.3.6.1 Acier principaux (chapeaux)

Les armatures adoptées sont des HA Ø 12 [mm] de section 1.131 [cm²].

Espacement

$$s_L = \frac{100 [cm]}{A_s/A_\emptyset} = \frac{100 [cm]}{3.67 [cm^2/ml]/1.131 [cm^2]} = 30.82 [cm] \rightarrow s_l = 25 [cm]$$

Le ferraillage sera constitué de barres HA Ø 12 [mm] d'espacement 25 [cm].

A.8.3.6.2 Acier de répartition

Les armatures adoptées sont des HA Ø 8 [mm] de section 0.503 [cm²].

Espacement

$$s_L = \frac{100 [cm]}{A_s/A_\emptyset} = \frac{100 [cm]}{0.92 [cm^2/ml]/0.503 [cm^2]} = 54.67 [cm] \rightarrow s_l = 25 [cm]$$

Le ferraillage sera constitué de barres HA Ø 8 [mm] d'espacement 25 [cm].

A.8.4 Dimensionnement des renforts des ouvertures des parois¹⁸ :

A.8.4.1 Méthodologie de calcul

Le calcul des renforts des ouvertures est traité par le *paragraphe E.5.6* de l'*Annexe E.5* des Règles BAEL.

Pour une paroi présentant la configuration suivante :

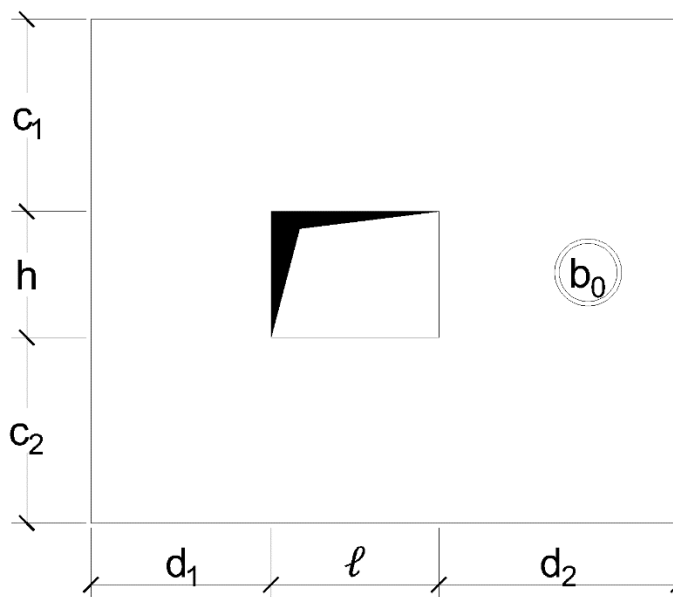


Figure CXXVII : Schéma d'une paroi fléchie possédant une ouverture dans son volume

Deux cas de figures sont envisagés :

$$\begin{aligned} \text{Max} \left(\frac{l}{d_1}, \frac{l}{d_2} \right) > 1 &\rightarrow \text{les parties à renforcer sont calculées comme des parois fléchies ;} \\ \left\{ \begin{aligned} \text{Max} \left(\frac{l}{d_1}, \frac{l}{d_2} \right) &\leq 1 \\ l &\leq 3[\text{m}] \end{aligned} \right. &\rightarrow \text{les parties à renforcer fonctionnent en voûte et tirant.} \end{aligned}$$

La méthodologie de calcul des parois et la méthodologie de dimensionnement en voûte et tirant sont exposées ci-après.

A.8.4.1.1 Méthodologie de calcul des renforts d'ouvertures en paroi fléchie

Le dimensionnement de la paroi est conduit suivant l'*Annexe E.5* des Règles BAEL. Les configurations entrant dans le champ d'application de l'annexe sont représentés *Figure CXXXV*.

¹⁸ THONIER, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, 1995, 3:1085.

L'organigramme de dimensionnement suivant est valable pour les parois fléchies de Type I, à travée unique et dont la portée ℓ est supérieure à la hauteur h .

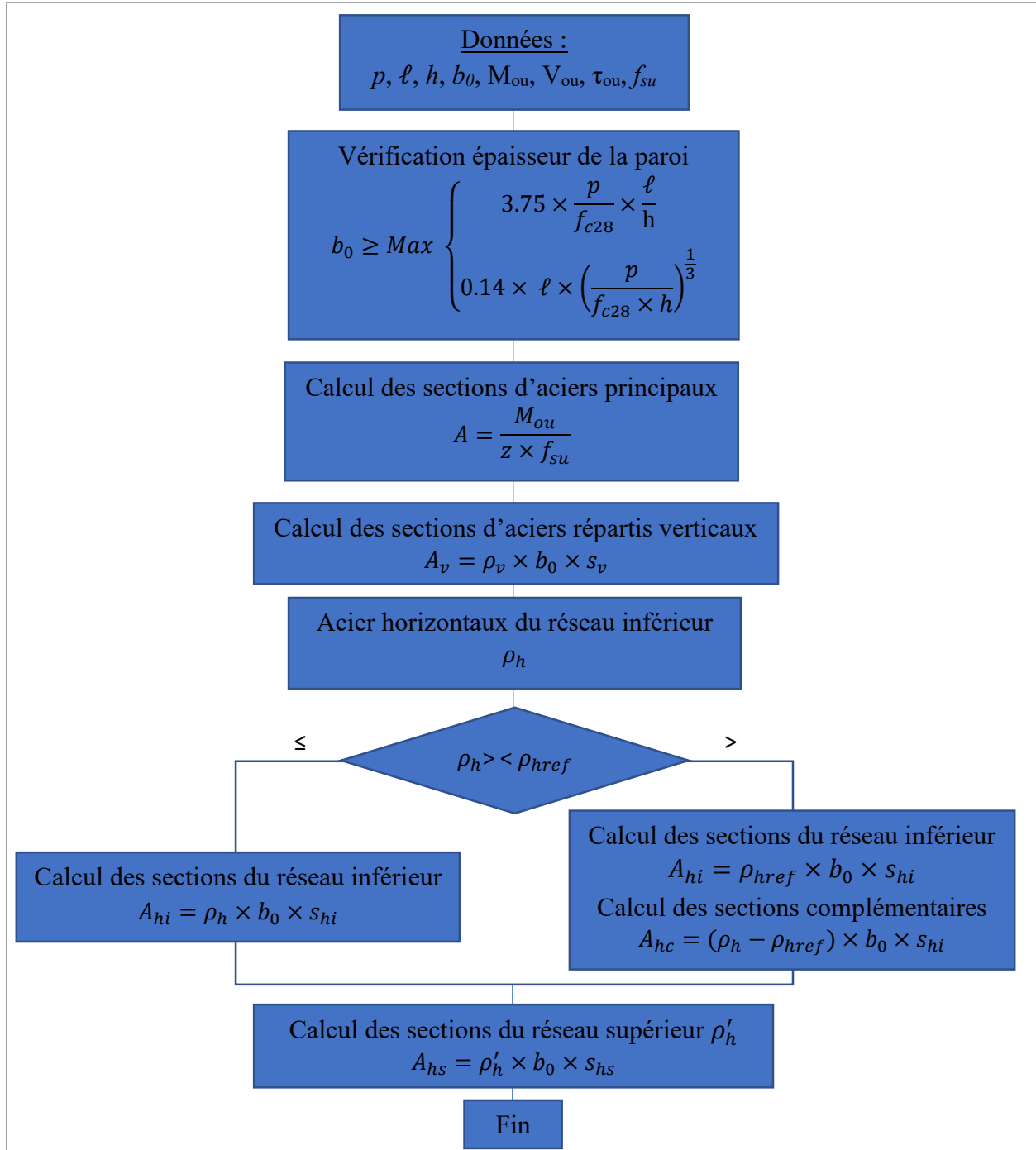


Figure CXXVIII : Organigramme de calcul des parois fléchies de type I à travée unique et $\ell > h$

Avec :

	Grandeur	Expression	Unité
ℓ	Portée de calcul	$\ell = \text{Min} (\ell_t, 1.15 \times \ell_0)$	[m]

ℓ_t	Portée de la paroi entre axes des appuis	-	[m]
ℓ_0	Portée de la paroi entre nus des appuis	-	[m]
h	Hauteur totale de la paroi	-	[m]
b _o	Epaisseur de la paroi	-	[m]
z	Bras de levier du couple des forces internes	$z = \begin{cases} 0.2 \times (\ell + 2 \times h), h \leq \ell \\ 0.6 \times \ell, \text{ si } h > \ell \end{cases}$	[m]
p	Charge appliquée - ELU	-	[MN/ml]
M _{ou}	Moment ultime de référence	$M_{ou} = \frac{p \times \ell^2}{8}$	[m.MN]
V _{ou}	Effort tranchant ultime de référence	$V_{ou} = p \times \frac{\ell}{2}$	[MN]
τ_{ou}	Contrainte tangente conventionnelle	$\tau_{ou} = \begin{cases} \frac{V_{ou}}{b_0 \times h}, \text{ si } h \leq \ell \\ \frac{V_{ou}}{b_0 \times \ell}, \text{ si } h > \ell \end{cases}$	[MPa]
ρ_v	Ratio des aciers verticaux	$\rho_v = \text{Max} \left(\frac{3}{4} \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}, \frac{0.8}{f_e} \right)$	[-]
s _v	Espacement des aciers verticaux	-	[m]
ρ_h	Ratio des aciers du réseau inférieur	Voir ci-après	[-]
ρ_{href}	Ratio de référence du réseau inférieur	$\rho_{href} = 0.75 \times \frac{\tau_{ou}}{(f_e/\gamma_s)}$	[-]
s _{hi}	Espacement aciers du réseau inférieur	-	[m]
ρ'_h	Ratio des aciers du réseau supérieur	Voir ci-après	[-]
s _{hs}	Espacement aciers du réseau supérieur	-	[-]

Les ratios des aciers des réseaux inférieurs et supérieurs se calculent respectivement comme-suit :

$$\rho_h = \text{Max} \left(\frac{0.8}{f_e}, 0.5 \times \frac{\tau}{(f_e/\gamma_s)}, 0.5 \times \left(0.60 + 15 \times \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \times \frac{\tau_{ou}}{(f_e/\gamma_s)} \right)$$

$$\rho'_h = \text{Max} \left(\frac{0.8}{f_e}, 0.3 \times \frac{\tau}{(f_e/\gamma_s)}, 0.3 \times \left(0.60 + 15 \times \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \times \frac{\tau_{ou}}{(f_e/\gamma_s)} \right)$$

La répartition des différents types d'armatures est donnée par la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** p. **Erreur ! Signet non défini.** de l'Annexe E.5 des Règles BAEL.

A.8.4.1.2 Méthodologie de calcul des renforts d'ouvertures en voûte tirant

Les renforts calculées ne se cumulent pas avec celles existant en partie courante du mur et déterminée par d'autres considérations. Trois types d'armatures doivent être mis en œuvre :

a. Sections d'armatures du tirant

$$A_t = \frac{0.40 \times V_{ou}}{f_e/\gamma_s} \text{ avec } V_{ou} = \frac{p \times \ell}{2}$$

Les armatures du « tirant » de section A_t disposées horizontalement de part et d'autre du vide sont prolongées au-delà du nu de l'ouverture d'une longueur égale à ℓ .

b. Section d'armatures verticales

La section nécessaire est égale à :

$$A_v = \frac{p}{f_e/\gamma_{se}} \times s_v$$

Elles entourent les armatures du tirant. Leur rôle est d'assurer la suspension des charges appliquées dans une zone de hauteur $0.75 \times \ell$ mesurée à partir de l'ouverture.

c. Section d'armatures horizontales réparties

$$A_h = \begin{cases} 0, si \tau_{ou} = \frac{p}{2 \times b_0} \leq \frac{f_{c28}}{30} \\ 0.20 \times \frac{V_{ou}}{f_e/\gamma_s} \times \left(30 \times \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} - 1 \right) si \tau_{ou} > \frac{f_{c28}}{30} \end{cases}$$

Ces armatures sont réparties sur une hauteur égale à ℓ de part et d'autre de l'ouverture et doivent être totalement ancrées à partir des plans verticaux limitant l'ouverture et sur une longueur au moins égale à $\ell/3$.



