



REPUBLIQUE DU BENIN



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
(MESRS)

UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY-CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT (CAP)



Centre Autonome de Perfectionnement

MEMOIRE DE FIN DE FORMATION POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE
CONCEPTION GRADE MASTER

Option : Bâtiment et Travaux Publics (BTP)

THEME :

**Etude Technique des Éléments Porteurs d'un Bâtiment de
Commande de type RDC avec Vide Technique : Cas du
Bâtiment SBEE du Poste 161/63/20Kv de GAKPE**

Réalisé et soutenu par :

Boris Judicaël AHOMAGNON

Sous la direction de :

Dr DOKO Kouandété Valery

Maître-Conférence des Universités du CAMES

Enseignant chercheur à l'EPAC/UAC

8^{ème} Promotion

Année Académique: 2022 – 2023

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma chère mère, Germaine BADE épouse AHOMAGNON, qui nous a quittés le 27 février 2019. Maman, tu resteras à jamais présente dans le cœur de ton mari et de nous, tes enfants. Que ton âme repose en paix pour l'éternité.

Liste des tableaux

Tableau 1 : Répartition surfacique des différents locaux RDC	4
Tableau 2 : Dimensionnement de la nervure	14
Tableau 3 : Récapitulatif moment fléchissant	20
Tableau 4: Récapitulatif effort fléchissant.....	20
Tableau 5 : Récapitulatif réactions aux appuis	21
Tableau 6 : Dimensionnement de la poutre en travée	21
Tableau 7 : Dimensionnement de la poutre sur appuis.....	22
Tableau 8 : Dimensionnement l'armature transversale	23
Tableau 9 : Récapitulatif moment fléchissant	39
Tableau 10 : Récapitulatif effort fléchissant.....	39
Tableau 11 : Récapitulatif réactions aux appuis	40
Tableau 12 : Dimensionnement de la longrine en travée	40
Tableau 13 : Dimensionnement de la longrine sur appui	41
Tableau 14 : Dimensionnement l'armature transversal	42
Tableau 15 : Dimensionnement de l'armature longitudinal	50
Tableau 16 : Récapitulatif sur la nervure.....	56
Tableau 17 : Récapitulatif sur la poutre A2.....	57
Tableau 18 : Récapitulatif sur Poteau RDC.....	57
Tableau 19 : Récapitulatif sur Poteau de fondation.....	58
Tableau 20 : Récapitulatif sur la longrine LG2	58
Tableau 21 : Récapitulatif sur la semelle S2	58
Tableau 22 : Récapitulatif sur la Poutre A7	59
Tableau 23 : Récapitulatif sur le poteau P3	59

Liste des Dessins

Dessin 1: Coupe sur plancher à corps creux.....	10
Dessin 2: Schéma statique de la nervure	12
Dessin 3: Diagramme effort tranchant et moment fléchissant de la nervure.....	14
Dessin 4: Schéma statique de la poutre A2	15
Dessin 5: Diagramme des moments fléchissant de la poutre A2	18
Dessin 6: Diagramme des efforts de la poutre A2.....	19
Dessin 7: Schéma statique de la poutre A4	24
Dessin 8: Diagramme des moments fléchissant de la poutre A4	27
Dessin 9: Diagramme des efforts tranchant de la poutre A4.....	28
Dessin 10: Charge en tête du poteau de fondation	31
Dessin 11: Schéma statique de la longrine LG2.....	34
Dessin 12: Diagramme des moments fléchissant de la longrine LG2.....	37
Dessin 13: Diagramme des efforts tranchant de la longrine LG2	38
Dessin 14: Charge en tête de la semelle	45
Dessin 15: Coupe sur dallage	47
Dessin 16: Schéma statique de la poutre A7	Erreur ! Signet non défini.
Dessin 17: Diagramme effort tranchant et moment fléchissant de la nervure.....	50
Dessin 18: Charge en tête du poteau du vide technique	52
Dessin 19: Charge en tête de la semelle	54

Liste des figures

Figure 1 : Les éléments porteurs d'une structure ossaturée.....	5
Figure 2: Le mode de transmission des charges	6

SOMMAIRE

Dédicace	i
Liste des tableaux	ii
Liste des figures	iv
Remerciements	vii
Listes des abréviations et sigles	ix
RESUME.....	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 : Généralité	3
I- PRESENTATION DU PROJET EXECUTE.....	3
1-1- Présentation du projet.....	3
1-2- OBJECTIF GENERAL.....	6
1-3- OBJECTIFS SPECIFIQUES.....	7
II- METHODOLOGIE ET OUTILS DE TRAVAIL	7
CHAPITRE 2 : Dimensionnement du bâtiment.....	8
I- ETUDE DU BATIMENT.....	8
1-1- HYPOTHESES DE CALCUL	8
1-2- BUT DU PRE DIMENSIONNEMENT ET NOTION DE LA DESCENTE DES CHARGES	9
1-3- ETUDE DES ELEMENTS DU PLANCHER	10
1-4- ETUDE COMPLETE DE POTEAU P2	29
1-5- ETUDE DE LA LONGRINE	33
1-6- ETUDE COMPLETE DE LA SEMELLE ISOLEE	44
II- JUSTIFICATION DU RADIER PARTIEL AU NIVEAU DU VIDE TECHNIQUE..	47
2-1- ETUDE DES ELEMENTS DU DALLAGE DU VIDE TECHNIQUE	47
2-2- ETUDE COMPLETE DU POTEAU DU VIDE TECHNIQUE	51
2-3- ETUDE DE LA SEMELLE ISOLEE S2	54
2-4- JUSTIFICATION DU RADIER.....	55
CHAPITRE 3 : Analyse des résultats.....	56
3-1- LES ELEMENTS CONSTITUANTS LE PLANCHER	56
3-2- POTEAU P2	57
3-3- LONGRINE LG2.....	58
3-4- SEMELLE S2.....	58
3-5- LES ELEMENTS DU VIDE TECHNIQUE	59

***Etude Technique des Éléments Porteurs d'un Bâtiment de Commande de type RDC
avec Vide Technique : Cas du Bâtiment SBEE du Poste 161/63/20Kv de GAKPE***

CONCLUSION.....	60
ANNEXES 1: Plans d'architectures	61
ANNEXES 2: Plans d'exécutions.....	62
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	66

Remerciements

La rédaction de ce mémoire a été rendue possible grâce au soutien inestimable et à la franche collaboration de nombreuses personnes. Je viens leur exprimer ici mes sincères remerciements et ma profonde gratitude.

Avant tout, je rends grâce à l'Éternel Dieu tout-puissant pour ses œuvres dans ma vie, sa grâce et son amour infinis pour moi et mon entourage.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance à mes frères et sœurs pour leur soutien et leur affection tout au long de cette étape de ma vie. Que l'union de Dieu soit notre partage.

Je souhaite adresser mes remerciements particuliers à :

- Dr. Valéry K. DOKO, Maître de Conférences des Universités-CAMES, pour avoir généreusement partagé son temps et ses connaissances dans le cadre de ce travail.
Cher Professeur, merci pour votre soutien constant, vos conseils avisés et votre disponibilité. Votre contribution a été essentielle à l'aboutissement de ce mémoire.
Que vous soyez bénis.
- Pr. Fidèle Paul TCHOBO, Directeur du CAP, Enseignant-Chercheur à l'UAC, Professeur titulaire des Universités-CAMES, ainsi qu'à tous les membres de l'administration, pour le savoir et les connaissances qu'ils nous ont transmis durant notre formation.
- Dr. Christophe AWANTO, Maître de Conférences des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Chef du Centre Autonome de Perfectionnement de l'EPAC honoraire, ainsi qu'à tous les autres enseignants-chercheurs pour leur encadrement et leurs conseils précieux.
- Pr. Emmanuel OLODO, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Professeur titulaire des Universités-CAMES.
- Pr. Mohamed GIBIGAYE, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Professeur titulaire des Universités-CAMES.
- Dr. Victor S. GBAGUIDI, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Maître de Conférences des Universités-CAMES.
- Dr. Yvette KIKI, Docteur en Génie Civil, Maître de Conférences des Universités-CAMES.

- Dr. Agapi HOUANOU, Maître de Conférences des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC.
- Dr. Adolphe TCHEHOUALI, Maître de Conférences des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC.
- Pr. Gérard GBAGUIDI-AÏSSE, Professeur titulaire des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC.
- À tous les enseignants qui m'ont encadré durant ce master ainsi qu'au personnel du CAP.
- À mes collègues de BESCAT, MALINBA Bénin sarl, CERI-Services, et à mes amis proches.
- À mon père, Lucien H. AHOMAGNON et à sa femme, Caroline LANKOUN.
- À Cyrille K. AHOMAGNON, Ingénieur de conception en génie civil et PDG de BESCAT et à sa femme Annick KOUDJETON.
- À mon Oncle Lambert AHOMAGNON et à sa femme, Blanche SESSINOU, pour leurs précieux conseils.
- À ma tante Marie AHOMAGNON et à son mari Bertin Georges AHOYO.
- À mon Oncle Ercias LOHOUNME et à sa femme, Ahouéfa GBOYOU, pour leurs précieux conseils.
- À Thierry ATONDEH, Ingénieur de conception en génie civil, le directeur technique de BESCAT
- À Sandrine Ella Rébecca TOSSOU pour son accompagnement bienveillant.
- À mes camarades du CAP.
- À Cyr E. Y. LOKOSSOU, Expert en passation des marchés publics.
- Aux membres du jury pour avoir accepté évaluer ce document et pour le temps qu'ils y ont consacré.

La liste n'est certainement pas exhaustive et j'exprime mes vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'édification de ma personne et à l'aboutissement de ce travail.