A.8.4.2 Calcul des renforts

Les configurations des différentes ouvertures sont présentées ci-après (les parties à renforcer sont représentées en traits discontinus rouges) :

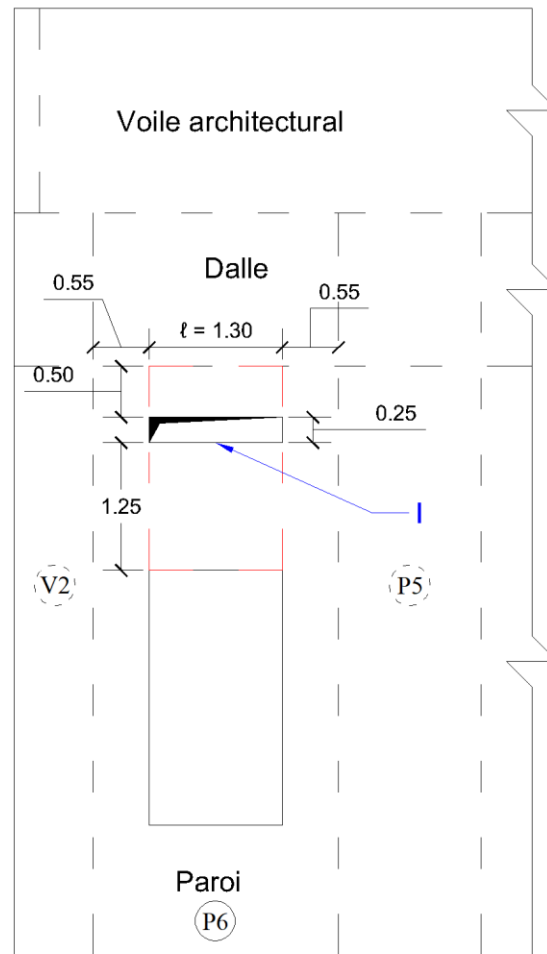
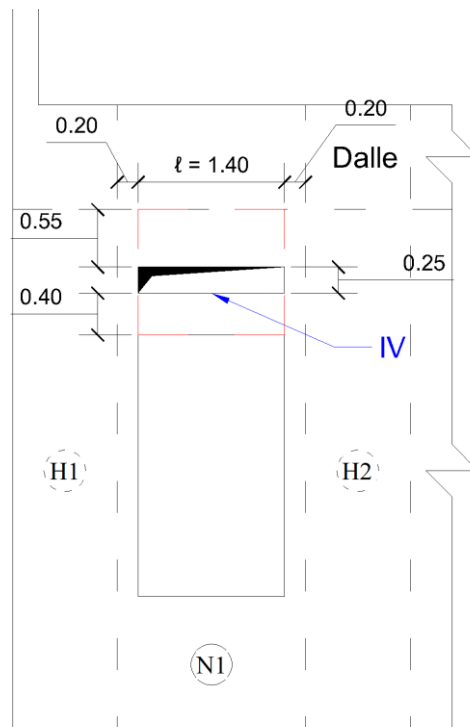
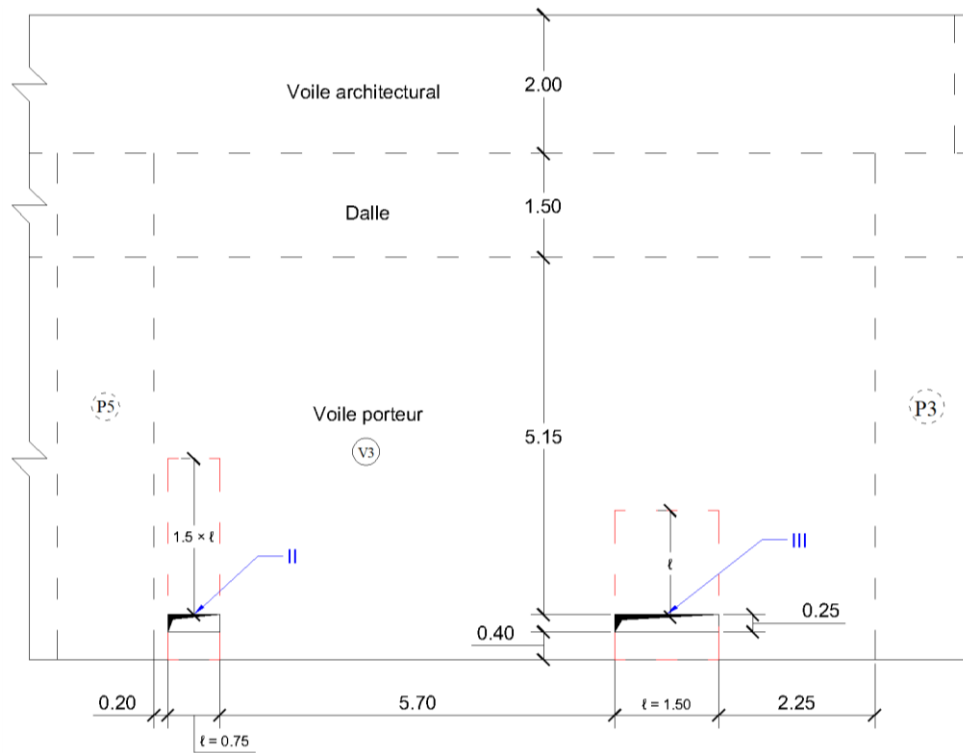


Figure CXXIX : Ouverture de la paroi P6



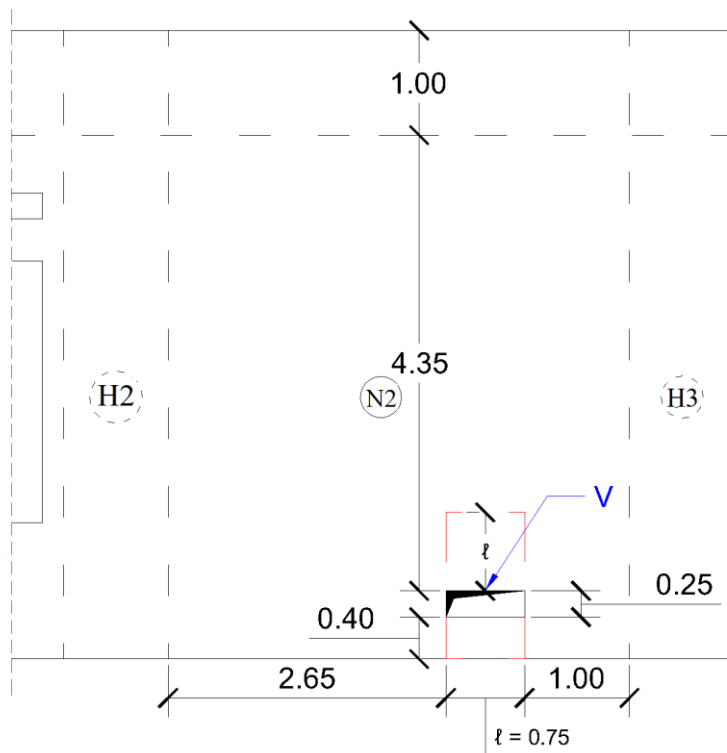


Figure CXXXII : Ouverture du voile N2

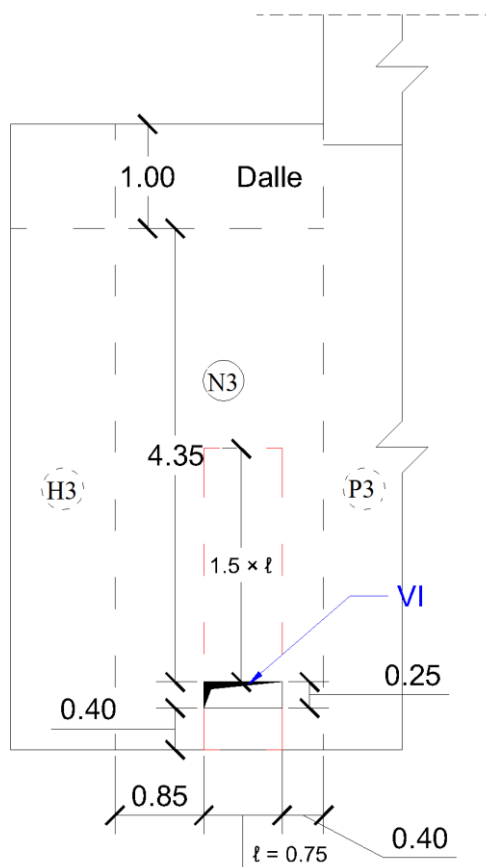


Figure CXXXIII : Ouverture du voile N3

A.8.4.2.1 Détermination de la méthode de calcul applicable

I et IV sont calculés comme des portiques, pour le reste, la détermination est effectuée ci-après :

ID	Largeur - ℓ	Dist. - d_1	Dist. - d_2	Max ($\ell/ d_1, \ell/ d_2$)	Méthode de calcul
II	0.75	0.20	5.70	Max (3.75, 0.13) = 3.75 > 1	Paroi fléchie
III	1.50	5.70	2.25	Max (0.13, 0.16) = 0.16 < 1	Voûte et tirant
V	0.75	2.65	1.00	Max (0.28, 0.75) = 0.75 < 1	Voûte et tirant
VI	0.75	0.85	0.40	Max (0.88, 1.88) = 1.88 > 1	Paroi fléchie

A.8.4.2.2 Calcul des charges

Pour les éléments I et IV, la charge de la dalle est transmise au portique par des « potelets » et le calcul est effectué comme suit :

	Dalle	[kN]	Dalle /2 [kN]	Potelet	[kN]	Total [kN]
P6	$2.40 \times 1.20 \times 1.50$	108.0	54.00	$0.70 \times 0.55 \times 0.70$	8.575	62.575
H1	$1.80 \times 0.90 \times 1.00$	40.5	20.25	$1.20 \times 0.20 \times 0.70$	14.70	34.95

Les charges sous planchers sont celles calculées pour les parois

ID	Voile	Epais. - b_0 [m]	Hauteur - c_1 [m]	Paroi [kN/ml]	Dalle [kN/ml]	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	Charge - p [kN/ml]
II	V3	1.50	5.15	193.13	288.23	481.36	7.88	661.64
III	V3	1.50	5.15	193.13	288.23	481.36	7.88	661.64
V	N2	1.00	4.35	108.75	77.5	186.25	4.65	258.41
VI	N3	1.00	4.35	108.75	77.5	186.25	4.65	258.41

A.8.4.2.3 Parois accueillant les baies des portes blindées

La modélisation est effectuée sur pyBar et se présente comme suit :

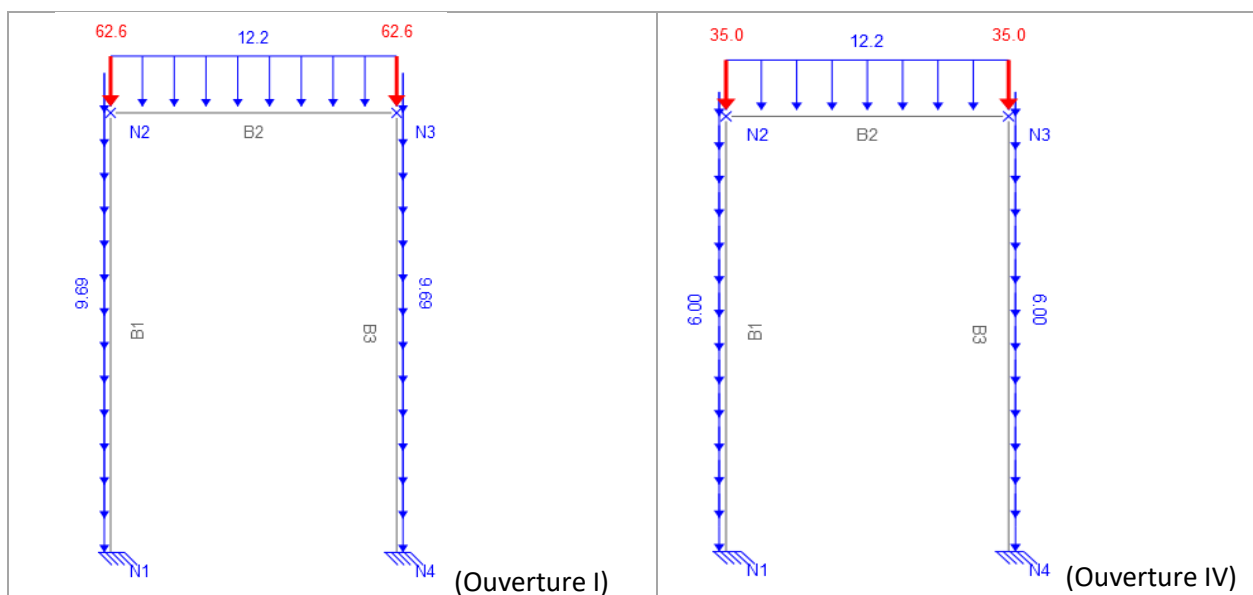


Figure CXXXIV M Schéma statique des portiques sur pyBar

Sollicitations

Sollicitations	P6		N1		[Unité]
	Montant	Traverse	Montant	Traverse	
Effort normal - N	-101.5	0.0	-60.7	0.0	[kN]
Effort tranchant - T	0.92	11.3	0.0	9.8	[kN]
Moment fléchissant - M	-1.75	3.49	0.0	3.8	[kN/ml]

Calcul de la traverse

Grandeur	Expression	P6	N1
Moment de calcul - M_{ser} [m.MN]	-	0.003	0.004
Position relative axe neutre - α_1 [-]	$\frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$	0529	0.529
Moment résistant - M_{rb} [m.MN]	$\frac{1}{2} \times \alpha_1 \times \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \times b$	0.908	1.557
	$M_{rb} \geq M_{ser} \rightarrow A'_{ser} = 0$		
Moment réduit - μ_s [-]	$\frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$	0.00006	0.00004
Bras de levier - z_{b1} [m]	$\frac{15 \times d \times (40 \times \mu_s + 1)}{15 \times (54 \times \mu_s + 1)}$	0.590	0.590
Section d'acier - A_s [cm ²]	$\frac{M_{ser}}{z_{b1} \times 200 \times \overline{\sigma}_{st}}$	0.30	0.32
Section minimale - A_{min} [cm ²]	$0.23 \times \frac{2.10}{500} \times b \times d \times \overline{\sigma}_{bc}$	4.26	7.32

Calcul des montants

Les moments fléchissants étant négligeables comparées aux efforts tranchants les sections sont calculées en compression simples.