Listes des abréviations et sigles

SIGNES	DEFINITIONS
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
RDC	Rez De Chaussé
PADSBEE	Projet d'Accès Durable et Sécurisé du Bénin à l'Energie Electrique
MAJUSCULES ROMAINES	
A	Section d'armature
A'	Section d'armature comprimée
Amax	Section d'armature maximale
Amin	Section d'armature minimale
Aser	Section d'armature à l'état limite ultime
Au	Section d'armature à l'état limite ultime
B	Aire de la section du béton
Br	Section réduite du béton
Brth	Section réduite théorique du béton
Fbc	Résultante des efforts de
Fe	Limite d'élasticité de l'acier
G	Charge Permanente
H	Hauteur totale d'une section
HA	Haute d'Adhérence
I	Moment d'inertie
Mlu	Moment fléchissant limite à l'ELU

Mser	Moment fléchissant à l'ELS
Mtu	Moment de référence
Mu	Moment fléchissant à l'ELU
Pser	Charge uniformément répartie à l'ELS
Pu	Charge uniformément répartie à l'ELU
Q	Charge d'Exploitation
Vumax	Effort tranchant maximal
Vuo	Effort tranchant à l'ELU
MINUSCULES ROMAINES	
a,b	Dimension du poteau
b	Largeur de la table de compression
b ₀	Epaisseur de la larme de nervure
d	Hauteur utile d'une section
d'	Distance des aciers comprimés à la fibre de béton la plus comprimée
f _{bu}	Résistance de calcul du béton à la compression à l'ELU
f _{ed}	Résistance de calcul des aciers à l'ELU
f _{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 jours d'âge
h ₀	Hauteur de la table de compression
kN	Kilo Newton
l _f	Longueur de flambement
l _e	Longueur de l'entrevois
l _r	Longueur de recouvrement
l ₀	Longueur libre d'une pièce
l _x	La petite portée de la dalle

ly	La grande portée d'une dalle
n	Coefficient d'équivalence
st	Espacement
MAJUSCULES ET MINUSCULES GRECQUES	
α	Angle d'inclinaison des armatures d'âme
β	Coefficient de flambement des poteaux
η	Coefficient de fissuration relative à une structure
θ	Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges
λ	Elancement géométrique
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur acier
μ_{bu}	Moment fléchissant agissant réduit à l'ELU
μ_{lu}	Moment fléchissant limite réduit à l'ELU
σ_{bc}	Contrainte de pression du béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	Résistance de calcul du béton à la compression à l'ELS
$\bar{\sigma}_s$	Résistance de calcul de l'acier à la traction à l'ELS
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol
τ_{lim}	Contrainte tangentielle limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
\emptyset_l	Diamètre des armatures longitudinales
\emptyset_t	Diamètre des armatures d'âme

RESUME

Ce mémoire présente le dimensionnement d'un bâtiment de type commande de la SBEE (RDC avec un vide technique) dans le cadre du projet PADSBE à Gakpe. Le squelette du bâtiment à structure porteur est constitué de dalles, poutres, poteaux, voiles en béton armé et fondations (semelles isolées, filantes et radiers), tous considérés comme éléments porteurs.

L'objectif de ce mémoire est de dimensionner ces éléments porteurs manuellement en respectant les normes du BAEL 91 modifié 99, du DTU 13-12, ainsi que du Fascicule No 62 - Titre V, qui traite des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. La structure retenue pour le dimensionnement est une structure ossature et comprenant : une dalle, des poutres, des poteaux, voiles et des semelles.

Les études géotechniques effectuées par le laboratoire LERGC (Laboratoire d'Essais et de Recherches en Génie – Civil) pour le projet ont fourni une contrainte du sol d'assise $\bar{\sigma}_{sol} = 0.076 \text{ MPa}$ à une profondeur de 2,20 m. Ces données ont été utilisées pour garantir la stabilité et la sécurité du bâtiment.

Pour chaque élément porteur, nous avons appliqué les méthodes de calcul conformes aux normes du BAEL 91 modifié 99, et du DTU 13-12 en vigueur au Bénin. Les dalles à corps creux ont été dimensionnées pour supporter les charges verticales (charge uniformément repartie) puis les transmettent aux différents éléments porteurs. Les poutres et les poteaux ont été conçus pour supporter les charges verticales et horizontales, assurant ainsi la rigidité de la structure. Les semelles ont été dimensionnées pour répartir les charges de manière uniforme sur le sol, minimisant ainsi les risques de tassement différentiel.

En conclusion, ce mémoire démontre le processus de dimensionnement des éléments porteurs d'un bâtiment en respectant scrupuleusement les normes techniques et les données géotechniques disponibles. Ce travail assure que le bâtiment projeté à Gakpe répondra aux exigences de sécurité et de durabilité, tout en étant optimisé pour les contraintes spécifiques du site.

ABSTRACT

This thesis presents the dimensioning of a SBEE command-type building (ground floor with a technical void) as part of the PADSBE project in Gakpe. The skeleton of the load-bearing building consists of slabs, beams, columns, reinforced concrete walls and foundations (isolated, continuous and raft footings), all considered as load-bearing elements.

The objective of this thesis is to dimension these load-bearing elements manually in compliance with the standards of BAEL 91 modified 99, DTU 13-12, which deals with the technical rules for the design and calculation of foundations for civil engineering works. The structure chosen for the dimensioning is a saturated structure and includes: a slab, beams, columns, walls and footings. The geotechnical studies carried out by the LERGC laboratory (Laboratoire d'Essais et de Recherches en Génie – Civil) for the project provided a soil stress of $\sigma_{sol}^- = 0.076 \text{ MPa}$ at a depth of 2.20 m. This data was used to guarantee the stability and safety of the building.

For each load-bearing element, we applied the calculation methods in accordance with the standards of BAEL 91 modified 99, and DTU 13-12 in force in Benin. The hollow-body slabs were sized to support vertical loads (uniformly distributed load) and then transmit them to the various load-bearing elements. The beams and columns were designed to support vertical and horizontal loads, thus ensuring the rigidity of the structure. The footings were sized to distribute the loads uniformly on the ground, thus minimizing the risk of differential settlement.

In conclusion, this thesis demonstrates the process of dimensioning the load-bearing elements of a building while scrupulously respecting the technical standards and the available geotechnical data. This work ensures that the building projected in Gakpe will meet the safety and durability requirements, while being optimized for the specific constraints of the site.

INTRODUCTION

Le développement d'un pays est tributaire de nombreux facteurs, parmi lesquels la construction d'infrastructures routières, d'ouvrages d'art et différents types de bâtiments jouant un rôle crucial. Ces grands travaux suite à leurs réalisations, entraînent une augmentation significative des besoins en énergie électrique. Pour répondre à cette demande croissante et de rendre le pays autonome, l'État béninois a mis en place un programme visant à construire des postes électriques dans plusieurs localités du pays notamment à Togbin, Gakpé, Athiémé, Ouèdo, Allada, Dassa, Savè, etc....

Dans notre cas, notre étude se concentre sur le poste de commande électrique de Gakpé, un projet intégré dans le cadre du Projet d'Accès Durable et Sécurisé du Bénin à l'Energie Electrique (PADSBEE). L'objectif principal du PADSBEE est de remédier au déficit énergétique qui freine le développement économique et social du pays. L'objectif visé pour ce travail est de dimensionner le bâtiment de commande SBEE pour le poste électrique 161/63/20 kV, de gakpe.

Notre analyse se focalise sur le comportement des différentes structures du bâtiment, en particulier les éléments porteurs, ainsi que sur les charges auxquelles ces éléments sont soumis. Cette étude est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité du bâtiment, tout en assurant son adéquation avec les exigences énergétiques du poste.

Pour ce faire, un pré-dimensionnement et le dimensionnement du bâtiment ont été réalisés en conformité avec les normes de calculs en vigueur au Bénin. Nous avons donc utilisé la norme BAEL 91 modifiée 99 qui encadre le calcul des structures en béton ainsi que le DTU 13-12 qui concerne les règles de construction pour les ouvrages de génie civil. De plus, nous avons intégré les normes géotechniques spécifiées dans le Fascicule No 62 - Titre V afin de prendre en compte les spécificités du sol et des conditions géotechniques locales.

Notre étude vise à réaliser le dimensionnement de cet ouvrage de manière manuelle, en suivant rigoureusement les procédures définies par ces normes. Cela implique de calculer les sections appropriées pour chaque élément structurel en tenant compte des charges permanentes et variables, ainsi que des conditions climatiques et géotechniques spécifiques au site.

***Etude Technique des Éléments Porteurs d'un Bâtiment de Commande de type RDC
avec Vide Technique : Cas du Bâtiment SBEE du Poste 161/63/20Kv de GAKPE***

En résumé, notre travail consiste à s'assurer que le bâtiment de commande SBEE de Gakpé soit dimensionné de manière adéquate pour répondre aux besoins d'utilisation, tout en respectant les normes de sécurité et de durabilité en vigueur.

CHAPITRE 1 : Généralité

I- PRESENTATION DU PROJET EXECUTE

1-1- Présentation du projet

1-1-1- Description architecturale

Ce mémoire concerne le projet de construction d'un bâtiment de type rez-de-chaussée avec vide technique destiné à servir de bâtiment de commande pour le poste CEB/SBEE du poste électrique de Gakpé. La structure prévue pour le bâtiment inclut un plancher à corps creux, des poutres, des poteaux, des voiles et des semelles (isolées, filantes et radiers). À partir des études basées sur le programme architectural, une structure ossaturée a été choisie pour le dimensionnement du bâtiment.

Pour la réalisation de l'ouvrage, des prescriptions ont été données comme suit :

- Toiture

Elle sera en dalle à corps creux munie d'un acrotère périphérique en béton armé. Les nervures et la dalle de compression sont en béton armé reposant sur des poutres principales en béton armé. Elle est recouverte d'une forme de pente en béton non armé et d'étanchéité bicoche autoprotégée réalisée avec des relevés sur l'acrotère. Une pente d'écoulement des eaux pluviales de 2% a été intégrée dans la réalisation de la forme de pente. L'évacuation des eaux pluviales se fait par des descentes d'eaux en tuyaux PVC de diamètre 100mm munies de crapaudines en aluminium.

- Gros œuvre

L'ossature du bâtiment est en béton armé (poteaux, semelles, linteaux, meneaux et appuis de fenêtres). Les poutres à plusieurs travées sont continues sur appuis. En fondation, le mur de soubassement est monté sur une semelle filante. En élévation, les murs de façade sont en agglos creux de 20cm avec enduit sur les deux faces. Les cloisons de refend intérieures sont en agglos creux de 15. Les sols sont en deux types : dalle pleine en béton armé pour le vide technique et forme de dallage pour le reste reposant sur un remblai compacté. Les enduits extérieurs et les bardages sont en mortier battard dressé et lissé.

- **Les Murs**

- Les murs extérieurs sont des murs creux.
- Les murs au-dessus des fondations sont revêtus d'une protection contre l'humidité.
- Les murs intérieurs sont construits en briques (ils ne recevront pas de charges du bâtiment) et sont des murs non porteurs de 150 mm.
- Les blocs de béton présentent une épaisseur minimale de 20 cm pour les murs extérieurs et de 15 cm pour les cloisons.
- Les blocs de béton sont posés d'aplomb, alignés, de niveau et selon des espacements précis.

- **La fondation**

Les fondations des bâtiments seront réalisées et ancrées dans le bon sol et ce conformément aux recommandations et aux spécifications de l'étude géotechnique du laboratoire et selon les plans de béton armé du Bureau d'études. L'enrobage du ferraillage est de 5 cm au minimum.

Les fondations comprennent :

- Les fouilles en grande masse, en tranchées et en trous.
- Le béton de propreté pour les semelles isolées ou filantes et radier.
- Le béton armé des semelles, radiers, voiles, longrines et poteaux amorces.
- Le coffrage et le décoffrage des bétons, les réservations et le comblement des fouilles arrosées et compactées.