Grandeur	Expression	P6	N1
Effort normal - N_u [kN]			
Section - b [m] $\times$ h [m]	-	0.70×0.55	1.20×0.20
Section réduite - B_r [m ²]	$(b - 0.02) \times (h - 0.02)$	0.36	0.21
Longueur libre - ℓ_0 [m]	-	2.50	2.50
Long. de flambement - ℓ_f [m]	$\ell_0 / \sqrt{2}$	1.77	1.77
Elancement mécanique - λ	$\frac{\ell_f \times \sqrt{12}}{h}$	11.13	30.62
		$\lambda < 50$	$\lambda < 50$

Coefficient – α	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	0.83	0.74
Section d'acier – A_{sl} [m ²]	$\left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{bu}}{0.90 \times 0.85}\right) \times \frac{1}{f_{su}}$	-0.02 $A_{sl} \leq 0$	-0.01 $A_{sl} \leq 0$
Section forfaitaire - A_s [cm ²]	$Max\left(\frac{0.2}{100} \times B, 4 \times P\right)$	10.00	11.20
Sections d'armatures	-	9 HA 12	10 HA 12
Espacement – s_t [cm]	$\leq Min(40 [cm], h + 10 [cm])$	20	20
Section réelle [cm ²]	-	10.18	11.31

○ Sections d'armatures transversales

Grandeur	Expression	P6	N1
Diamètre aciers longitudinaux - ϕ_L [mm]	-	12	12
Diamètre aciers transversaux- ϕ_t [mm]	$Max\left(\frac{1}{3} \times \phi_L, 12 [mm]\right)$	12	12
Espacement zone courante – s_t [cm]	$\leq Min(h + 10 [cm], 40 [cm])$	40	40
Longueur de recouvrement - ℓ_r [m]	$\frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$	0.50	0.50
Espacement zone de recouvrement – s'_t [cm]	$\frac{\ell_r - 2 \times \phi_L}{2}$	20	20

A.8.4.2.4 Calcul des renforts d'ouvertures en paroi fléchie

Les éléments concernés sont les ouvertures II et VI. Les paramètres nécessaires au calcul des renforts sont rassemblés dans le tableau ci-dessous :

Grandeur - Notation	Expression	II	VI
Portée entre axes – ℓ_t [m]	-	0.95	1.15
Portée entre nus – ℓ_0 [m]	-	0.75	0.75
Portée de calcul – ℓ [m]	$\text{Min}(\ell_t, 1.15 \times \ell_0)$	0.86	0.86
Hauteur de la paroi - h [m]	-	2.25	2.25
Comparaison (h, ℓ)	$h > < \ell$	>	>
Epaisseur de la paroi - b_o [m]	-	1.50	1.0
Charge appliquée – p [MN/ml]	-	0.662	0.258
Moment ultime - M_{ou} [m.MN]	$\frac{p \times \ell^2}{8}$	0.061	0.024
Effort tranchant ultime - V_{ou} [MN]	$p \times \frac{\ell}{2}$	0.285	0.111
Contrainte tangente conventionnelle - τ_{oui} [MPa]	$\begin{cases} \frac{V_{ou}}{b_o \times h}, si h \leq \ell \\ \frac{V_{ou}}{b_o \times \ell}, si h > \ell \end{cases}$	0.473	0.129

Calcul des armatures principales

Grandeur - Notation	Expression	II	VI
Bras de levier – z [m]	$\begin{cases} 0.6 \times \ell, si h > \ell \\ 0.2 \times (\ell + 2 \times h) \end{cases}$	0.52	0.52
Section d'acier – A [cm ²]	$M_{ou}/(z \times f_e/\gamma_s)$	2.73	1.07
Section nappe - A_{nappe} [cm ²]	$A/2$	1.37	0.53
Hauteur de zone - h_{zp} [m]	$0.15 \times \text{Min}(h, \ell)$	0.13	0.13
Diamètre des barres - $\emptyset$ [mm]	-	8	8
Section de barre – $A_\emptyset$ [cm ²]	$\pi \times \emptyset^2/4$	0.50	0.50
Nbre de barres - n_{barres} [barres]	$A_{nappe}/A_\emptyset$	3	2
Espacement - s_p [cm]	$h_{zp}/(n_{barres} - 1)$	5	10
Section réelle par nappe [cm ²]	$n_{barres} \times A_\emptyset$	1.51	1.00
Nombre total de barres [barres]	$n_{nappe} \times n_{barres}$	6	4
Section totale réelle [cm ²]	$n_{barres_{total}} \times A_\emptyset$	3.02	2.01

Calcul des armatures réparties

Armatures verticales

Grandeur – Notation	Expression	II	VI
Pourcentage vert. - ρ_v [-]		0.002	0.002
Espacement - s_v [cm]	-	10	10
Section d'acier - A_v [cm ²]	$\rho_v \times b_0 \times s_v$	1.12	1.60
Diamètre des barres - $\emptyset$ [mm]	-	10	12
Section de barre – $A_\emptyset$ [cm ²]	$\pi \times \emptyset^2 / 4$	0.785	1.131
Section réelle [cm ²]	$2 \times A_\emptyset$	1.57	2.26
Longueur de calcul - ℓ [m]	-	0.86	0.86
Cadres - n_{cadres} [cadres]	$(\ell/s_v) + 1$	9	9
Section totale [cm ²]	$2 \times n_{cadres} \times A_\emptyset$	14.14	20.36

Armatures horizontales – Réseau inférieur

Grandeur - Notation	Expression	II	VI	[Unité]
Pourcentage d'acier - ρ_h	(cf.)	0.0016	0.0016	[-]
Pourcentage de ref. - ρ_{href}	$0.75 \times \frac{\tau_{ou}}{(f_e/\gamma_s)}$	0.0008	0.0002	[-]
Comparaison	$\rho_h > < \rho_{href}$	>	>	[-]

Grandeur - Notation	Expression	II	VI	[Unité]
Espacement - s_{hi}	-	10	10	[cm]
Section d'acier - A_{hi}	$\rho_{href} \times b_0 \times s_{hi}$	0.57	0.22	[cm ²]
Diamètre des barres - $\emptyset$	-	8	8	[mm]
Section de barre – $A_\emptyset$	$\pi \times \emptyset^2 / 4$	0.50	0.50	[cm ²]
Hauteur de zone - h_{zi}	$0.40 \times \text{Min}(h, \ell)$	0.35	0.35	[m]
Barres - n_{barres}	h_{zi}/s_{hi}	1*	1*	[barres]
Nombre total de barres	$2 \times n_{barres}$	2	2	[barres]
Section totale	$n_{barres_{total}} \times A_\emptyset$	1.0	1.0	[cm ²]
Section d'acier - A_{hc}	$(\rho_h - \rho_{href}) \times b_0 \times s_{hi}$	0.57	1.38	[cm ²]
Diamètre des barres - $\emptyset$	-	8	10	[mm]
Barres - n_{barres}	h_{zi}/s_{hi}	1	1	[barres]
Nombre total de barres	$n_{nappe} \times n_{barres}$	2	2	[barres]
Section totale	$n_{barres_{total}} \times A_\emptyset$	1.0	1.57	[cm ²]

Armatures horizontales – Réseau supérieur

Grandeur - Notation	Expression	II	VI	[Unité]
Pourcentage d'acier – ρ'_h		0.002	0.002	[-]
Espacement - s_{hs}	-	10	10	[cm]

Section d'acier - A_{hs}	$\rho'_h \times b_0 \times s_{hs}$	1.12	1.60	[cm ²]
Diamètre des barres - $\emptyset$	-	10	12	[mm]
Section de barre - $A_\emptyset$	$\pi \times \emptyset^2 / 4$	0.785	1.131	[cm ²]
Hauteur de zone - h_{zs}	$0.45 \times \text{Min}(h, \ell)$	0.40	0.40	[m]
Barres - n_{barres}	h_{zs} / s_{hs}	4	4	[barres]
Nombre total de barres	$n_{nappe} \times n_{barres}$	8	8	[barres]
Section totale	$n_{barres_{total}} \times A_\emptyset$	6.28	9.05	[cm ²]

A.8.4.2.5 Calcul des renforts d'ouvertures en voute-tirant

Les éléments concernés sont les ouvertures III et IV.

	III	IV	[Unité]
Longueur -	1.50	0.75	[m]
Hauteur - h	5.15	0.55	[m]
Epaisseur - b_0	1.50	1.2	[m]
Charge appliquée - p	0.662	0.098	[MN/ml]
Moment ultime - M_{ou}	0.061	0.032	[m.MN]
Effort tranchant ultime - V_{ou}	0.285	0.079	[MN]
	0.037	0.120	[MPa]
Epaisseur minimale - b_0	*		[m]

a. Renforts de l'ouverture III du voile V3

- Section d'armatures du tirant
- Calcul de la section d'acier nécessaire

$$A_t = \frac{0.40 \times V_{ou}}{f_e / \gamma_s} \text{ avec } V_{ou} = \frac{p \times \ell}{2} \rightarrow A_t = \frac{0.40 \times p \times \ell}{2 \times f_e / \gamma_s} = \frac{0.40 \times 0.662 \text{ [MN/ml]} \times 1.50 \text{ [m]}}{2 \times 500 \text{ [MPa]} / 1.15}$$

$$A_t = 4.57 \times 10^{-4} \text{ [m}^2\text{]} = 4.57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Cela correspond à une section d'acier par nappe égal à :

$$A_{t_{nappe}} = \frac{A_t}{n_{nappes}} = \frac{4.57 \text{ [cm}^2\text{]}}{2} \rightarrow A_{nappe} = 2.29 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Ferrailage

Les aciers adoptés sont des HA $\emptyset$ 10 [mm] de section $A_\emptyset = 0.785 \text{ [cm}^2\text{]}$.

Nombre de barres par nappe

$$n_{barres} = \frac{A_{tnappe}}{A_{\emptyset}} = \frac{2.29[cm^2]}{0.785 [cm^2]} = 2.92 \rightarrow n_{barres} = 3$$

❖ Espacement

Ces aciers sont repartis sur une zone, mesurée à partir de l'ouverture, de hauteur :

$$h_{zt} = 0.75 \times \ell = 0.75 \times 1.50 [m]$$

$$h_{zt} = 1.12 [m]$$

L'espacement est donnée par : $s_t = \frac{h_{zt}}{n_{barres}-1} = \frac{1.12[m]}{3-1} = 0.56 [m] \rightarrow s_t = 50 [cm]$

❖ Ferrailage

Deux (02) nappes de trois (03) barres HA Ø 10 [mm] espacées de cinquante centimètres (50 [cm])

La section totale des deux nappes est : $2 \times n_{barres} \times A_{\emptyset} = 6 \times 0.785 [cm^2] \rightarrow A = 4.71 [cm^2]$.

Ces aciers sont prolongés au-delà du nu de l'ouverture d'une longueur égale à ℓ . La longueur totale vaut alors $3 \times \ell$ soit $3 \times 1.50 [m] = 4.50 [m]$.

- Calcul des sections d'armatures verticales

L'espacement des cadres est pris égal à : $s_v = 10 [cm]$. La section est égale à :

$$A_v = \frac{p}{f_e/\gamma_s} \times s_v = \frac{0.662 [MN/ml]}{500 [MPa]/1.15} \times 0.10[m] \rightarrow A_v = 1.52 \times 10^{-4} [m^2] = 1.52 [cm^2]$$

❖ Ferrailage

Les aciers adoptés sont des HA Ø 10 [mm] de section $A_{\emptyset} = 0.785 [cm^2]$. Les aciers sont repartis sur la largeur de l'ouverture ℓ .

- Nombre de cadres

$$n_{cadres} = \frac{\ell}{s_v} = \frac{1.50[m]}{0.10 [m]} \rightarrow n_{barres} = 15$$

- Ferrailage

Quinze (15) cadres de barres HA Ø 10 [mm] espacées de dix centimètres (10 [cm])

La section totale des cadres est : $2 \times n_{cadres} \times A_{\emptyset} = 30 \times 0.785 [cm^2] \rightarrow A = 23.55 [cm^2]$.

- Calcul des armatures horizontales réparties
- Calcul de la contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_{ou} = \frac{p}{2 \times b_0} = \frac{0.662 [MN/ml]}{2 \times 1.5 [m]} = 0.22 [MPa]$$

$$\tau_{ou} = 0.22 [MPa] < \frac{f_{c28}}{30} = \frac{25 [MPa]}{30} = 0.83 [MPa] \rightarrow A_h = 0$$

b. Renforts de l'ouverture V du voile N2

Les paramètres essentiels du dimensionnement sont résumés ci-après :

- Armatures du tirant

Grandeur - Notation	Expression - Application	Valeur	[Unité]
- V_{ou}	$\frac{p \times \ell}{2} = \frac{0.258 [MN/ml] \times 0.75 [m]}{2}$	0.097	[MN]
Section d'acier - A_t	$\frac{0.40 \times V_{ou}}{f_e/\gamma_s} = \frac{0.40 \times 0.097 [MN]}{500 [MPa]/1.15}$	0.89	[cm ²]
Section de nappe - A_{nappe}	$\frac{A_t}{n_{nappes}} = \frac{0.89 [cm^2]}{2}$	0.45	[cm ²]
Diamètre des barres - $\emptyset$	-	8	[mm]
Section des barres - $A_{\emptyset}$	$\frac{\pi \times \emptyset^2}{4} = \frac{\pi \times (0.8 [cm])^2}{4}$	0.503	[cm ²]
Nombre de barres - n_{barres}	$\frac{A_{tnappe}}{A_{\emptyset}} = \frac{0.450 [cm^2]}{0.785 [cm^2]} = 0.57$	2	[barre]
Hauteur de zone - h_{zt}	$h_{zt} = 0.75 \times \ell = 0.75 \times 0.75 [m]$	0.56	[m]
Espacement - s_t	$\frac{h_{zt}}{n_{barres} - 1} = \frac{0.56}{2 - 1}$	0.50	[m]

- Sections d'armatures verticales

Grandeur - Notation	Expression - Application	Valeur	[Unité]
Espacement - s_v	-	10	[cm]
Section d'acier - A_v	$\frac{p}{f_e/\gamma_s} \times s_v = \frac{0.258 [MN/ml]}{500 [MPa]/1.15} \times 0.10 [m]$	0.59	[cm ²]
Nombre de cadres - n_{cadres}	$\frac{\ell}{s_v} = \frac{0.75 [m]}{0.10 [m]}$	8	[cadres]

- Calcul des armatures horizontales réparties

Grandeur - Notation	Expression - Application	Valeur	[Unité]
Contrainte tangente - τ_{ou}	$\frac{p}{2 \times b_0} = \frac{0.258[MN/ml]}{2 \times 0.75[m]}$	0.17	[MPa]
	$\tau_{ou} = 0.17 [MPa] < \frac{f_{c28}}{30} = \frac{25[MPa]}{30} = 0.83 [MPa]$		
Section d'acier - A_h	-	0	[cm ²]

A.9 Devis quantitatif et estimatif

Référence N° Prix	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	P.U - FCFA	MONTANT
					FCFA (HT/HD)
100	Bunker de radiothérapie				
101	Décapage de la terre végétale	[m²]	667.65	867	578 854
102	Déblai rocheux	[m³]	603.74	35 228	21 268 415
103	Béton de propreté 10 cm	[m³]	548.95	122 129	67 042 837
104	Gros béton 20 cm	[m³]	109.77	156 475	17 176 292
105	Béton B25 pour le pré radier 20 cm	[m³]	178.18	181 404	32 322 565
106	Béton B25 pour le radier 100 cm	[m³]	783.45	181 404	142 120 873
107	Béton B25 pour les parois verticales	[m³]	314.81	181 404	57 107 793
108	Béton B25 pour la dalle	[m³]	288.96	181 404	52 417 820
109	Béton B25 pour l'allège	[m³]	85.36	181 404	15 484 645
110	Béton B25 pour les voiles architecturaux	[m³]	28.55	181 404	5 179 084
111	Acier HA Fe E 500 pour le pré radier	[kg]	1938.37	1 944	3 768 187
112	Acier HA Fe E 500 pour le radier	[kg]	32531.68	1 944	63 241 586
113	Acier HA Fe E 500 pour les parois verticales	[kg]	5788.64	1 944	11 253 116
114	Acier HA Fe E 500 pour la dalle	[kg]	9691.84	1 944	18 840 937
115	Acier HA Fe E 500 pour l'allège	[kg]	508.55	1 944	988 621
116	Acier HA Fe E 500 pour les voiles architecturaux	[kg]	845.78	1 944	1 644 196
117	Maçonnerie en agglomérés pleins 20×20×40 - Muret	[m²]	17.6	2 875	50 600
	Total HT				510 486 423
	TVA 19.5%				99 544 852
	Total TTC				610 031 275

A.10 Extraits des Règles BAEL

Figurent ci-après les articles et annexes des Règles BAEL ¹⁹

Articles

Les commentaires des articles sont données entre crochets droits « [] ».

➤ Chapitre A.2 – Caractères des matériaux

• Article A.2.1. – Béton

A.2.1.1. - Résistance du béton*.

A.2.1.11. - Pour l'établissement des projets, dans les cas courants*, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte**.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré [On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa et } 28 < j < 60 \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95 \times j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.] .$$

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} . Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.10 \times f_{c28}$ lorsque l'âge dépasse 28 jours [et dépasse 60 jours], à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

A.2.1.12. - La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement* définie par la relation** :

¹⁹ Ministère français de l'équipement, des transports et du logement, « Règles BAEL 91 révisé 99 ».

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

dans laquelle f_{ij} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

A.2.1,2. - Déformations longitudinales du béton.

A.2.1,21. - Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à* :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$$

f_{cj} (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

[La formule donnant E_{ij} n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier ; elle n'est pas applicable pour les justifications de l'article A.4.4. qui donne à ce sujet des règles particulières.]

A.2.1,3. - Coefficient de Poisson.

Sauf cas particuliers, le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0.2 pour le calcul des déformations.

• Article A.2.2. - Aciers .

A.2.2,1. - Prescriptions générales.

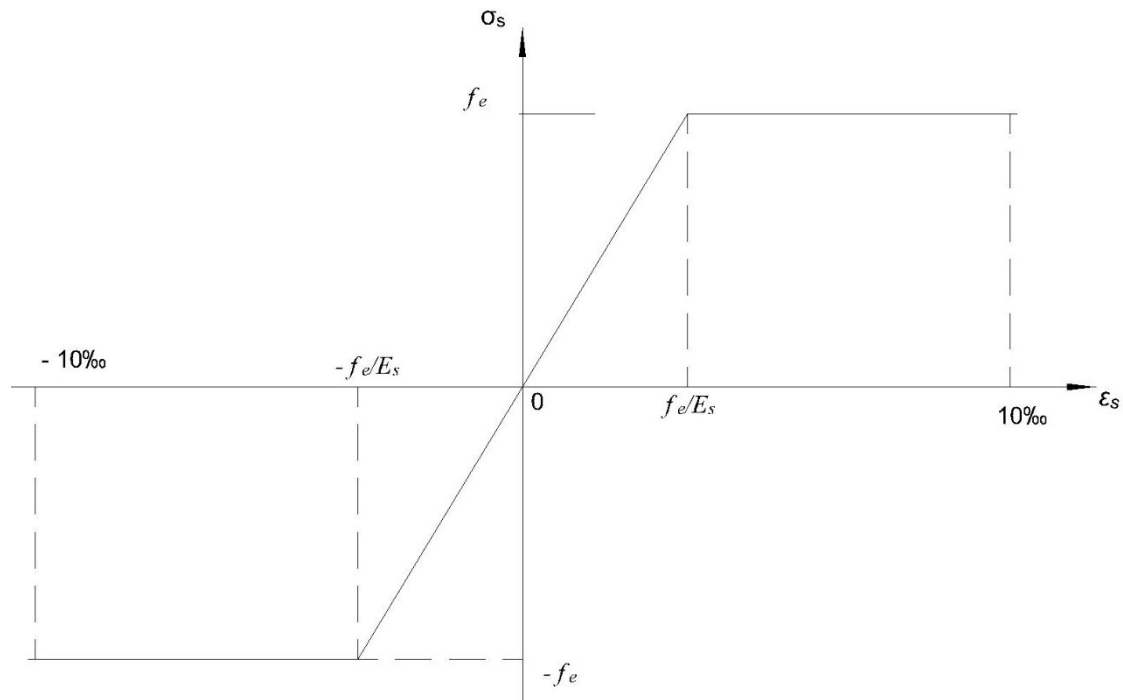
Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur*.

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e^{**} .

Dans ce qui suit, le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200 000 N/mm² (ou encore 2 000 000 bars).

A.2.2,2. - Diagramme déformations-contraintes.

Le diagramme déformations (ε_s)* contraintes (σ_s) à considérer pour l'application de l'article A.4.3. est conventionnellement défini ci-après.



➤ Chapitre A.3. - Actions et sollicitations

• Article A.3.3. - Sollicitations de calcul.

A.3.3,1. - Généralités.

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul* définies dans les sous-articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

$G_{\max}$, l'ensemble des actions permanentes défavorables;

$G_{\min}$, l'ensemble des actions permanentes favorables;

Q_1 , une action variable dite de base;

Q_i , les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$);

ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 , les coefficients définis en A.3.1,31.

A.3.3,2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance.

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

A.3.3,21. Combinaisons fondamentales.

Lors des situations durables ou transitoires* il y a lieu de considérer :

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \Sigma (1.3 \times \psi_{0i} \times Q_i)$$

expression dans laquelle γ_{Q1} vaut 1.5 dans le cas général et 1.35 dans les cas suivants :

- la température;
- les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier*** ;
- les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine****.

A.3.3,22. - Combinaisons accidentelles*.

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes:

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \Sigma (\psi_{2i} \times Q_i)$$

avec F_A , la valeur nominale de l'action accidentelle;

$\psi_{11}Q_1$, la valeur fréquente d'une action variable;

$\psi_{2i}Q_i$, la valeur quasi permanente d'une autre action variable.

A.3.3,3. - Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service.

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares:

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \Sigma (\psi_{0i} \times Q_i)$$

- Chapitre A.4 - Justification des pièces prismatiques soumises à des sollicitations normales
- *Article A.4.1. - Règles générales pour la justification des sections sous sollicitations normales .*

A.4.1,5. - Sollicitation des membrures tendues.

Pour évaluer l'effort agissant sur une membrure tendue, on prend en compte le moment fléchissant agissant à une distance $0.8 \times h$ (h : hauteur totale de la poutre) de la section considérée*, dans la direction où le moment augmente en valeur absolue.

- *Article A.4.2. - Condition de non-fragilité*

Dans le cas de la flexion simple on peut prendre comme bras de levier $0.9 \times d$ (d étant la hauteur utile de la poutre) : si on admet en outre que pour des poutres usuelles d est sensiblement égal à $0.9 \times h$ (h étant la hauteur totale de la poutre), on obtient pour une section rectangulaire simplement fléchie de largeur b armée d'une section A_s , la condition :

$$\rho \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

- *Article A.4.3 – Etat limite de résistance ultime*

A.4.3,2 - Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

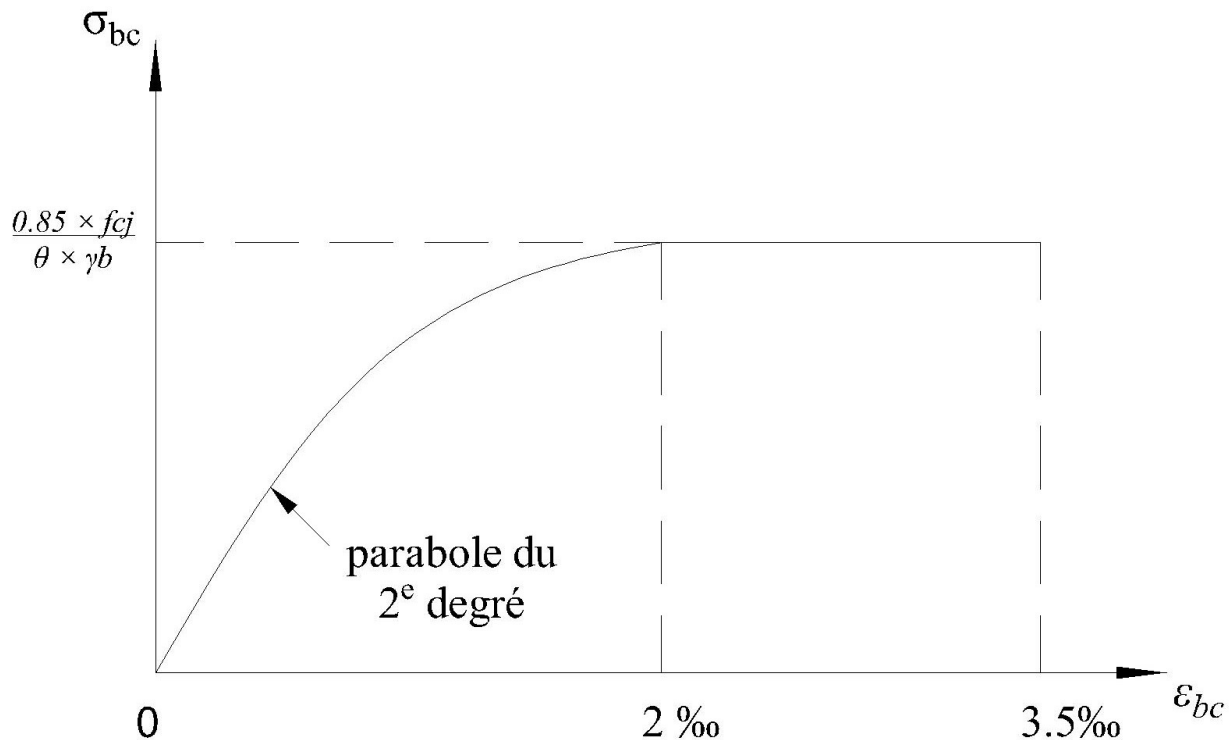
- Les sections droites restent planes et il n'a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance à la traction du béton est négligée ; Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5‰ en flexion et 2‰ en compression simple ;
- Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en A4.3,4 ;
- Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article A.2.2,2 en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$. Le coefficient γ_s est pris

égal à 1.15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1 (unité).

- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

A.4.3,4 – Diagrammes déformations contraintes du béton

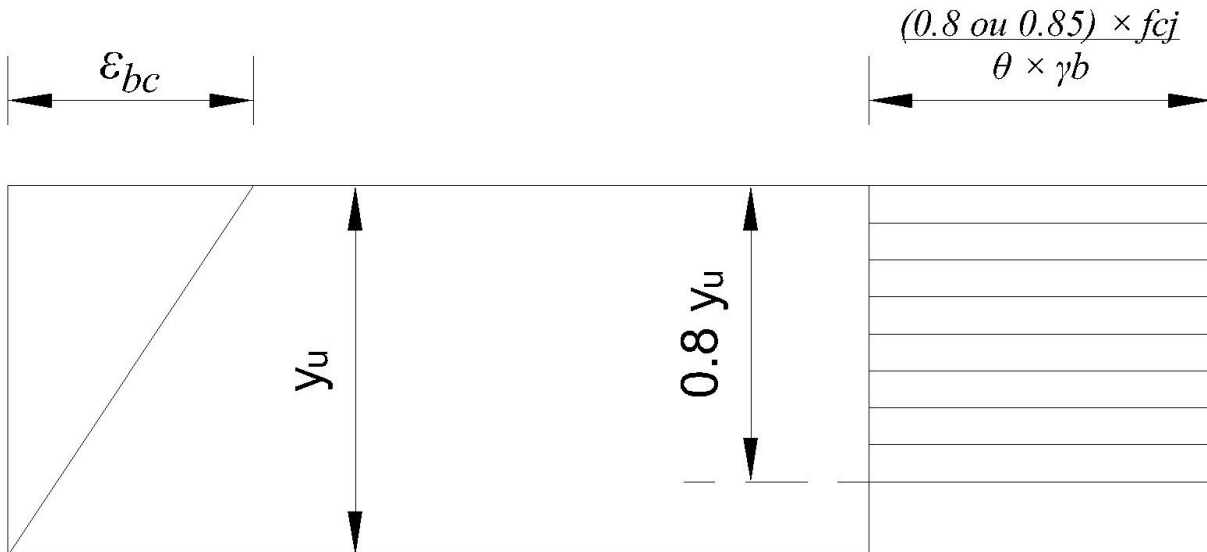
A.4.3,41 – Le diagramme déformations ε_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».