1-1-2- Répartition des locaux

Le bâtiment de commande soumis à notre étude à une hauteur sous dalle de 3,5m pour l'ensemble du bâtiment dont la toiture est inaccessible et une hauteur sous-sol pour la partie vide technique de 2m. Ce bâtiment fait une superficie de 278.37m² subdivisé comme suit :

Tableau 1 : Répartition surfacique des différents locaux RDC

Nombre	Compartiments	Surface en m ²
1	Local HTA	55 ,6
2	Salle de commande	24
3	Local TSA	25
4	Salle des auxiliaires	30
5	Salle télécom	22,28
6	Salle batteries	25
7	Cuisine	20

8	Sanitaires	16
9	Bureau	14,24
10	Vestiaire	21,25
11	Magasin	25
	Total	278.37

1-1-3- Description Structurale

Pour le dimensionnement de notre projet, nous avons opté pour une structure ossature, adaptée aux spécificités du bâtiment (figure 1). En ce qui concerne les éléments porteurs horizontaux, nous avons choisi un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur, comprenant des nervures et des poutres. En complément, la dalle du vide technique est prévu en dalle pleine en béton armé à cause des équipements qu'elle doit supporter. Pour les éléments porteurs verticaux, le bâtiment est soutenu par des poteaux et des voiles. Afin d'assurer une transmission efficace des charges au sol, les charges verticales sont reprises par des semelles isolées et un radier partiel dans la partie vide technique. Il est important de noter que cette dernière composante n'a pas été incluse dans la rédaction de notre étude. Le schéma d'une structure ossature se présente comme suit :

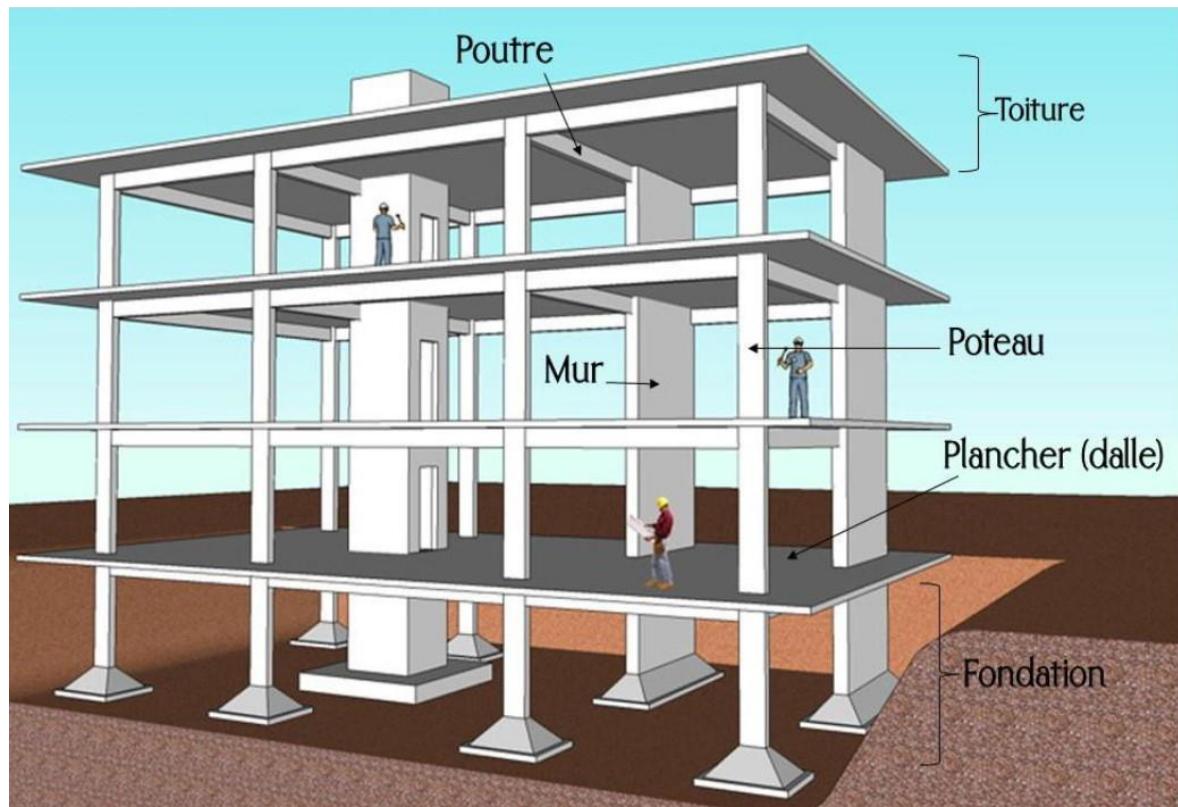


Figure 1 : Les éléments porteurs d'une structure ossature

1-1-4- Le mode de transmission des charges

Dans un bâtiment, la transmission des charges dépend du type de structure utilisée. Dans notre cas, les charges sont d'abord reprises par les éléments porteurs horizontaux tels que les planchers qui les transmettent aux poutres. Ces poutres dirigent ensuite les charges vers les poteaux et voiles. Finalement, les poteaux et voiles transmettent les charges verticalement au sol par le biais des semelles isolées et du radier partiel, assurant ainsi une répartition efficace sur le sol support (figure 2).

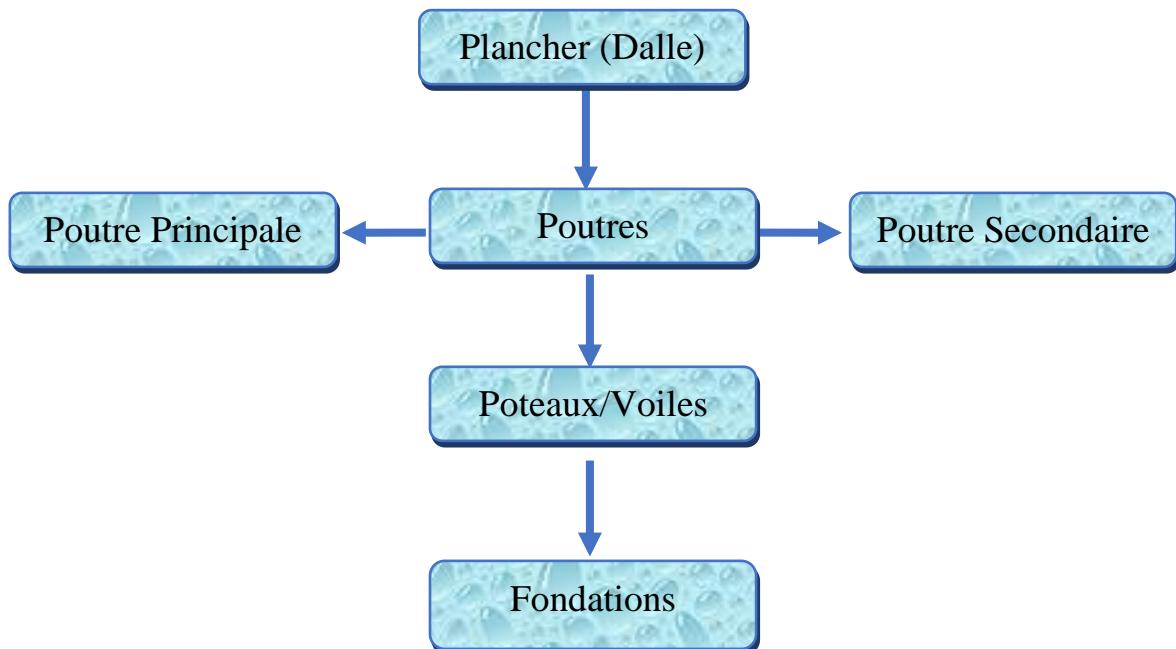


Figure 2: Le mode de transmission des charges

1-2- OBJECTIF GENERAL

1-2-1- Objectif général du projet étudié

L'objectif visé par notre projet est de faire du Bénin une économie émergente disposant des services énergétiques de qualité respectueux de l'environnement, en quantité suffisante et aux conditions optimales de coûts et de sécurité des approvisionnements.

1-2-2- Objectif général de notre étude

L'objectif visé par notre étude est de faire le dimensionnement de l'ouvrage choisi de façon manuelle, en conformité avec la norme BAEL 91 modifié 99.

1-3- OBJECTIFS SPECIFIQUES

De façon spécifique il s'agira du :

- ✓ Dimensionnement d'une poutre hyperstatique suivant le BAEL 91 modifiée 99 ;
- ✓ Dimensionnement d'un poteau suivant le BAEL 91 modifié 99 ;
- ✓ Dimensionnement d'une longrine suivant le BAEL 91 modifié 99 ;
- ✓ Dimensionnement d'une semelle suivant le BAEL 91 modifié 99.

II- METHODOLOGIE ET OUTILS DE TRAVAIL

Il s'agira de collecter les informations nécessaires pour l'étude. Ces données seront ensuite traitées à l'aide d'outils informatiques appropriés. Microsoft Word sera utilisé pour la documentation, tandis qu'AutoCAD sera employé pour les dessins techniques.

CHAPITRE 2 : Dimensionnement du bâtiment

I- ETUDE DU BATIMENT

Dans cette deuxième partie, nous allons étudier le bâtiment en suivant les hypothèses de calcul établies. Nous nous appuyons sur la norme BAEL 91 modifiée 99 pour guider ce processus

1-1- HYPOTHESES DE CALCUL

1-1-1- Normes et règlementations

- ✓ Norme conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé BAEL 91 modifié 99 ;
- ✓ Les normes et documents techniques réglementaires qui sont : NF P 06-001 (charges d'exploitation), NF P 06-004 (charges permanentes)
- ✓ DTU 13.12 pour les fondations superficielles.

1-1-2- Béton

- Masse volumique du béton armé : 25 KN/m³
- Béton de structure classe C25/30
- Résistance à la compression à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction à 28 jours d'âge : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,10 \text{ MPa}$
- Résistance du béton à la compression à l'ELU : $f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$
- Enrobage des aciers : 5 cm en fondation ; 3 cm en élévation
- Résistance du béton à la compression à l'ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\theta = 1$; $K = 1,1$; $\gamma_b = 1,5$

1-1-3- Acier

Les caractéristiques des armatures HA sont les suivantes :

- Nuance : Fe E 400 ;
- Résistance de calcul des aciers à l'ELU : $f_{ed} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$;
- Coefficient d'équivalence acier-béton : $n=15$ pour le calcul des contraintes
- Contrainte admissible des aciers en traction à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \quad \text{avec } \eta = 1,6 \text{ pour les HA; } \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \\ 110 * \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

- $\gamma_s = 1.15$

1-1-4- Géotechnique

- Contrainte admissible du sol : 0.076 MPa à l'ELS
- Profondeur d'ancrage de la semelle isolé ou radier : 2.20m

1-1-5- Conditions d'exécution

Une fissuration peu préjudiciable a été adoptée pour la super structure et une fissuration préjudiciable pour l'infrastructure.

1-2- BUT DU PRE DIMENSIONNEMENT ET NOTION DE LA DESCENTE DES CHARGES

1-2-1 But du Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement est une étape préliminaire dans la conception des structures. Il consiste à établir les dimensions géométriques des éléments porteurs du bâtiment sans tenir compte des charges spécifiques qu'ils devront supporter. Les dimensions sont déterminées en fonction de la portée de chaque élément.

1-2-2 Notion de descente des charges

La descente de charge est le processus qui consiste à déterminer pour chaque élément de la structure, les charges qu'il doit supporter, en partant des étages supérieurs jusqu'aux fondations. Les actions appliquées au bâtiment se répartissent en charges horizontales et verticales.

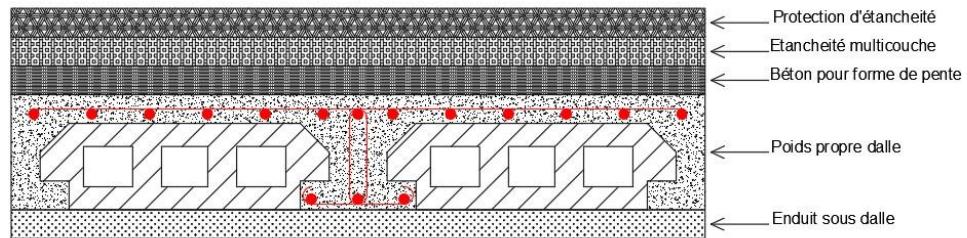
La manière dont ces charges sont transmises dépend du type de plancher utilisé : dans le cas d'une dalle pleine, la charge est transmise aux poutres ensuite transférée aux poteaux, tandis que dans un plancher à corps creux, les charges sont d'abord reprises par les nervures dans les panneaux, puis transférées aux poutres, qui les dirigent ensuite vers les poteaux. Ces poteaux transmettent finalement les charges aux fondations.

Les charges impliquées incluent les charges permanentes, le poids propre de la structure et les équipements fixes, ainsi que les charges variables, générées par l'exploitation du bâtiment.

1-3- ETUDE DES ELEMENTS DU PLANCHER

Un plancher est un élément horizontal qui supporte des charges surfaciques ou réparties qui peut être lié ou non à des poutres, poteaux, murs et des voiles.

Dans le cas de notre étude nous avons adopté pour un plancher à corps creux, afin de diminuer la quantité du béton.



Coupe sur plancher à corps creux

Dessin 1: Coupe sur plancher à corps creux

1-3-1 Descente des charges et pré-dimensionnement du plancher

1-3-1-1 Descente des charges sur le plancher

- Charge Permanente

Tableau 2 : Détermination charge permanente

N°	Désignations	Formules	Résultats
Poids propre dalle			
1	Table de compression ep 5cm	$25 \times 0,05$	1,25kN/m ²
	Entrevous	$\frac{10x[0,5x0,15x0,2 - (6x0,05^2)x0,2]x18}{1x1,2}$	1,8kN/m ²
	Nervure	$\frac{2x(0,1x0,15 + 0,05^2x3)x1 * 25}{1x1,2}$	0,94kN/m ²
Total			3,99kN/m ²
2	Etanchéité multicouche	-	0,10 kN/m ²

3	Protection d'étanchéité	-	1,00kN/m ²
4	Enduit sous dalle (épaisseur 1.5cm)	0,015x20	0,30kN/m ²
5	Béton pour forme de pente ep moyenne = 6,25 : L la plus grande longueur de la pente 6,25m.	6,25x22	1,36kN/m ²
TOTAL		G = 6,75kN/m²	

- Charge d'exploitation

Plancher terrasse inaccessible :

Q= 1.00 kN/m²

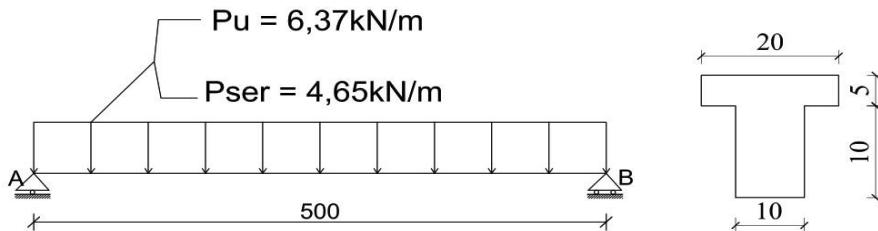
1-3-1-2 Pré-dimensionnement du plancher

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 0,20 \leq h \leq 0,25 \text{ Avec } L = 5\text{m la longueur de la plus grande nervure}$$

Prenons pour le plancher à corps une hauteur h = 20cm (15+5).

1-3-2 Etude de la nervure

Une Nervure est un élément structural utilisé pour reprendre les charges surfaciques d'une dalle à corps creux, souvent en béton armé. Elles sont disposées de manière orthogonale et dirigées dans le sens de la plus petite portée, ce qui optimise le soutien et la répartition des charges.



Dessin 2: Schéma statique de la nervure

1-3-2-1 Pré-dimensionnement de la nervure

Dans notre étude la nervure la plus chargée à une longueur de $L = 5\text{m}$ avec un plancher à corps creux d'épaisseur 15+5

Prenons un entrevois de dimension 50*20*15

Déterminons la lame de la nervure b_0

$0,27h \leq b_0 \leq 0,45h \Rightarrow 0,27*20 \leq b_0 \leq 0,45*20$ avec h la hauteur de la dalle.

$$\Rightarrow 5,4 \leq b_0 \leq 9$$

Prenons $b_0 = 10\text{cm}$

1-3-2-2 Descente des charges sur la nervure N02

- *La largeur b par la nervure.*

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left\{ \frac{\frac{l_t}{2}}{\frac{l}{10}} \right\} \Rightarrow \frac{b-10}{2} = \min \left\{ \frac{\frac{50}{2}}{\frac{500}{10}} \right\} \text{ avec } l_t \text{ la longueur de l'entrevois et } l \text{ la portée}$$

de la nervure

$B = 60\text{cm}$

- *Charge permanente et d'exploitation*

$$G_n = G * b = 6,75 * 0,6$$

$$G_n = 4,05 \text{ kN/m}$$

$$Q_n = Q * b = 0,6 * 1$$

$$Q_n = 0,6 \text{ kN/m}$$

- *Charge Ultime Pu et de Service Pser*

$$Pu = 1,35 * G_n + 1.5 * Q_n$$

$$Pu = 1,35 * 4,05 + 1,5 * 0,6$$

$$Pu = 6,37 \text{ kN/m}$$

$$Pser = G_n + Q_n$$

$$Pser = 4,05 + 0,6$$

$$Pser = 4,65 \text{ kN/m}$$

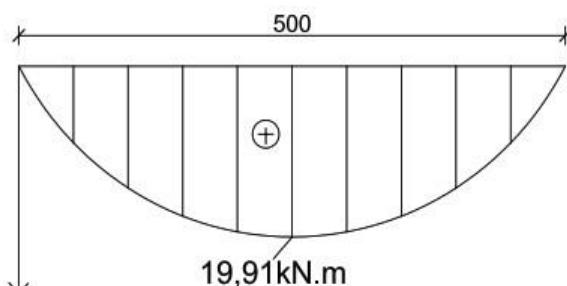
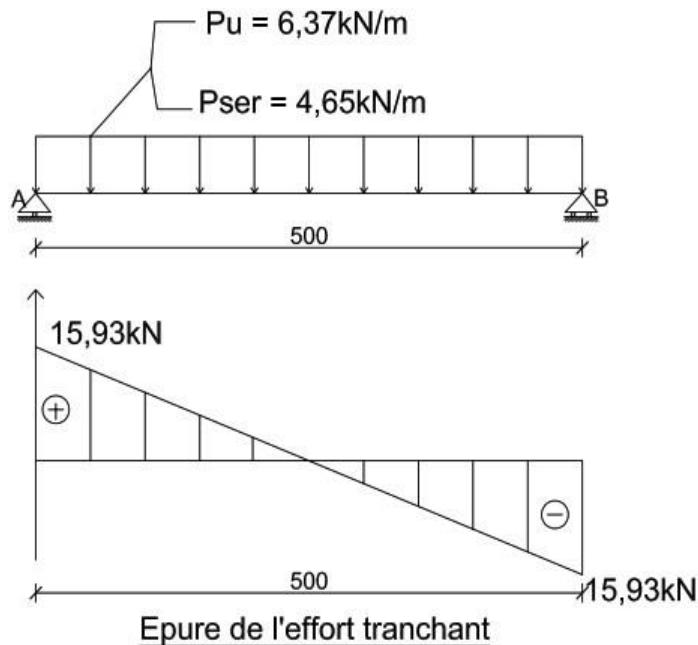
- **Moment Ultime Mu et de Service Mser**

$$Mu = \frac{Pu * L^2}{8} = \frac{6,37 * 5^2}{8}$$

$$Mu = 19,91 \text{ kN.m}$$

$$Mser = \frac{Pser * L^2}{8} = \frac{4,65 * 5^2}{8}$$

$$Mser = 14,53 \text{ kN.m}$$



Epure de l'effort tranchant

Dessin 3: Diagramme effort tranchant et moment fléchissant de la nervure

1-3-2-3 Dimensionnement de la section d'acier dans la nervure

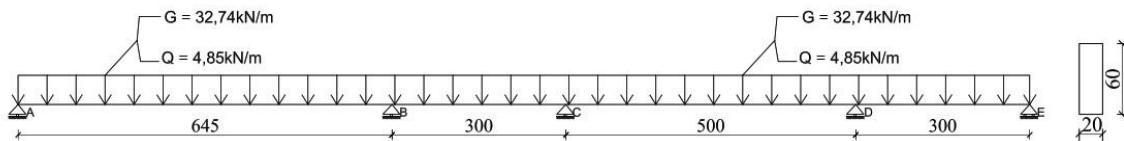
Tableau 3 : Dimensionnement de la nervure

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
M_u	$\frac{P_u * L^2}{8}$	kN.m	19,91
M_{ser}	$\frac{P_{set} * L^2}{8}$	kN.m	14,53
M_{tu}	$B * h_0 * f_{bu} * (d - \frac{h_0}{2})$	kN.m	65,89
Comparaison de M_{tu} et M_u $M_u = 19,51 < M_{tu} = 65,89$			Considérons une section rectangulaire
μb_u	$\frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$		0,072
γ	$\frac{M_u}{M_{ser}}$		1,37
$\mu b_u > 0,03$ pas de vérification à faire			$A = A_u$
$\mu b_u < 0,275$			
z_b	$d * (1 - 0,6 * \mu b_u)$	m	0,172
$A_u = A$	$\frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$	cm^2	3,33
Choix de l'armature	Retenons 3HA12 totalisant une section de $3,39cm^2$		
Vérification à l'ELS			
$\sigma_{bc} \bar{\sigma}_{bc}$	0,6f _{c28}	MPa	15
$\bar{\sigma}_s$	Min $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \\ 110 * \sqrt{n f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right\}$	MPa	201,63
Détermination de la position de l'axe neutre			
Y	$\frac{by^2}{2} - nA(d-y) = 0$	cm	5
I	$\frac{by^3}{2} - nA(d-y)$	m^4	$6,74 \cdot 10^{-4}$
Béton σ_b	$y * \frac{M_{ser}}{I}$	MPa	1,08

Acier σ_s	$n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y)$	MPa	42,03
Comparaison des contraintes			
Béton	$\sigma_b = 1,08 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	OK	
Acier	$\sigma_s = 42,03 < \bar{\sigma}_s = 201,63$	OK	

1-3-3 Etude de la poutre

Une poutre est un élément structurel horizontal ou incliné utilisé dans la construction pour supporter des charges concentrées ou réparties et transférer ces charges aux poteaux. Elle joue un rôle crucial dans la stabilité et la solidité des structures tels que les bâtiments, les ponts, etc.... Les poutres peuvent être fabriquées à partir de divers matériaux comme le bois, le béton, l'acier ou des matériaux composites. Elles sont conçues pour résister aux forces de flexion, de torsion et de cisaillement qui agissent sur elles en répartissant ces forces de manière équilibrée sur les poteaux.