Le coefficient γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

A.4.3,42 – Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est loisible d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié défini ci-après, dans lequel γ_u désigne la distance de l'axe neutre de la déformation à la fibre la plus comprimée :



Sur une distance $0.2 \times \gamma_u$ à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle ; sur la distance $0.8 \times \gamma_u$ restante, la contrainte vaut $(0.85 \times f_{cj}) / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées et $(0.80 \times f_{cj}) / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres.

A.4.3,5. - Cas de la flexion composée avec compression.

Dans ce qui suit on utilise les notations suivantes :

ℓ_f , la longueur de flambement de la pièce*,

ℓ , la longueur de la pièce,

h , la hauteur totale de la section dans la direction du flambement,

e_a , l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution), qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués,

e_1 , l'excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessus,

e_2 , l'excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4. en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

Cependant, il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque le rapport ℓ_f/h est inférieur à la plus grande des deux valeurs 15 et $20 e_1/h$.

Pour ce faire, on procède aux justifications habituelles [ELUR et équilibre statique] complétées comme suit :

e_a = la plus grande des deux valeurs 2 cm et $\ell/250$;

$$e_2 = \frac{3 \times \ell_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi)^{***}$$

expression dans laquelle on désigne par :

α = le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ définis en A.3.3. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

φ = le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

- *Article A.4.4. - Etat limite ultime de stabilité de forme*

- A.4.4.3. - Sollicitations et hypothèses de calcul

A.4.4.32. - Dans les cas courants, les déformations sont évaluées à partir des hypothèses suivantes :

- les sections droites restent planes ;
- le béton tendu est négligé ;
- les effets du retrait du béton sont négligés ;
- on adopte, pour les aciers, les mêmes diagrammes que pour les justifications vis-à-vis de l'état limite de résistance (article A.4.3,2.) ;
- on adopte, pour le béton comprimé, un diagramme déformations-contraintes déduit de celui de l'article A.4.3,41, par une affinité parallèle à l'axe des déformations, de rapport $(1 + \alpha \varphi)$, expression dans laquelle les coefficients α^* et φ ont la même signification qu'en A.4.3,5.

Dans le cas d'ouvrages exceptionnels**, tels que ceux qui présentent de grandes dimensions, il est loisible d'admettre des hypothèses plus représentatives du comportement réel de

la structure pour l'évaluation des déformations. Celles-ci peuvent être alors calculées (y compris les effets du second ordre) en adoptant pour γ_b une valeur réduite, sans descendre au-dessous de 1.35.

En outre, lorsque la structure est soumise à plusieurs actions appliquées chacune à des temps différents, on peut superposer les états successifs correspondants***.

- *Article A.4.5 – Etats limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure*

Les vérifications portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5,2) ;
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5,3.).

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles de l'article A.3.3,3., sous réserve des indications données en A.4.5,313.

A.4.5,1 - Règles de calcul en section courante *

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastique et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- Par convention, le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou « coefficient d'équivalence », n a pour valeur 15 ;
- Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé ; on peut, en outre, supposer concentrée en son centre de gravité l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures pour que l'erreur commise ne dépasse pas 15%.

A.4.5,2 - Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton est limitée $0.6 \times f_{cj}$

A.4.5,3 - Etat limite d'ouverture des fissures

A.4.5,32. - Cas où la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Les règles minimales à appliquer sont les suivantes :

A.4.5,321. - Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient, à défaut de règles consacrées par l'expérience, de concevoir des éléments non fragiles (au sens de l'article A.4.2.) pour les parties ne comportant pas de joint de dilatation, et de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau conformément à l'article A.8.3.

A.4.5,322. - Certains éléments font l'objet de règles forfaitaires consacrées par l'expérience.

Il s'agit notamment des dalles sur appuis continus (A.8.2.), des poutres (A.8.3.) et de certaines parties de bâtiments courants (B.5.).

A.4.5,323. - Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible :

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses ;
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries ;
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatible avec une mise en place correcte du béton, et avec la règle ci-dessus relative aux petits diamètres.

A.4.5,33 - Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5,32 :

- la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur ξ [MPa], donnée par l'expression :

$$\xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right\}$$

dans laquelle :

f_e désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en MPa

f_{tj} la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa

η un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1.0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1.3.

- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm ;
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et $2 \times h$ (h désignant l'épaisseur totale de l'élément).

A.4.5,34 - Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5,32.

- la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $0.8 \times \xi$ [MPa], l'expression de ξ étant donnée en A.4.5,33 ;
- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8 mm ;
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 20 cm et $1.5 \times h$ (h désignant l'épaisseur totale de l'élément) ;
- les armatures de peau prévues pour les poutres de grande hauteur, ont une section au moins égal à 5 cm² par mètre de parement ;
- lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à trois fois leur diamètre.

➤ Chapitre A.5 – Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes

• *Article A.5.1. - Justification des poutres sous sollicitations d'effort tranchant.*

A.5.1,1. - Généralités.

Cet article ne concerne ni les poutres cloisons ni les consoles courtes qui font l'objet des annexes E.5. et E.6.

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. La justification d'une section concerne les armatures transversales de l'âme (A.5.1,22. et A.5.1,23.) ainsi que la contrainte du béton (A.5.1,21.). D'autre part, les zones d'appui (d'about ou intermédiaire) font l'objet des règles énoncées en A.5.1,3.

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement [Dans cette expression conventionnelle, on a introduit la hauteur utile

à la place du bras de levier, dans le but de simplifier les calculs : τ_u ne représente donc pas la valeur réelle de la contrainte exercée, mais une fraction comprise entre 0.8 et 0.9.] égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

expression dans laquelle b_0 désigne la largeur de l'âme, d la hauteur utile de la poutre et V_u la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Les armatures d'âme calculées en fonction des règles qui suivent, règnent sur toute la hauteur de la poutre et sont ancrées dans les membrures de celle-ci.

- *Article A.5.2. - Justification des dalles et poutres-dalles sous sollicitation d'effort tranchant.*

A.5.2.1. - Définitions.

Les dalles sont des plaques portant dans deux directions. Les poutres-dalles sont des plaques présentant deux bords libres, sensiblement parallèles et distants d'au moins trois fois leur épaisseur ; en outre un moment principal de flexion est sensiblement parallèle aux bords libres, et beaucoup plus grand que l'autre moment principal de même signe*.

A.5.2.2. - Justification des armatures d'effort tranchant.

Aucune armature d'effort tranchant* n'est requise** si les conditions suivantes sont remplies.

- la pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente τ_u définie en A.5.1,1. est au plus égale à $0.07 \times f_{cj} / \gamma_b$.

En cas de surface de reprise ménagée dans l'épaisseur de la dalle considérée on applique l'article [A.5.3.](#)

Dans les autres cas, on dimensionne les armatures d'effort tranchant de la manière indiquée pour les poutres en A.5.1,23.

- *Article A.5.3. - Actions tangentes exercées sur des éléments autres que les âmes : coutures d'attache.*

Les justifications à présenter sont toutes relatives à l'état limite ultime.

A.5.3,1. - Règle des coutures généralisée.

A.5.3,11. - Cette règle a pour but de justifier certains plans intérieurs du béton sur lesquels s'exerce un effort tangent, et pour lesquels il n'est pas prévu par ailleurs de justification spécifique. Il s'agit notamment :

- des surfaces de reprise de bétonnage ;
- des plans d'attache de deux pièces entre elles.

Ces plans doivent être traversés d'armatures d'attache (dites également armatures de couture) convenablement ancrées de part et d'autre : sont prises en compte en tant qu'armatures d'attache, les armatures faisant un angle d'au moins 45° avec le plan sollicité et inclinées en sens inverse de la direction probable des fissures du béton.

A.5.3,12. - La justification consiste, en l'absence de résultats expérimentaux fournissant des bases sûres de calcul à appliquer l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t \times \gamma_s} \times (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau_u - \sigma_u$$

avec :

A_t : somme des aires des sections droites des aciers constitutifs d'un cours d'armatures d'attache;

s_t : espacement de ces armatures parallèlement au plan sollicité ;

b_0 : épaisseur du béton prise en compte pour évaluer les contraintes s'exerçant sur le plan considéré, c'est-à-dire la contrainte tangente τ_u et la contrainte normale σ_u , cette dernière étant comptée positive pour les compressions et négative pour les tractions;

f_e : limite d'élasticité garantie des armatures d'attache ;

α : angle de ces armatures (compris entre 45° et 90°) avec le plan sollicité :

γ_s : coefficient défini en A.4.3,2.

A.5.3,3. - Surfaces de reprise.

Les coutures de reprise sont dimensionnées conformément à A.5.3,1. Elles ne sont cependant pas exigées dans les structures peu sollicitées, lorsque les conditions suivantes sont

réalisées [C'est à ces conditions que (par exemple) des dalles réalisées à partir de prédalles préfabriquées surmontées d'une épaisseur de béton coulé en place peuvent être considérées comme constituant un ensemble monolithique] :

- l'élément en cause n'est soumis qu'à des charges réparties, lentement variables, non susceptibles d'effets dynamiques ou de choc ;
- la surface de reprise est traitée pour lui donner une rugosité importante, par exemple en ménageant des indentations de liaison ;
- la contrainte tangente calculée sous sollicitation ultime n'excède pas 0.35 MPa (ou N/mm²)
- la contrainte normale éventuelle est une compression.

➤ Chapitre A.6 – Adhérence.

• *Article A.6.1. - Adhérence des aciers en barres.*

A.6.1,2. - Ancrage des aciers en barres.

A.6.1,21. - Conditions d'équilibre.

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj}$$

En outre dans les parties courbes, en l'absence de contact avec une autre barre, il est admis de tenir compte d'un effort axial de frottement égal à la réaction de courbure de la barre multipliée par le coefficient de frottement de l'acier sur le béton, pris égal à 0.4.

...

A.6.1,22. - Ancrages rectilignes.

A.6.1,221. - Les barres rectilignes de diamètre Ø et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur ℓ_s dite « longueur de scellement droit ».

Une valeur plus précise est donnée par l'expression :

$$\ell_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Les valeurs indiquées ci-dessus pour ℓ_s sont valables à la fois pour les barres tendues et pour les barres comprimées. Elles doivent être multipliées par 1.5 dans le cas d'une barre faisant partie d'un paquet de trois.

[Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$ avec ψ_s le coefficient de scellement de la barre considéré ; pour les armatures à haute adhérence la valeur du coefficient ψ_s est généralement égale à 15.]

A.6.1,223. - La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement si leurs extrémités se chevauchent sur une longueur au moins égale à leur longueur d'ancrage augmentée de la distance entre axes de ces barres, lorsque cette distance est supérieure à cinq fois leur diamètre.

La jonction mécanique de deux barres peut être réalisée par d'autres procédés notamment par des manchons ou par soudure (bout à bout ou par recouvrement) dans la mesure où des essais probants ont permis de vérifier la résistance du système utilisé.

➤ Chapitre A.7. – Dispositions constructives diverses

• Article A.7.2. - Possibilités de bétonnage correct.

A.7.2,1.

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments [Il y'a toujours intérêt du point de vue de l'adhérence à employer des barres de diamètre aussi réduit que possible. La règle donnée ici ne concerne que les armatures nécessaires vis-à-vis des sollicitations agissant sur la dalle en tant que telle. Lorsque l'élément considéré joue un autre rôle (par exemple membrure tendue d'une poutre), la règle ne s'applique pas aux armatures correspondantes.].

A.7.2,4.

L'enrobage [La présente prescription ne joue que dans la mesure où elle est plus sévère que l'article A.7.1.] de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie dans le cas contraire.

➤ Chapitre A.8 – Dispositions particulières à certains éléments

• *Article A.8.2. - Dalles sur appuis continus.*

A.8.2,1. - Domaine d'application.

Les prescriptions qui suivent s'appliquent aux dalles autres que les poutres-dalles dont les appuis sont constitués, soit par des éléments continus avec lesquels elles forment monolithe (nervures ou murs en béton armé), soit par des murs sur lesquels elles reposent.

Eventuellement, ces dalles peuvent présenter des bords libres et des appuis quasi ponctuels. Elles sont supposées ne comporter que des armatures parallèles à leur feuillet moyen.

Les dalles solidaires de leurs appuis sont considérées comme appuyées au droit des parements des éléments porteurs, si ceux-ci sont d'épaisseur constante.

A.8.2,3. - Procédés de calcul approchés.

A.8.2,32. - Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15 % à 25 % selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués respectivement au moins à 40 % et 50 % des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation. On doit cependant tenir compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Lorsqu'il s'agit de la portée principale, si on désigne par M_0 le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation, par M_w et M_e les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis (de gauche et de droite) et par M_t le moment maximal considéré en travée, on doit vérifier l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_0$$

A.8.2,4. - Disposition des armatures.

A.8.2,41. - Les armatures disposées suivant deux directions perpendiculaires sont telles (en chaque point) que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée (armatures de répartition) à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

- 1/3 si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés ;
- 1/4 dans le cas contraire.

A.8.2,43. - Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis :

- dans leur totalité si la dalle est soumise à des charges concentrées mobiles ;
- à raison d'un sur deux au moins dans le cas contraire.

Les armatures prolongées jusqu'aux appuis y sont ancrées au-delà du contour théorique de la dalle. Dans le cas de treillis soudés cet ancrage peut ne comporter qu'une soudure à condition que la dalle ne soit pas soumise à des charges concentrées mobiles provoquant des effets dynamiques sensibles ou un poinçonnement important.