Dessin 4: Schéma statique de la poutre A2

1-3-3-1 Pré dimensionnement de la poutre

Pour le pré-dimensionnement de la poutre la plus chargée, nommée A₂, qui repose sur cinq appuis, nous allons considérer la plus grande travée de cette poutre ayant une longueur de 6,45m.

- **Hauteur de la poutre**

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{8} \Rightarrow \frac{6,45}{12} \leq h \leq \frac{6,45}{8}$$

$$\Rightarrow 0,53 \leq h \leq 0,81$$

Prenons $h = 60\text{cm}$

- **Base de la poutre**

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 0,3 \times 0,6 \leq b \leq 0,5 \times 0,6$$

$$\Rightarrow 0,18 \leq b \leq 0,30$$

Prenons $b = 20\text{cm}$

Retenons une poutre de section (20*60) cm²

1-3-3-2 Descente des charges sur la poutre A₂

La largeur reprise de la poutre L_r est de 4,85m.

$$G_P = G * L_r = 6,75 * 4,85$$

$$G_P = 32,74 \text{ kN/m}$$

$$Q_P = Q * L_r = 1 * 4,85$$

$$Q_P = 4,85 \text{ kN/m}$$

- **Charge Ultime P_{uP} et de Service P_{serP}**

$$P_{uP} = 1,35 * G_P + 1,5 * Q_P$$

$$= 1,35 * 32,74 + 1,5 * 4,85$$

$$P_{uP} = 51,47 \text{ kN/m}$$

$$P_{serP} = G_P + Q_P$$

$$= 32,74 + 4,85$$

$$P_{serP} = 37,59 \text{ kN/m}$$

1-3-3-3 Détermination des sollicitations au niveau de l'appui le plus chargé

Utilisons l'équation des trois (03) moment de Clapeyron pour la détermination des sollicitations.

- **Degré d'hyperstatique**

D = Na – 2 avec Na le nombre d'appuis.

$$D = 5 - 2 = 3$$

D = 3 le système est hyperstatique de degré 3

- **Moments extérieurs**

$$M_{u1} = \frac{P_{uP} * L_1^2}{8} = \frac{51,47 * 6,45^2}{8}$$

$$M_{u1} = 267,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{u2} = M_{u4} = \frac{P_{uP} * L_2^2}{8} = \frac{51,47 * 3^2}{8}$$

$$M_{u2} = M_{u4} = 57,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{u3} = \frac{P_{uP} * L_3^2}{8} = \frac{51,47 * 5^2}{8}$$

$$M_{u3} = 160,84 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis**

Considérons les appuis A, B, et C.

$$M_A L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C L_2 = -6\left(\frac{S_g}{L_1} + \frac{S_d}{L_2}\right)$$

Avec $M_A = 0$; S_g et S_d le moment statique à gauche et à droite.

$$S_g = \frac{2}{3} * M_{u1} * L_1 * \frac{L_1}{2} \Rightarrow S_g = \frac{2}{3} * 267,66 * 6,45 * 3,225$$

$$S_g = 3711,78 \text{ kN/m}^3$$

$$S_d = \frac{2}{3} * M_{u2} * L_2 * \frac{L_2}{2} \Rightarrow S_d = \frac{2}{3} * 57,90 * 3 * 1,5$$

$$S_d = 173,7 \text{ kN/m}^3$$

$$18,9M_B + 3M_C = -6\left(\frac{3711,78}{6,45} + \frac{173,7}{3}\right)$$

$$\mathbf{18,9M_B + 3M_C = -3800,22 \text{ kN/m}^2 \quad (1)}$$

Considérons les appuis B, C et D.

$$M_B L_2 + 2M_C(L_2 + L_3) + M_D L_3 = -6\left(\frac{S_g}{L_2} + \frac{S_d}{L_3}\right)$$

$$S_g = \frac{2}{3} * M_{u2} * L_2 * \frac{L_2}{2} \Rightarrow S_g = \frac{2}{3} * 57,90 * 3 * 1,5$$

$$S_g = 173,7 \text{ kN/m}^3$$

$$S_d = \frac{2}{3} * M_{u3} * L_3 * \frac{L_3}{2} \Rightarrow S_d = \frac{2}{3} * 160,84 * 5 * 2,5$$

$$S_d = 1340,33 \text{ kN/m}^3$$

$$3M_B + 16M_C + 5M_D = -6\left(\frac{173,7}{3} + \frac{1340,33}{5}\right)$$

$$\mathbf{3M_B + 16M_C + 5M_D = -1955,80 \text{ kN/m}^3 \quad (2)}$$

Considérons les appuis C, D et E.

Avec $M_E = 0$

$$M_C L_3 + 2M_D(L_3 + L_4) + M_E L_4 = -6\left(\frac{S_g}{L_3} + \frac{S_d}{L_4}\right)$$

$$S_g = \frac{2}{3} * M_{u3} * L_3 * \frac{L_3}{2} \Rightarrow S_g = \frac{2}{3} * 160,84 * 5 * 2,5$$

$$S_g = 1340,33 \text{ kN/m}^3$$

$$S_d = \frac{2}{3} * M_{u4} * L_4 * \frac{L_4}{2} \Rightarrow S_d = \frac{2}{3} * 57,90 * 3 * 1,5$$

$$S_d = 173,7 \text{ kN/m}^3$$

$$5M_C + 16M_D = -6\left(\frac{1340,33}{5} + \frac{173,7}{3}\right)$$

$$\mathbf{5M_C + 16M_D = -1955,80 \text{ kN/m}^3 \quad (3)}$$

De (1), (2) et (3) on a le système suivant.

$$\begin{cases} 18,9M_B + 3M_C = -3800,22 \text{ (1)} \\ 3M_B + 16M_C + 5M_D = -1955,80 \text{ (2)} \\ 5M_C + 16M_D = -1955,80 \text{ (3)} \end{cases}$$

De (1) on a $M_C = -1266,74 - 6,3M_B$

M_C Dans (2) et (3) donne $M_B = -192,64 \text{ kN.m}$

Remplaçons M_B dans M_C

$$M_C = -53,108 \text{ kN.m}$$

Remplaçons M_C dans (3)

$$M_D = -105,64 \text{ kN.m}$$

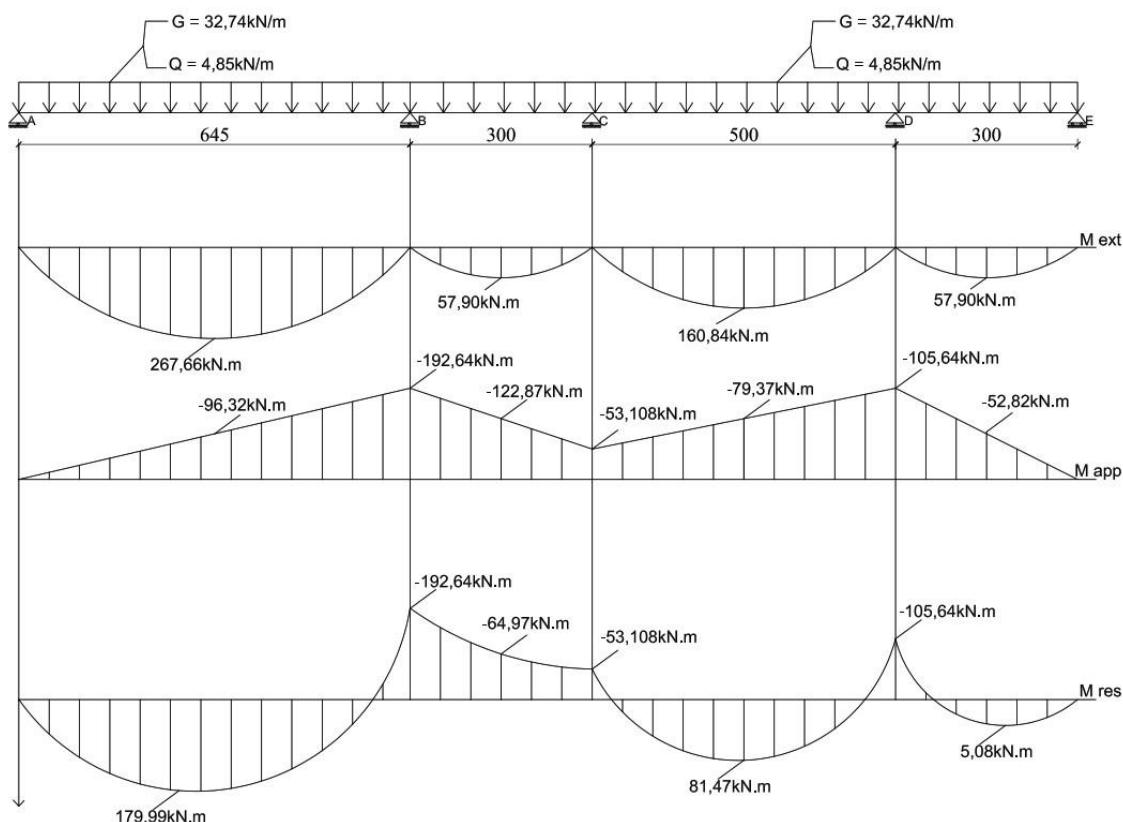
Vérification avec l'équation (2)

$$3M_B + 16M_C + 5M_D = 3(-192,64) + 16(-53,108) + 5(-105,64)$$

$$3M_B + 16M_C + 5M_D = -1955,80 \text{ (OK)}$$

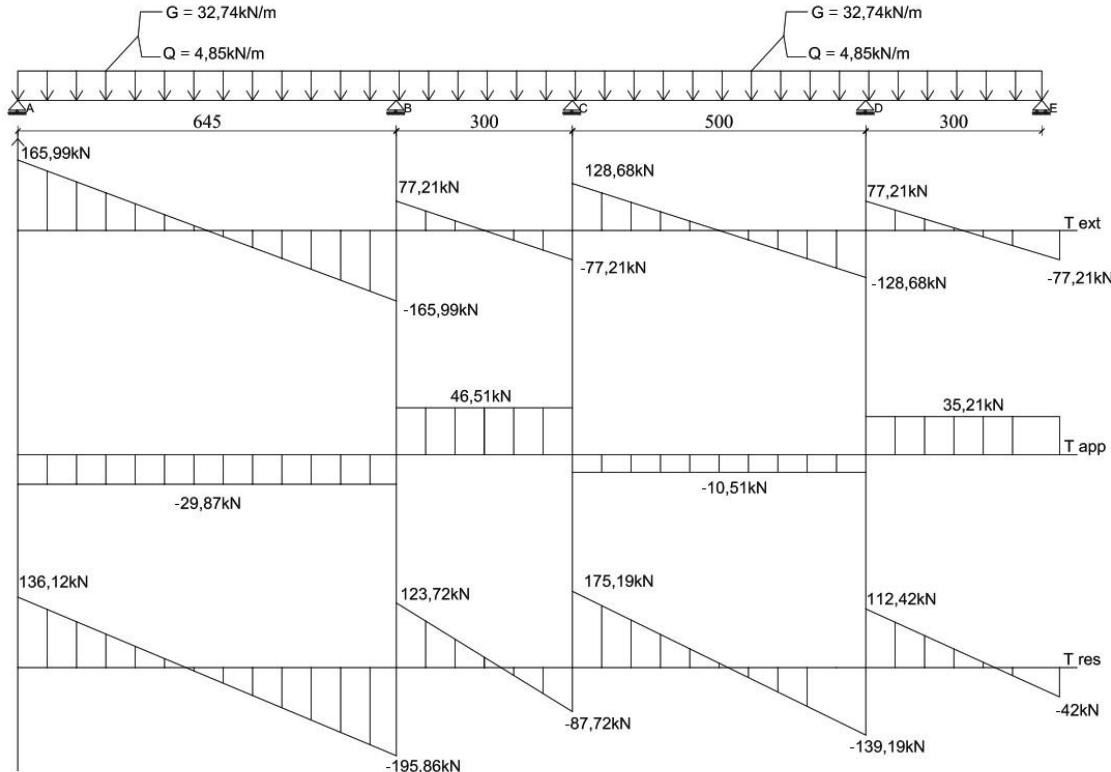
- **Tracé des diagrammes**

- **Diagramme des moments**



Dessin 5: Diagramme des moments fléchissant de la poutre A2

➤ **Diagramme des efforts tranchant**



Dessin 6: Diagramme des efforts de la poutre A2

• **Distance critique.**

La distance critique est la longueur maximale entre les points de support d'une poutre ou d'un autre élément structurel pour laquelle les contraintes et les déformations restent dans des limites acceptables pour garantir la sécurité et la performance de la structure.

$$X = \frac{136,12}{51,47} = 2,64\text{m}$$

• **Le moment critique**

Le moment critique est la valeur maximale du moment de flexion que l'élément peut supporter avant que des déformations inadmissibles ou des défaillances ne surviennent. Il est essentiel dans le dimensionnement et la conception des structures pour assurer leur sécurité et leur intégrité.

$$M_X = 136,12 * 2,64 - 51,47 * 2,64 * \frac{2,64}{2}$$

$$M_X = 179,99\text{kN.m}$$

Le moment maximal en travée est égal au moment critique **M_X = 179,99kN.m**

- Détermination de γ

$$\gamma = \frac{P_u}{P_{ser}} = \frac{51,47}{37,59}$$

$$\gamma = 1,37$$

- Détermination de M_{ser} en travée

$$M_{ser} = \frac{M_u}{\gamma} = \frac{179,99}{1,37}$$

$$M_{ser} = 130,43 \text{kN.m}$$

- Détermination de M_{ser} sur appui

$$M_{ser,app} = \frac{M_{max,app}}{\gamma} = \frac{192,64}{1,37}$$

$$M_{ser,app} = 140,61 \text{kN.m}$$

- L'effort tranchant de service V_{ser}

$$V_{ser} = \frac{V_u}{\gamma} = \frac{195,86}{1,37}$$

$$V_{ser} = 142,96 \text{kN}$$

- La réaction cumulée de service

$$Rc_{ser} = \frac{R_{cu}}{\gamma} = \frac{123,72 + 195,86}{1,37}$$

$$Rc_{ser} = 233,27 \text{kN}$$

Récapitulatif des sollicitations maximales

- Des moments fléchissant maximaux

Tableau 4: Récapitulatif moment fléchissant

	Moment fléchissant kN.m		
	P en kN/m	En travée	Sur appuis
ELU	51,47	179,99	192,64
ELS	37,59	130,43	140,61

- Des efforts tranchants maximaux

Tableau 5: Récapitulatif effort fléchissant

	Effort tranchant kN	
	P en kN/m	Vc
ELU	51,47	195,86
ELS	37,59	142,96

- Des réactions aux appuis maximaux

Tableau 6 : Récapitulatif réactions aux appuis

Réactions aux appuis kN		
	P en kN/m	Rc
ELU	51,47	319,58
ELS	37,59	233,27

1-3-3-4 Dimensionnement de la section d'acier dans la poutre

1-3-3-4-1 Dimensionnement de la poutre en travée

Tableau 7 : Dimensionnement de la poutre en travée

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
M _u	$\frac{P_u * L^2}{8}$	kN.m	179,99
M _{ser}	$\frac{P_{set} * L^2}{8}$	kN.m	130,43
μb_u	$\frac{M_u}{b * d^2 * f_{b_u}}$		0,218
γ	$\frac{M_{u_{max}}}{M_{ser_{max}}}$		1,37
μl_u	$10^{-4}(3440*\gamma + 49f_{c28} - 3050)*k*\theta$ avec $k = 1 - \frac{1-\theta}{0,85}$ et $\theta = 1$		0,289
$\mu b_u < 0,275$			
z_b	$d*(1-0,6*\mu b_u)$	m	0,47
A _u = A	$\frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$	cm ²	11.01
Choix de l'armature	Retenons 9HA12 et 3HA10 totalisant une section de 12,54cm²		
Vérification à l'ELS			
$\bar{\sigma}_{bc}$	0,6f _{c28}	MPa	15
$\bar{\sigma}_s$	Min $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2}f_e \\ 110 * \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right\}$	MPa	201,63
Détermination de la position de l'axe neutre			

Y	$\frac{by^2}{2} - nA(d-y) = 0$	cm	39,3
I	$\frac{by^3}{2} - nA(d-y)$	m^4	$6,47 \cdot 10^{-3}$
Béton σ_b	$y * \frac{M_{ser}}{I}$	MPa	7,92
Acier σ_s	$n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y)$	MPa	44,45
Comparaison des contraintes			
Béton	$\sigma_b = 7,92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	OK	
Acier	$\sigma_s = 44,45 < \bar{\sigma}_s = 201,63$	OK	

1-3-3-4-2 Dimensionnement de la poutre sur appuis

Tableau 8 : Dimensionnement de la poutre sur appuis

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
M_u	$\frac{P_u * L^2}{8}$	kN.m	199,64
M_{ser}	$\frac{P_{set} * L^2}{8}$	kN.m	140,61
μb_u	$\frac{M_u}{b * d^2 * f_{b_u}}$		0,233
γ	$\frac{M_{u_{max}}}{M_{ser_{max}}}$		1,37
μl_u	$10^{-4}(3440*\gamma + 49f_{c28} - 3050)*k*\theta$ avec $k = 1 - \frac{1-\theta}{0,85}$ et $\theta = 1$		0,289
$\mu b_u < 0,275$			
z_b	$d * (1 - 0,6 * \mu b_u)$	m	0,46
$A_u = A$	$\frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$	cm^2	12,04
Choix de l'armature	Retenons 9HA12 et 3HA10 totalisant une section de 12,54cm²		
Vérification de la hauteur réelle			
d réelle	$\frac{\sum A_i x Z_i}{\sum A_i}$	m	0,55
d utile	0,9h	m	0,54
d réelle = 0,55 > d utile = 0,54			OK

Vérification à l'ELS			
σ_{bc}	0,6f _{c28}	MPa	15
$\bar{\sigma}_s$	Min $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2}f_e \\ 110 * \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right\}$	MPa	201,63
Détermination de la position de l'axe neutre			
Y	$\frac{by^2}{2} - nA(d-y) = 0$	cm	23,5
I	$\frac{by^3}{2} - nA(d-y)$	m^4	$6,37 \cdot 10^{-3}$
Béton σ_b	$y * \frac{M_{ser}}{I}$	MPa	5,19
Acier σ_s	$n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y)$	MPa	100,99
Comparaison des contraintes			
Béton	$\sigma_b = 5,19 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	OK	
Acier	$\sigma_s = 100,99 < \bar{\sigma}_s = 201,63$	OK	

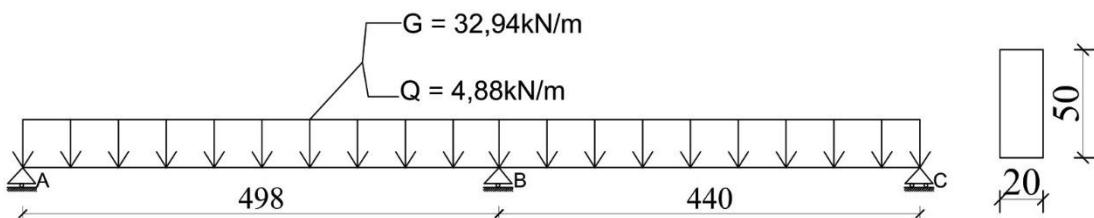
1-3-3-4-3 Dimensionnement de l'armature transversale de la poutre

Tableau 9: Dimensionnement l'armature transversale

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
V_{uo}	$V_{umax} - \frac{5}{6}h^*P_u$	kN	170,13
τ_{uo}	$\frac{V_{uo}}{b * d}$	MPa	1,42
Contrainte tangentielle limite à l'ELU			
τ_{lim}	$\min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$	MPa	3,33
Comparaisons de τ_{uo} et τ_{lim} $\tau_{uo} = 1,42 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$			L'armature a donc une âme droite $\alpha = 90^\circ$
$\frac{A_t}{S_t}$	$\geq \frac{\gamma_s * b_o}{0,9 * f_e} * (\tau_{uo} - 0,3k * f_{t28})$ avec $k=0$ cas il y a reprise de bétonnage	$\frac{cm^2}{cm}$	0,0907

Pourcentage minimal d'armature			
$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min}$	$\frac{0,4 * b_o}{f_e}$	$\frac{cm^2}{cm}$	0,02
$\frac{A_t}{S_t} > \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min}$ (ok)			
Diamètre des armatures transversales			
\emptyset_t	$\leq \text{Min} \begin{cases} \emptyset_{l\max} \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \end{cases}$	mm	14
Retenons $\emptyset_t = 8\text{mm}$			
Espacement minimal des aciers S_{to}			
S_{to}	$\leq A_t * \frac{1}{A_t}$ prenons pour A_t 1 cadre de HA8 et un épingle de HA8 totalisant une section de 1.01cm^2	cm	11,14
Espacement maximal $S_{t\max}$			
S_t	$\text{Min} \begin{cases} 0,9 * h \\ 40\text{cm} \end{cases}$	cm	40
Retenons $S_t = 20\text{cm}$			

1-3-4 Détermination de la charge transmise par la poutre principale A4 au poteau le plus chargé



Dessin 7: Schéma statique de la poutre A4

1-3-4-1 Pré dimensionnement de la poutre

Pour le pré-dimensionnement de la poutre principale, nommée A4 qui repose sur trois appuis, nous allons considérer la plus grande travée de cette poutre, ayant une longueur de 4,98m.