Sur les parties du contour d'appui où pourraient se développer des moments d'encastrement partiel, on doit prévoir des armatures « en chapeaux » capables d'équilibrer un moment de signe contraire au moment de flexion maximal de la région centrale et d'une valeur au moins égale aux quinze centièmes (0.15) de ce dernier.

- *Article A.8.3. - Armatures des poutres.*

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 4 fois leur diamètre.

En outre dans les cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable, ces prescriptions sont modifiées par celles données en A.4.5,34.

➤ Chapitre B.6. – Planchers et poutres

• *Article B.6.1. - Règles générales.*

B.6.1,1. - Portée à prendre en compte dans les calculs et sections d'encastrement à vérifier.

La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre points d'application des résultantes des réactions d'appui :

- dans le cas de poutres munies d'appareils d'appui ;
- dans le cas de poutres reposant sur des massifs ou des murs en maçonnerie.

Dans les autres cas, et notamment dans celui très fréquent où les éléments de planchers reposent sur des appuis en béton (poutres, poteaux ou voiles), la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

Les sections d'appui dont on justifie la résistance aux moments d'encastrement sont alors celles des nus intérieurs des appuis sous réserve de la vérification des effets des réactions sur les appuis ou sur les nœuds qui doivent équilibrer les moments correspondants.

• *Article B.6.5. - Etat limite de déformation*

B.6.5,2. - Evaluation des flèches.

Dans les cas où il est nécessaire de procéder à une justification des déformations, on procède au calcul des flèches en application des principes de l'article A.4.6,1. et des méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux. Pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues, on substitue dans les calculs, au moment d'inertie I_o de la section totale rendue homogène, un moment d'inertie fictif I_f évalué empiriquement*. Il convient de différencier



les effets des charges permanentes et ceux des charges variables et, notamment en ce qui concerne la tenue des revêtements et des cloisons, de tenir compte de l'ordre dans lequel interviennent les diverses charges dont on veut évaluer les effets.

[On peut utiliser les formules données ci-après ; les valeurs des coefficients qui interviennent ont été « ajustées » en fonction de résultats de mesures de flèches au cours d'essais, généralement sous chargement instantané.

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} \text{ pour les déformations instantanées ;}$$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} \text{ pour les déformations de longue durée;}$$

$$\mu = 1 \times \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \left\{ \begin{array}{l} \text{si la valeur de } \mu \text{ résultant de cette expression est positive} \\ 0, \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

Dans ces expressions :

I_0 désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec $n = 15$;

f_{t28} la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en [MPa] (ou [N/mm²]) ;

σ_s la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré ;

ρ le « pourcentage » ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à

l'aire de la section utile de la nervure $\rho = A/(b_0 \times d)$;

b_0 la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.]

B.6.5.3. - Valeurs limites des flèches.

[* Ce peut être le cas, dans certaines installations industrielles, de conditions imposées par le bon fonctionnement de machines ou d'appareils.



** A défaut de données plus précises, on peut admettre que la part de flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds ne doit pas dépasser :

- pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs :
- et pour les éléments supports en console, la valeur :

Il paraît cependant difficile dans le cas de cloisons non superposées et dans celui de grandes portées de réduire les risques de fissuration des cloisons en maçonnerie traditionnelle mises en œuvre sans précautions particulières. De telles précautions peuvent consister par exemple, à relier les planchers superposés entre eux, à prévoir des raidisseurs incorporés ou des semelles compressibles, ces dernières étant de toute façon requises pour éviter la mise en compression de certaines cloisons légères (D.T.U. 20 et D.T.U. 25-31). La superposition peut être un élément favorable sous réserve que les cloisons soient fondées et assez résistantes, comme le justifient les constatations faites dans certains bâtiments scolaires.]

➤ Chapitre B.7 – Dalles sur appuis continus.

• *Article B.7.1. - Détermination des sollicitations.*

Pour les panneaux de dalle rectangulaires dont le rapport des portées dans les deux sens est inférieur à 0.4 (ou supérieur à 2.5), les combinaisons d'actions et cas de charge à considérer sont les mêmes que pour les poutres (article B.6.1,2.).

Pour les panneaux de dalle rectangulaires dont le rapport des portées dans les deux sens est compris entre 0.4 et 2.5, les différents panneaux sont en général calculés isolément en appliquant la charge $1.35 \times G + 1.5 \times Q_B$ [en l'absence de charge climatique], à la surface totale du panneau supposé articulé sur son contour**. Les moments de flexion maximaux calculés dans cette hypothèse sont ensuite ventilés en travée et sur appuis conformément aux prescriptions de l'article A.8.2,32***.

• *Article B.7.2. - Dispositions constructives.*

B.7.2,1.

Les conditions d'ancrage sur appui des armatures inférieures sont à vérifier conformément à l'article A.8.2,43.

Dans l'interprétation des articles A.8.2,42. et A.8.2,43., on ne considère pas comme charge concentrée mobile une charge dont l'intensité est inférieure au quart de la charge variable totale, appliquée sur la surface complète du panneau.

En cas d'absence de charge concentrée mobile, l'ancrage des aciers en barres visé à l'article A.8.2,43. est considéré comme satisfait si les aciers prolongés sur appui y sont ancrés par une longueur au moins égale au tiers de leur longueur d'ancrage total.

- *Article B.7.3. - Etat limite d'ouverture des fissures.*

Les articles A.4.5,3. et A.8.3. ainsi que l'article B.6.3. relatif aux poutres sont applicables.

B.7.2,3. - Dispositions de ferrailage.

Dans le cas de hourdis d'épaisseur inférieure ou égale à 7 cm et en l'absence de charges localisées importantes (cf. [B.7.2,1.](#)), il est possible de ne prévoir qu'une nappe d'armatures.

- *Article B.7.4. - Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures.*

Les conditions de non-fragilité et de section minimale d'armatures résultant de l'application de l'[article A.4.2.](#) peuvent être énoncées comme suit.

Soit :

- ρ_o le taux des armatures (rapport du volume des aciers à celui du béton) défini de la façon suivante :
 - ✓ 0.0012 s'il s'agit de ronds lisses (Fe E 215 ou Fe E 235),
 - ✓ 0.0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm,
 - ✓ 0.0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6 mm.
- ℓ_{xx} et ℓ_y les dimensions de la dalle avec $\ell_x \leq \ell_y$;
- ρ_x et ρ_y les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

Les taux minimaux d'acier ρ_x dans le sens « x » et ρ_y dans le sens « y » doivent satisfaire les inégalités suivantes :

$$\rho_x \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{\ell_x}{\ell_y}}{2} \text{ et } \rho_y \geq \rho_0$$

On peut se dispenser de la vérification des conditions de non-fragilité et de section minimale pour les armatures sur appuis des dalles continues sous réserve que la section d'armatures prévue en travée et respectant ces conditions équilibre le moment relatif au panneau de dalle considéré comme articulé sur son contour ou que la section des aciers en travée majorée de la demi somme des sections des aciers sur appuis soit au moins égale au double du taux défini ci-dessus. Une telle dérogation n'est pas admise sur les appuis d'équilibrage des porte-à-faux***.

On peut se dispenser de l'application des conditions précédentes pour autant que l'on majore de 20 % les aciers calculés en flexion (§ A.8.2,3.) ainsi que les aciers de répartition (§ A.8.2,41).

- *Article B.7.5. - Etat limite de déformation.*

Dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées:

1. M_x et M_y étant les moments maximaux en travée par bande de largeur unité dans les sens ℓ_x et ℓ_y de la dalle supposée non encastrée sur appuis, et non continue au-delà de ses appuis (M_x étant supposé supérieur à M_y) et M_t le moment en travée par bande de largeur unité dans le sens ℓ_x , compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité, le rapport h/ℓ_x est supérieur à $\frac{M_t}{20 \times M_x}$, M_t ne pouvant être pris inférieur à $0.75 \times M_x$.

2. A étant la section des armatures tendues par bande de largeur b , d leur hauteur utile et f_e leur limite d'élasticité, le pourcentage

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \text{ est au plus égal à } \frac{2}{f_e} \text{ avec } f_e \text{ en [MPa]}$$

- *Article B.7.6. - Planchers à prédalles.*

B.7.6,0. - Définition.

On désigne par « prédalles » des dalles préfabriquées, destinées à former la partie inférieure armée d'une dalle pleine, la dalle ainsi constituée présentant, en phase finale, un fonctionnement monolithique. Les prescriptions ci-après concernent les planchers dont la partie supérieure bétonnée en place est d'une épaisseur au moins égale à celle des prédalles.

B.7.6,1. - Epaisseur minimale.

L'épaisseur minimale d'une prédalle résulte des conditions d'enrobage et des tolérances de positionnement des armatures. [Les conditions d'enrobage des armatures conduisent en pratique à une épaisseur de 5 cm, sauf pour les prédalles de petites dimensions pour lesquelles une épaisseur de 4 cm peut être envisagée].

La hauteur utile intervenant dans les justifications en phase provisoire est évaluée compte tenu de la présence éventuelle des stries ou de rainures à la surface des prédalles.

B.7.6,2. - Justifications.

B.7.6,20. - Les règles générales relatives aux dalles sur appuis continus (B.7.0. à [B.7.5.](#)) s'appliquent compte tenu des aménagements indiqués ci-après.

B.7.6,21. - Justifications de flexion en phases provisoires :

B.7.6,211. - Les prédalles doivent être justifiées en phases de manutention, de stockage et de mise en place compte tenu des dispositions d'appui et de levage prévus dans ces opérations.

B.7.6,212. - Les prédalles doivent être justifiées en phase d'exécution du plancher du fait de leur rôle de coffrage et compte tenu de leur dispositif d'étalement.

B.7.6,22. - Justifications de flexion en phase définitive :

La dalle constituée par la prédalle et le béton coulé en place est ensuite justifiée comme une dalle monolithique. Cette justification peut être faite sans tenir compte des phases provisoires sous réserve que les prédalles reposent en phase d'exécution du plancher sur des étais intermédiaires distants au plus de vingt-cinq fois l'épaisseur des prédalles.

Lorsqu'un panneau de dalle a son coffrage constitué par plusieurs prédalles, les sections au droit des joints intermédiaires de prédalles peuvent être considérées, soit comme rétablissant la continuité, soit comme des articulations, suivant les dispositions de ferrailage adoptées dans le béton coulé en place au droit de ces joints. Le cas des charges concentrées importantes doit plus particulièrement être examiné.

Les règles de pourcentage minimal (rapporté à l'épaisseur totale de la dalle) s'appliquent entre autres aux armatures disposées au droit des joints intermédiaires de prédalles, lorsqu'un panneau comporte plusieurs prédalles, ainsi qu'aux armatures de ces dernières.

B.7.6,23. - Justifications sous sollicitations tangentes :

La résistance au glissement est à justifier au niveau de la surface de reprise entre la prédalle et le béton coulé en place, par application des règles de l'article [A.5.3.](#)

Dans le cas de planchers de « constructions courantes » pour lesquels aucune protection parasismique n'est demandée :

- si l'on respecte les conditions de l'article [A.5.3,3.](#), aucune armature de couture n'est à prévoir ;

- si les conditions de l'article [A.5.3,3.](#) ne sont pas respectées, il y a lieu de prévoir des armatures de couture. Celles-ci doivent être déterminées à partir de la force totale de glissement ultime s'exerçant sur les tiers extrêmes et être disposées dans ces zones. Le pas des files d'armature de couture n'excède pas la hauteur de plancher et l'intervalle entre ces files n'excède pas trois fois cette hauteur.

[B.7.6,3. - Conditions sur appuis.](#)

Les règles d'ancrage des aciers inférieurs sur appuis (art. A.8.2,43. et [B.7.2.](#)) s'appliquent aux aciers des prédalles, ce qui conduit dans la plupart des cas à faire dépasser les armatures de ces prédalles, pour constituer des armatures en attente.

➤ Chapitre B.8 – Poteaux

• B.8.3. – Longueur de flambement

B.8.3.1. – Evaluation de la longueur libre.

La longueur libre ℓ_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

La longueur libre ℓ_0 des poteaux d'un hall ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert est comptée de la jonction avec la fondation ou de la face supérieure du plancher haut du sous-sol au sommet du poteau.

B.8.3.2. - Cas du poteau isolé.

S'il n'existe aucun dispositif de construction susceptible de modifier la longueur de flambement, cette longueur ℓ_f est prise égale à :

$2 \times \ell_0$ si le poteau est libre à une extrémité et encastré* à l'autre ;

ℓ_0 si le poteau est articulé aux deux extrémités ;

ℓ_0 si le poteau est encastré* aux deux extrémités, dans le cas où ces extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau, et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement ;

$\ell_0/\sqrt{2}$ si le poteau est articulé à une extrémité et encastré* à l'autre ;

$\ell_0/2$ si le poteau est encastré* aux deux extrémités, dans le cas où ces deux extrémités sont empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau, et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

B.8.3.3. - Cas des bâtiments.

B.8.3.3.1. - Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante) et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur ℓ_f est prise égale à :

$0.7 \times \ell_0$ si le poteau est à ses extrémités :

- soit encastré dans un massif de fondation :

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;

ℓ_0 dans tous les autres cas.

Annexes

Annexe E.3 Règles BAEL 91 révisées 99 : « Calcul des panneaux rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour ».