- **Hauteur de la poutre**

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{8} \Rightarrow \frac{4,98}{12} \leq h \leq \frac{4,98}{8}$$

$$\Rightarrow 0,42 \leq h \leq 0,62$$

Prenons $h = 50\text{cm}$

- **Base de la poutre**

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 0,3*0,5 \leq b \leq 0,5*0,5$$

$$\Rightarrow 0,15 \leq b \leq 0,25$$

Prenons $b = 20\text{cm}$

Retenons une poutre de section $(20*50) \text{ cm}^2$

1-3-4-2 Descente des charges sur la poutre A₄

La largeur reprise de la poutre L_r est de 4,88m.

$$G_P = G * L_r = 6,75 * 4,88$$

$$G_P = 32,94 \text{ kN/m}$$

$$Q_P = Q * L_r = 1 * 4,88$$

$$Q_P = 4,88 \text{ kN/m}$$

- **Charge Ultime P_{uA4} et de Service P_{serA4}**

$$\begin{aligned} P_{uA4} &= 1,35 * G_P + 1,5 * Q_P \\ &= 1,35 * 32,94 + 1,5 * 4,88 \end{aligned}$$

$$P_{uA4} = 51,79 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} P_{serA4} &= G_P + Q_P \\ &= 32,94 + 4,88 \end{aligned}$$

$$P_{serA4} = 37,82 \text{ kN/m}$$

1-3-4-3 Détermination des sollicitations au niveau de l'appui

Utilisons l'équation des trois (03) moment de Clapeyron pour la détermination des sollicitations.

- **Degré d'hyperstatique**

$D = N_a - 2$ avec N_a le nombre d'appuis.

$$D = 3 - 2 = 1$$

$D = 1$ le système est hyperstatique de degré 1

• **Moments extérieurs**

$$M_{u1} = \frac{P_{uA4} * L_1^2}{8} = \frac{51,79 * 4,98^2}{8}$$

$$M_{u1} = 160,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{u2} = \frac{P_{uA4} * L_2^2}{8} = \frac{51,79 * 4,4^2}{8}$$

$$M_{u2} = 125,33 \text{ kN.m}$$

• **Moments sur appuis**

Considérons les appuis A, B, et C.

$$M_A L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C L_2 = -6\left(\frac{S_g}{L_1} + \frac{S_d}{L_2}\right)$$

Avec $M_A = 0$ et $M_C = 0$; S_g et S_d le moment statique à gauche et à droite.

$$S_g = \frac{2}{3} * M_{u1} * L_1 * \frac{L_1}{2} \Rightarrow S_g = \frac{2}{3} * 160,55 * 4,98 * 2,49$$

$$S_g = 1327,23 \text{ kN/m}^3$$

$$S_d = \frac{2}{3} * M_{u2} * L_2 * \frac{L_2}{2} \Rightarrow S_d = \frac{2}{3} * 125,33 * 4,4 * 2,2$$

$$S_d = 808,8 \text{ kN/m}^3$$

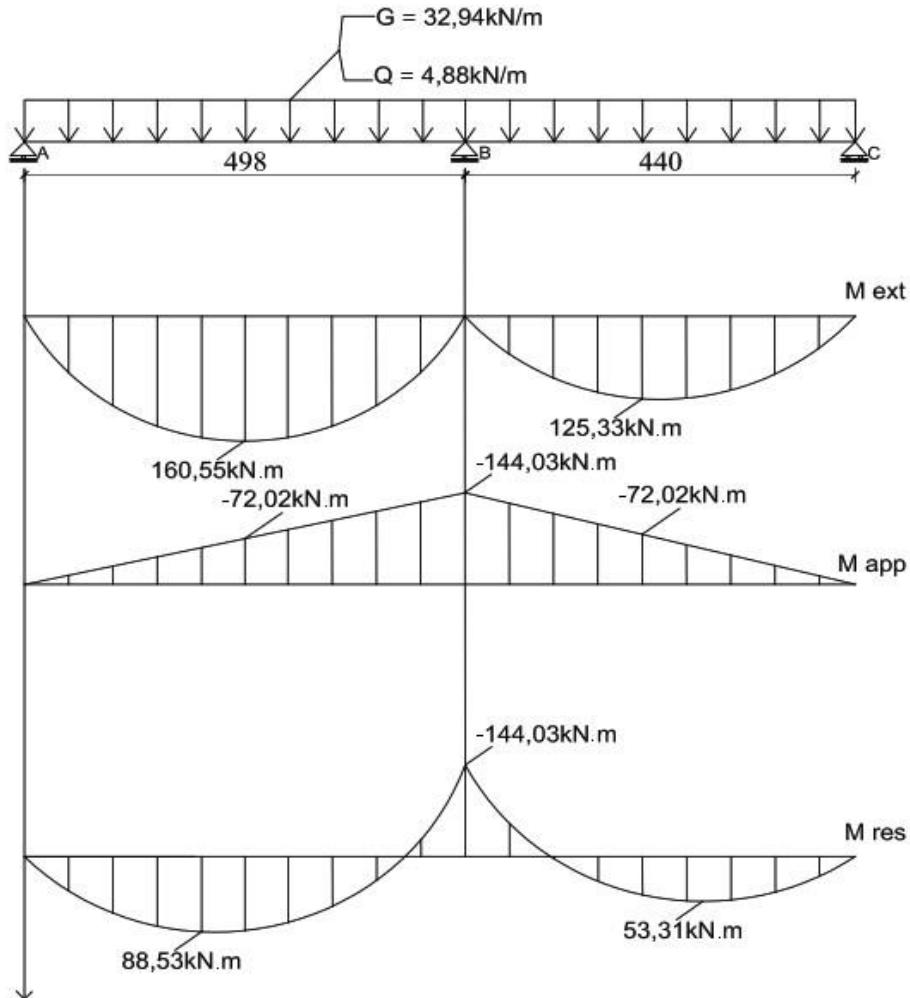
$$18,76M_B = -6\left(\frac{1327,23}{4,98} + \frac{808,8}{4,4}\right)$$

$$18,76M_B = -2701,98 \text{ kN/m}^2$$

$$M_B = -\frac{2701,98}{18,76}$$

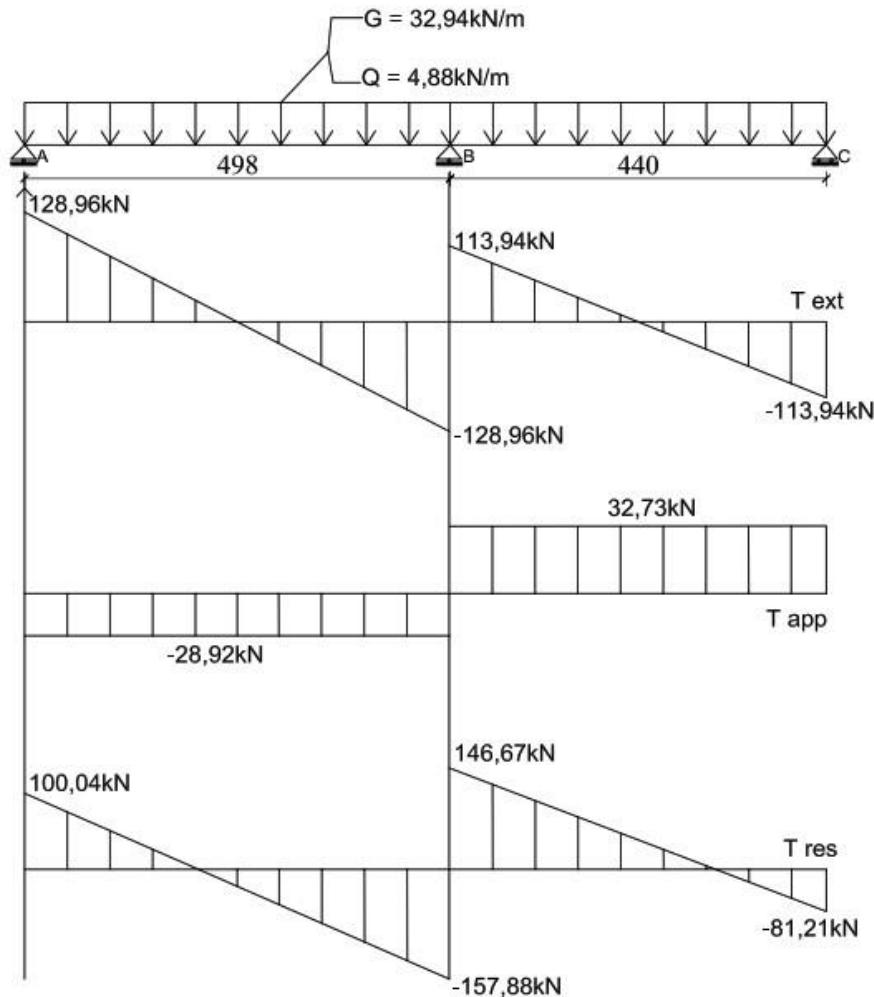
$$\boxed{\mathbf{M_B = -144,03 \text{ kN.m}}}$$

- Tracé des diagrammes
- Diagramme des moments



Dessin 8: Diagramme des moments fléchissants de la poutre A4

➤ **Diagramme des efforts tranchant**



Dessin 9: Diagramme des efforts tranchant de la poutre A4

- Détermination de γ

$$\gamma = \frac{P_u}{P_{ser}} = \frac{51,47}{37,59}$$

$$\gamma = 1,37$$

- La réaction cumulée de service

$$R_{ser} = \frac{R_u}{\gamma} = \frac{100,04}{1,37}$$

$$R_{ser} = 73,02 \text{ kN}$$

À partir de la résolution des équations de Clapeyron, nous obtenons une charge $R_u=100,04 \text{ kN}$ et une charge $R_{ser}=73,02 \text{ kN}$, toutes deux transmises au poteau le plus chargé.

1-4- ETUDE COMPLETE DE POTEAU P2

Un poteau est un élément vertical fondamental dans la construction, conçu pour soutenir et transmettre les charges de la superstructure, comme les planchers et les toits vers les fondations. Généralement réalisé en béton armé, le poteau joue un rôle essentiel dans la stabilité des bâtiments. Il est dimensionné et conçu pour résister à des forces de compression et dans certains cas, de traction selon les exigences spécifiques du projet.

Les poteaux assurent la répartition uniforme des charges verticales à travers la structure en dirigeant ces forces vers les fondations. Cette répartition contribue à la stabilité générale du bâtiment en évitant les défaillances locales et en garantissant que la structure reste solide et sécurisée. Ainsi, ils permettent une construction stable et durable en répartissant efficacement les charges et en supportant les éléments horizontaux comme les poutres et les planchers.

Pour notre étude, nous allons examiner le poteau P2, qui est le plus chargé de notre bâtiment.