Soient ℓ_x et ℓ_y les dimensions, mesurées entre nus des appuis d'un tel panneau (on suppose $0.40 \leq \ell_x/\ell_y \leq 1$) et p la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour expression :

- dans le sens de la petite portée ℓ_x : $M_x = \mu_x \times p \times \ell_x^2$
- dans le sens de la grande portée ℓ_y : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les valeurs des coefficients $\mu_x = \frac{M_x}{p \times \ell_x^2}$ et $\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ sont données en fonction du rapport $\alpha = \ell_x/\ell_y$ par le tableau de valeurs numériques ci-après :

α	$v = 0$		$v = 0.20$	
$\frac{\ell_x}{\ell_y}$	$\mu_x = \frac{M_x}{p \times \ell_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$	$\mu_x = \frac{M_x}{p \times \ell_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0.40	0.110		0.112	0.293
0.45	0.102		0.105	0.333
0.50	0.095		0.098	0.373
0.55	0.088		0.092	0.42
0.60	0.081	0.305 (*)	0.086	0.476
0.65	0.0745	0.369	0.08	0.53
0.70	0.068	0.436	0.074	0.585
0.75	0.062	0.509	0.0685	0.643
0.80	0.056	0.595	0.063	0.71
0.85	0.051	0.685	0.058	0.778
0.90	0.046	0.778	0.053	0.846
0.95	0.041	0.887	0.048	0.923
1.00	0.037	1.000	0.044	1
* Les valeurs de μ_y inférieures à 0.25 (correspondant à $\alpha \leq 0.557$) ne sont pas à prendre en considération, en application de l'article A.8.2,41.				

Annexe E.5.Méthodes de calcul et dispositions d'armatures des parois fléchies (murs, cloisons ou voiles formant poutres)

➤ E.5.0. - Définition

Sont considérées comme « parois fléchies » les poutres droites de section constante dont la hauteur de section est au moins égale à la moitié de la portée*.

Les parois fléchies peuvent être continues ou ne comporter qu'une seule travée.

* Les parois fléchies se rencontrent en particulier dans les cas suivants :

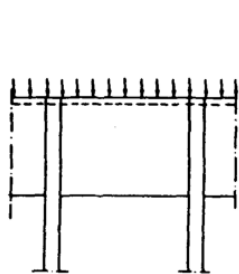


Fig. 1.

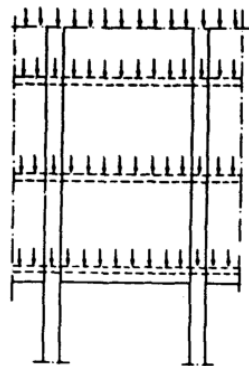


Fig. 2.

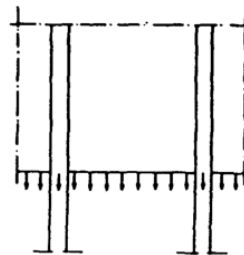


Fig. 3.

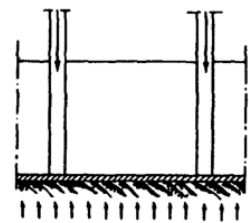


Fig. 4.

Figure CXXXV: Types de parois fléchies traitées par les Règles BAEL.

➤ E.5.1. - Domaine d'application

Les règles énoncées ci-après* concernent exclusivement les parois fléchies raidies par des montants d'appui ou par d'autres parois fléchies capables d'assurer la fixité transversale des sections d'appui.

Elles s'appliquent essentiellement à des parois supportant des charges uniformément réparties ; le cas des charges localisées nécessite en principe une étude spéciale ; toutefois, à défaut d'autres justifications, on peut utiliser les règles données à l'article E.5.5.

Si une paroi fléchie, par son rôle dans la construction, est appelée à supporter des efforts transversaux de flexion ou de compression dans son plan ou à intervenir dans la stabilité sous l'action des forces horizontales, il en est tenu compte.

[* Les règles sont directement applicables aux types I, II et III définis à l'article précédent. Elles sont également applicables au type IV à condition de remplacer dans le texte le mot « inférieur » par « supérieur » et réciproquement.

Des éléments fléchis de faibles dimensions (tels que linteaux, chevêtres, etc.), même si leur hauteur de section dépasse la moitié de leur portée, ne sont pas nécessairement à calculer et à armer selon les règles spéciales aux parois fléchies.

En revanche, des éléments de grandes dimensions ou fortement chargés peuvent être justiciables de ces règles, même si leur hauteur de section n'atteint pas exactement la moitié de la portée, notamment s'il s'agit de travées continues.

Dans le cas de bâtiments à voiles porteurs, on peut rencontrer des parois comportant des parties en porte à faux ; celles-ci sont alors à calculer et à armer selon les règles spéciales aux « consoles courtes » qui font l'objet de l'annexe E.6.]

➤ E.5.3. - Épaisseur minimale

L'épaisseur b_o de la paroi fléchie doit être au moins égale à la plus grande des deux valeurs suivantes* :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.75 \times \frac{p}{f_{c28}} \times \frac{\ell}{h}, \text{ si } h \leq \ell \\ 3.75 \times \frac{p}{f_{c28}}, \text{ si } h > \ell \\ 0.14 \times \ell \times \sqrt[3]{\frac{p}{f_{c28} \times h}} \end{array} \right.$$

Si la paroi fléchie est efficacement raidie par des membrures longitudinales supérieures et inférieures solidaires des montants d'appui, la première condition $b_o \geq 3.75 (p/f_{c28}) (\ell/h)$ (ou $b_o \geq 3.75 (p/f_{c28})$ si $h > \ell$) doit être satisfaite quelle que soit la valeur de $p/(h \times f_{c28})$

En tout état de cause, l'épaisseur de la paroi fléchie doit être suffisante pour assurer aisément le logement et l'enrobage des armatures, même aux croisements, et cette condition pratique conduit souvent à adopter une épaisseur supérieure aux valeurs minimales fixées par les formules ci-dessus.

➤ E.5.4. - Armatures

- E.5.4,0. - Généralités.

Les parois fléchies sont munies :

- d'un système d'armatures principales ;
- d'un système d'armatures réparties constituées par des cadres verticaux, complétés éventuellement par des étriers, et par des armatures horizontales disposées sur les deux faces de la paroi complétées éventuellement par des armatures intérieures.

Les sections des armatures sont déterminées à partir du moment ultime et de l'effort tranchant ultime de référence, M_{ou} et V_{ou}^* .

[* Les méthodes de la Résistance des Matériaux ne sont pas applicables aux poutres de faible élancement correspondant à la définition des parois fléchies. La présente méthode tient compte implicitement de phénomènes de redistribution. Il doit être entendu :

- que le moment et l'effort tranchant ultimes de référence M_{ou} ou V_{ou} ne constituent dans le cas des parois fléchies que des paramètres commodes pour la détermination des sections d'armatures ;
- que le terme « armatures principales » a une signification conventionnelle car le système d'armatures réparties, tant verticales qu'horizontales, joue un rôle très important, non seulement dans le comportement à la fissuration, mais aussi dans la résistance des parois fléchies.]

Il convient de noter que les dispositions comportant des barres relevées, préconisées dans certains cas par les textes réglementaires antérieurs, ne sont pas à conseiller car les essais ont remis en cause l'efficacité qui leur était attribuée.

Les prescriptions qui suivent dispensent, dans les cas usuels, des justifications aux états limites de service**.

[** Dans les cas contraires, où les parois sont susceptibles d'être en contact avec l'eau ou avec des milieux agressifs, on peut appliquer les règles suivantes sous réserve de prendre en compte les sollicitations M_o et V_o de service et de remplacer f_e/γ_s par la contrainte limite de service (article A.4.5,33).]

- E.5.4,1. - Armatures principales.

E.5.4,11. - Parois fléchies reposant sur deux appuis.

La section A des armatures principales inférieures résulte des formules :

$$A = \frac{M_{ou}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec $z = 0.2 (\ell + 2 \times h)$, si $0.5 \leq h/\ell \leq 1$ et $z = 0.6 \times \ell$, si $h > \ell$.

Ces armatures sont disposées sur une hauteur de l'ordre de la plus petite des dimensions $0.15 \times h$ ou $0.15 \times \ell$, au-dessus de la face inférieure de la poutre (fig. 5 et 7).

Les barres en cause - de diamètre aussi réduit que possible - sont normalement ancrées par des boucles ou des crochets à long retour disposés à plat*. S'il n'y a pas de raidisseurs, il convient de prévoir des étriers sur les parties en retour des crochets (fig. 6).

PAROI FLÉCHIE A UNE TRAVÉE

$$h < l \quad l = \text{Min} (l_u, 1,15 l_0)$$

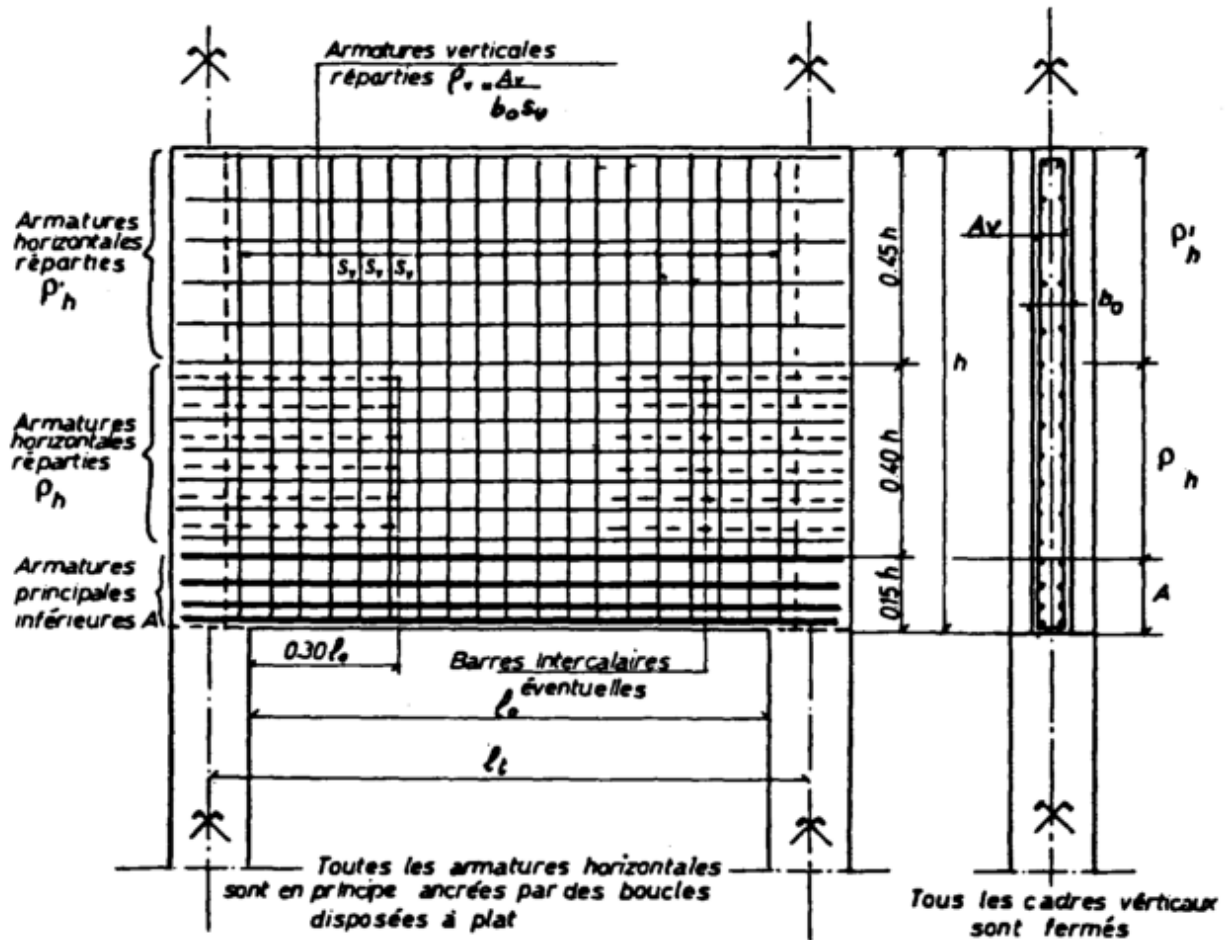


Fig. 5

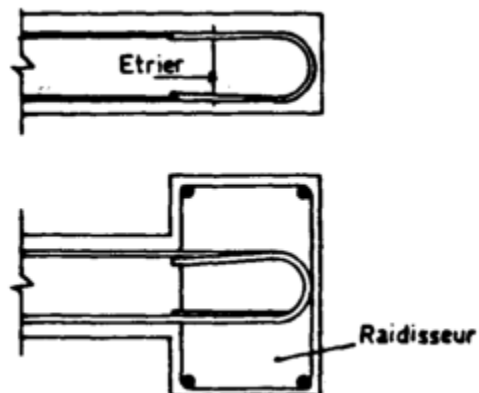
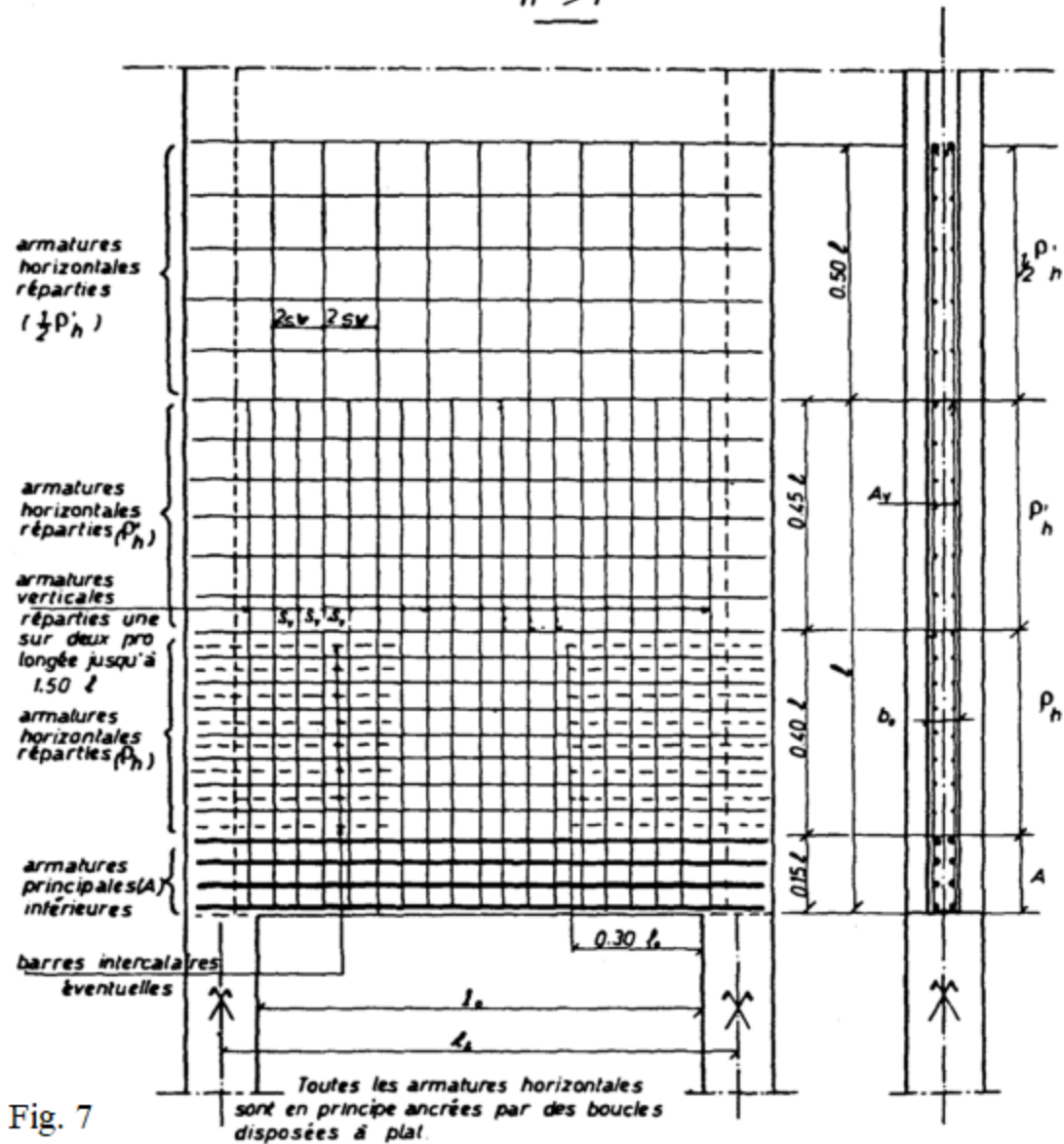


Fig. 6

PAROI FLÉCHIE A UNE TRAVÉE

$$h > l$$



Les armatures verticales entourent les barres principales inférieures et sont terminées par des crochets :

- moitié au niveau ℓ
- moitié au niveau $1.50 \times \ell$

[* Ces dispositions sont recommandées car elles assurent un certain effet de frettage du béton aux appuis des poutres dans des parties qui sont très intensément sollicitées.

Les essais ont d'ailleurs montré que les ancrages par crochets disposés dans des plans verticaux pouvaient être à l'origine de désordres dans des poutres fortement chargées.]

- E.5.4,2. - Armatures réparties verticales et horizontales.

E.5.4,21. - Armatures verticales.

Ce sont des cadres entourant les armatures principales inférieures et supérieures filantes ; ils sont complétés éventuellement par des étriers.

Lorsque $h > \ell$, un cadre sur deux est prolongé dans la partie de la paroi comprise entre les niveaux ℓ et $1.5 \times \ell$, à partir de la face inférieure de la paroi (fig. 7), à moins que les armatures verticales prévues dans cette zone aient une section au moins égale à la moitié de celle des cadres disposés dans la partie inférieure et qu'il y ait recouvrement entre les armatures verticales de la partie supérieure et les cadres de la partie inférieure.

E.5.4,211. - Cas des parois chargées en tête (ou au-dessus de la partie réputée active si $h > \ell$).

On désigne par :

A_v , la section d'un cours d'armatures verticales (cadre et étriers éventuels) ;

s_v , l'espacement de deux cours successifs ;

ρ_v , le « pourcentage » des armatures verticales ;

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_0 \times s_v}$$

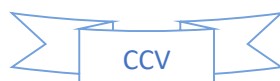
...

De plus, quelle que soit la valeur de τ_{ou} , le « pourcentage » ρ_v minimal est fixé à 0.8/fe.

E.5.4,22. - Armatures horizontales.

E.5.4,220. - Ces armatures sont disposées entre les armatures principales inférieures et les armatures supérieures filantes (cas de travées continues) ou la face supérieure de la paroi (cas d'une travée unique, avec $h \leq \ell$).

On distingue :



- un réseau inférieur constitué d'armatures horizontales réparties sur une hauteur égale à $0.40 \times h$ (ou $0.40 \times \ell$ si $h > \ell$), c'est-à-dire entre les niveaux $0.15 \times h$ et $0.55 \times h$ (ou $0.15 \times \ell$ et $0.55 \times \ell$ si $h > \ell$) de pourcentage ρ_h défini ci-après :

- un réseau supérieur constitué d'armatures horizontales réparties dans la zone réputée active de la partie supérieure de la paroi, c'est-à-dire entre les niveaux $0.55 \times h$ et $0.90 \times h$ (ou $0.55 \times \ell$ et $0.90 \times \ell$ si $h > \ell$), s'il s'agit de travées continues et $0.55 \times h$ et h (ou $0.55 \times \ell$ et ℓ si $h > \ell$) s'il s'agit de travée unique.

Les armatures des deux réseaux s'étendent sur toute la longueur de la travée, sauf, éventuellement, pour une partie de celles du réseau inférieur lorsque le pourcentage ρ_h dépasse une valeur fixée ci-après.

Sur les appuis de rive toutes les armatures sont ancrées totalement, de préférence par boucles ou crochets disposés à plat comme indiqué à l'article E.5.4,11.

Sur les appuis intermédiaires des travées continues, les armatures des deux réseaux de deux travées encadrant un appui se recouvrent sur une longueur au moins égale à la longueur de scellement droit ℓ_s .

Comme pour les armatures verticales réparties, les pourcentages ρ_h et ρ'_h minimaux sont fixés à $0.8/f_e$ quelle que soit la valeur de τ_{ou} .

Dans le cas de parois où $h > \ell$, des armatures horizontales réparties sont disposées entre les niveaux ℓ et 1.5ℓ ; leur pourcentage n'est pas inférieur à la moitié de celui ρ'_h requis pour le réseau supérieur dans la partie réputée active de la paroi et au pourcentage minimal fixé ci-dessus.

Lorsque des charges sont appliquées à la partie inférieure de la paroi, la contrainte tangente τ_{ou} à faire intervenir dans les calculs est évaluée à partir d'un effort tranchant ultime égal à $V_{ous} + 2V_{oui}$ où V_{ous} et V_{oui} sont respectivement les efforts tranchants ultimes dus aux charges appliquées à la partie supérieure et à la partie inférieure de la paroi*.

[* Lorsque des charges sont appliquées à un niveau y à partir du parement inférieur, dans la hauteur h de la partie active de la paroi ($h \leq \ell$), le coefficient de V_{ouy} est pris égal à $(2 - y/h)$.]

En désignant par A_h la section des armatures horizontales d'un même lit et par s_h l'espacement de deux lits successifs, les « pourcentages » des armatures horizontales $A_h/(b_o \times s_h)$ ont les valeurs suivantes :

E.5.4,221. - Réseau inférieur.

Le pourcentage de ce réseau a pour valeur :

$$\rho_h = 0.5 \times \left(0.60 + 15 \times \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}$$

Avec minimum de $0.5 \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}$

Pour les valeurs de $\rho_h \leq 0.75 \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}$, les armatures s'étendent sur toute la longueur de la travée.

Pour les valeurs de $\rho_h > 0.75 \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}$, une partie des armatures, correspondant à un pourcentage égal à $0.75 \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}$, s'étend sur toute la longueur de la travée.

Les armatures complémentaires peuvent avoir une longueur réduite, elles s'étendent alors sur une longueur au moins égale à $0.3 \times \ell_0$ à partir du nu de l'appui*.

[* Ces armatures de longueur réduite peuvent, par exemple, être disposées sous forme de « barres intercalaires » entre les armatures du réseau qui s'étendent sur toute la longueur de la travée.]

E.5.4,222. - Réseau supérieur.

Le pourcentage de ce réseau a pour valeur :

$$\rho'_h = 0.30 \times \left(0.60 + 15 \times \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}, \left(\text{soit } \frac{3}{5} \times \rho_h \right) \text{ avec minimum de } 0.30 \times \frac{\tau_{ou}}{f_e/\gamma_s}$$

➤ E.5.6. - Ouvertures dans les voiles porteurs

Pour une valeur du rapport ℓ/d_1 ou ℓ/d_2 (fig. 8) supérieure à 1, le calcul en paroi fléchie des parties du voile situées au-dessus et au-dessous de l'ouverture s'impose.

Pour les valeurs de ce rapport inférieures à 1 et pour $\ell \leq 3$ m, on considère que la contrainte tangente conventionnelle τ_{ou} définie à l'article E.5.2. n'est significative qu'en ce qui concerne le calcul des sections des armatures réparties horizontales.

Les armatures du « tirant » de section A_t disposées horizontalement de part et d'autre du vide sont, en principe, prolongées au-delà du nu de l'ouverture d'une longueur égale à ℓ , cette longueur pouvant toutefois être réduite sur justification des contraintes dans le mur à l'appui de la voûte de décharge effectivement sous-tendue par le tirant.

Les sections des armatures sont déterminées par les conditions suivantes :

a) Tirant.

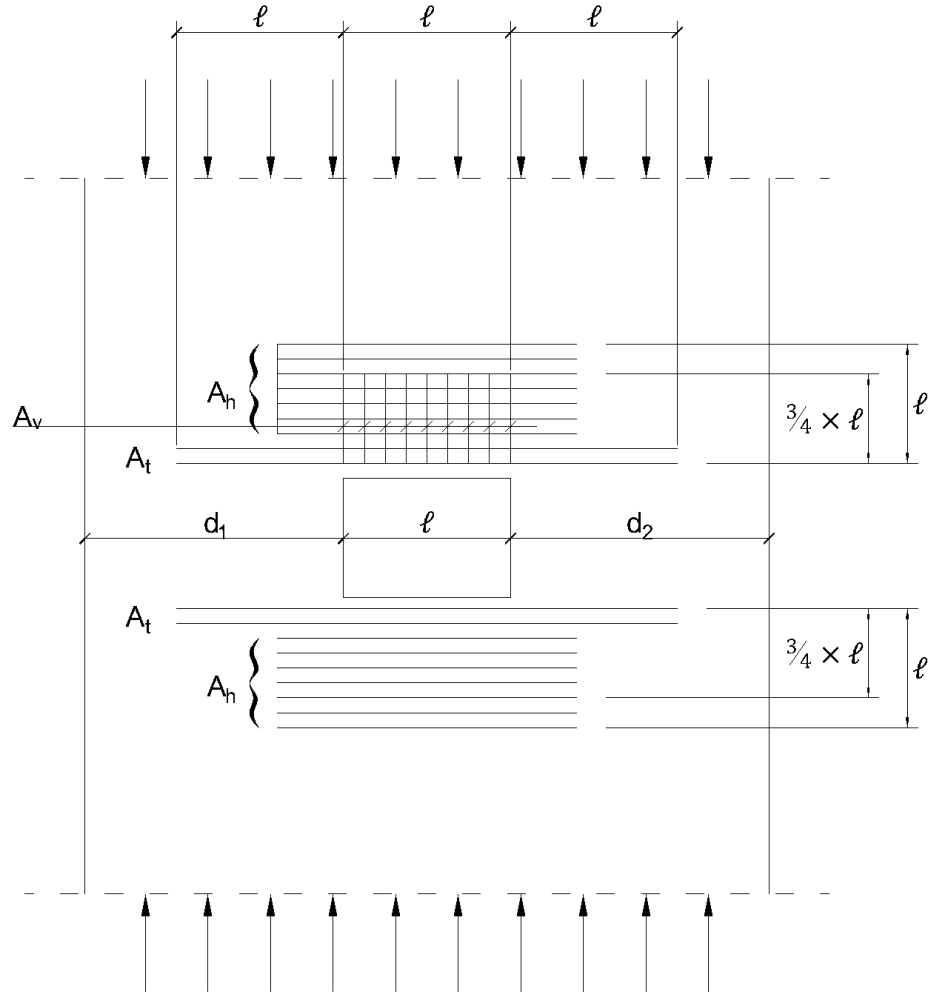
$$A_t = \frac{0.40 \times V_{ou}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } V_{ou} = \frac{p \times l}{2}$$

p étant la charge unitaire du calcul à l'état limite ultime dans le voile au niveau supérieur de l'ouverture.

b) Armatures verticales.

Elles doivent assurer la suspension des charges appliquées dans une zone de hauteur $(3 \times \ell)/4$ mesurée à partir de l'ouverture ; elles doivent entourer les armatures du tirant.

La section correspondante ne se cumule pas avec celle existant en partie courante du mur et déterminée par d'autres considérations.



c) Armatures horizontales réparties.

Ces armatures sont réparties sur une hauteur égale à ℓ de part et d'autre de l'ouverture. Leur section A_h est fixée comme suit :

$$A_h = \begin{cases} 0, si \tau_{ou} = \frac{p}{2 \times b_0} \leq \frac{f_{c28}}{30} \\ 0.20 \times \frac{V_{ou}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \times \left(30 \times \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} - 1 \right) si \tau_{ou} > \frac{f_{c28}}{30} \end{cases}$$

Ces armatures viennent en supplément de celles déterminées par d'autres considérations de résistance ; elles doivent être totalement ancrées à partir des plans verticaux limitant l'ouverture et sur une longueur au moins égale à $\ell/3$.