1-4-1 Pré-dimensionnement du poteau RDC

- Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} * l_f}{a} \text{ Avec } l_f = 0,7 * L_0 = 0,7 * 4,04 = 2,83 \text{ m}$$

Contenu de la section de la poutre qui passe au-dessus du Poteau P2 est de $(20*60)\text{cm}^2$, prenons comme "a = 20cm" le plus petit côté du poteau.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} * 2,83}{0,20} = 49$$

- Vérification:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} * l_f}{a} \Rightarrow a = \frac{2\sqrt{3} * l_f}{\lambda}$$

$$\Rightarrow a = \frac{2\sqrt{3} * 2,83}{49}$$

$$a = 0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm (OK)}$$

$$\lambda = 49 < 50$$

- Calculons β

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{39,21}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1,39$$

- Charge venant en tête du Poteau

$$N_{u1} = N_{uA_2} + N_{uA_4}$$

$$N_{u1} = 319,58 + 100,04$$

$$N_{u1} = 419,62 \text{kN}$$

- La section réduite théorique du béton

$$Brth = \frac{k\beta N_u}{\theta f_{bu} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \text{ avec } k = 1,1 \text{ et } \theta = 1$$

$$Brth = \frac{1,1 * 1,39 * 419,62 * 10^{-3}}{\frac{1 * 14,17}{0,9} + \frac{0,85 * 347,83}{100}}$$

$$Brth = 0,03 \text{m}^2$$

- Calculons b

On sait que $Br = (a-2\text{cm})(b-2\text{cm})$

$$Br = (0,20 - 0,02)(b - 0,02) = 0,03$$

$$Br = 0,23(b - 0,02) = 0,0309 \Rightarrow b = \frac{0,0309}{0,23} + 0,02$$

$$b = 0,19 \text{m prenons } \mathbf{b = 20\text{cm}}$$

1-4-2 Pré-dimensionnement du poteau de fondation

La hauteur du poteau est: 2,05m

La dalle a une hauteur de 15cm

La longueur libre du poteau est: $L_0 = 2,05 + 0,15 = 2,2\text{m}$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}*l_f}{a} \text{ Avec } l_f = 0,7 * L_0 = 0,7 * 2,2 = 1,54\text{m}$$

Contenu de la section de la longrine qui passe sur le Poteau P2 (20×55)cm² prenons ‘‘a = 20cm’’ le plus petit côté du poteau.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} \cdot 1,54}{0,20} = 26,67$$

- Vérification:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}l_f}{a} \Rightarrow a = \frac{2\sqrt{3} \cdot 1,54}{21,34}$$

$$a = 0,20 = 20cm \text{ (OK)}$$

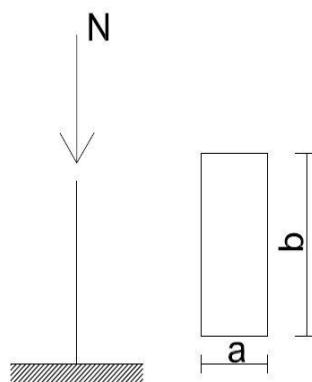
$$\lambda = 26,67 < 50$$

- Calculons β

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{26,67}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1,12$$

- *La charge venant en tête du poteau de fondation*



Dessin 10: Charge en tête du poteau de fondation

$$N_{u2} = N_{u1} + Pp_{p2} + N_{LG3} + N_{LG2}$$

$$N_{u2} = 419,62 + (1,35 \cdot 0,20 \cdot 0,20 \cdot 25 \cdot 4,04) + 43,81 + 109,47$$

$$N_{u2} = 578,35 \text{kN}$$

- La section réduite théorique du béton

$$Brth = \frac{k\beta N_{u2}}{\theta f_{bu} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \text{ avec } k = 1,1 \text{ et } \theta = 1$$

$$Brth = \frac{1,1 \cdot 1,12 \cdot 578,35 \cdot 10^{-3}}{\frac{1 \cdot 14,17}{0,9} + \frac{0,85 \cdot 347,83}{100}} = 0,03 \text{m}^2$$

$$\boxed{Brth = 0,03 \text{m}^2}$$

- Calculons b

$$Br = 0,18(b - 0,02) = 0,03m^2$$

b = 0,20m Prenons b = 20cm

Pour le poteau de fondation prenons un poteau de section (20*20)cm²

1-4-3- Détermination de la section d'armature du poteau de fondation

1-4-3-1- La section d'armature longitudinale

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1,12}$$

$$\alpha = 0,76$$

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} \right) * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left(\frac{578350}{0,76} - \frac{0,03 * 10^6 * 25}{0,9 * 1,5} \right) * \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq 5,91cm^2$$

- Détermination de As_{min}

$$As_{min} = \max \left\{ \frac{\frac{0,2B}{100}}{4cm^2} \Rightarrow As_{min} = \max \left\{ \frac{\frac{0,2*20*20}{100}}{4cm^2} = \frac{4cm^2}{m} \right. \right\}$$

$$As_{min} = \frac{4cm^2}{m}$$

- Détermination de As_{max}

$$As_{max} = \frac{5B}{100} = \frac{5 * 20 * 20}{100}$$

$$As_{max} = 20cm^2$$

- Vérification:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max} (\text{OK})$$

- Choix de l'armature : Prenons 6HA12 totalisant une section de 6,79cm²

1-4-3-2- Détermination de la section d'armature transversal

- Diamètres des cadres

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset l_{max}}{3} \Rightarrow \emptyset_t \geq \frac{12}{3}$$

$$\emptyset_t \geq 4mm$$

Prenons $\emptyset_t = 6mm$

- Espacement des armatures transversales

- En zone courante

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40cm \\ (a + 10) \Rightarrow S_t \leq \min \begin{cases} 40cm \\ 35cm \\ 18cm \end{cases} \\ 15\phi_l \end{cases}$$

$$S_t \leq 18cm$$

Prenons $S_t = 15cm$

- En zone de recouvrement

$$Lr = 0,6*Ls \text{ avec } Ls = 40*\phi_l$$

$$Lr = 0,6*40(1,2)$$

$$Lr = 28,8cm$$

$$S'_t = \frac{Lr - 6}{2} = \frac{28,8 - 6}{2}$$

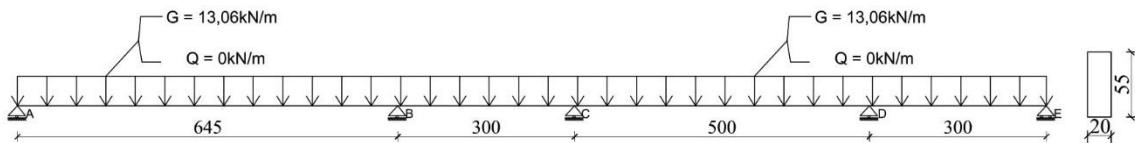
$$S'_t = 11,4cm$$

Prenons $S'_t = 15cm$

1-5- ETUDE DE LA LONGRINE

Une longrine est un élément horizontal essentiel dans la construction, généralement réalisé en béton armé. Elle est conçue pour répartir les charges provenant des éléments verticaux, tels que les colonnes ou les murs, sur plusieurs points d'appui ou fondations. En reprenant ces charges, la longrine contribue à la stabilité globale de la structure en équilibrant les charges.

Les longrines en béton armé sont souvent de forme rectangulaire, et leur taille est adaptée en fonction des charges à supporter dans notre cas. Elles sont réalisées en béton armé et reprennent les charges linéaires des murs en élévation (murs non porteurs). Les longrines jouent un rôle crucial dans le maintien de la stabilité et de la solidité des constructions.



Dessin 11: Schéma statique de la longrine LG2

1-5-1- Pré-dimensionnement de la longrine

Pour le pré-dimensionnement de la longrine la plus chargée nommée LG2 qui repose sur cinq appuis, nous allons considérer la plus grande travée de cette poutre ayant une longueur de 6,45m.

- La hauteur de la longrine

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{8} \Rightarrow \frac{6,45}{12} \leq h \leq \frac{6,45}{8}$$

$$\Rightarrow 0,53 \leq h \leq 0,81$$

Prenons $h = 55\text{cm}$

- La base de la longrine

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 0,3*0,55 \leq b \leq 0,5*0,55$$

$$\Rightarrow 0,165 \leq b \leq 0,275$$

Prenons $b = 20\text{cm}$

Retenons une longrine de section $(20*55) \text{ cm}^2$

1-5-2- Descente des charges sur la longrine

- Charge transmise par le mur sur la longrine
 - Charge permanente

Mur de 20 creux $= 2,8\text{kN/m}^2$

Enduit sur les deux faces $= 0,6\text{kN/m}^2$

$$g_M = 3,4\text{kN/m}^2$$

$G_M = g_M * h_M = 3,4 * 3,84$, avec h_M la hauteur du mur.

$G_M = 13,06\text{kN/m}$

- Charge Ultime Pu et de Service Pser

$Pu = 1,35*G + 1,5*Q$ avec $Q = 0\text{kN/m}$ cas il y a absence de charge d'exploitation sur le mur.

$$Pu = 1,35*13,06 + 1,5*0$$

$$\mathbf{Pu = 17,63\text{kN/m}}$$

$$Pser = G + Q$$

Pser = 13,06

Pser = 13,06kN/m

1-5-2-1. Détermination des sollicitations au niveau de l'appui

Utilisons l'équation des trois (03) moment de Clapeyron pour la détermination des sollicitations.

- Degré d'hyperstatique

D = Na – 2 avec Na le nombre d'appuis.

$$D = 5 - 2 = 3$$

D = 3 le système est hyperstatique de degré 3

- Moments extérieurs

$$M_{u1} = \frac{P_{u1} * L_1^2}{8} = \frac{17,63 * 6,45^2}{8}$$

$$M_{u1} = 91,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{u2} = M_{u4} = \frac{P_{u2} * L_2^2}{8} = \frac{17,63 * 3^2}{8}$$

$$M_{u2} = M_{u4} = 19,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{u3} = \frac{P_{u2} * L_3^2}{8} = \frac{17,63 * 5^2}{8}$$

$$M_{u3} = 55,09 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis

Considérons les appuis A, B, et C.

$$M_A L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C L_2 = -6\left(\frac{S_g}{L_1} + \frac{S_d}{L_2}\right)$$

Avec $M_A = 0$; S_g et S_d le moment statique à gauche et à droite.

$$S_g = \frac{2}{3} * M_{u1} * L_1 * \frac{L_1}{2} \Rightarrow S_g = \frac{2}{3} * 91,68 * 6,45 * 3,225$$

$$S_g = 1271,37 \text{ kN.m}^3$$

$$S_d = \frac{2}{3} * M_{u2} * L_2 * \frac{L_2}{2} \Rightarrow S_d = \frac{2}{3} * 19,83 * 3 * 1,5$$

$$S_d = 59,49 \text{ kN.m}^3$$

$$18,9M_B + 3M_C = -6\left(\frac{1271,37}{6,45} + \frac{59,49}{3}\right)$$

$$\boxed{18,9M_B + 3M_C = -1301,64 \text{ kN.m}^2 \quad (1)}$$

Considérons les appuis B, C et D.

$$M_B L_2 + 2M_C(L_2 + L_3) + M_D L_3 = -6\left(\frac{S_g}{L_2} + \frac{S_d}{L_3}\right)$$

$$S_g = \frac{2}{3} * M_{u2} * L_2 * \frac{L_2}{2} \Rightarrow S_g = \frac{2}{3} * 19,83 * 3 * 1,5$$

$$S_g = 59,49 \text{ kN/m}^3$$

$$S_d = \frac{2}{3} * M_{u3} * L_3 * \frac{L_3}{2} \Rightarrow S_d = \frac{2}{3} * 55,09 * 5 * 2,5$$

$$S_d = 459,08 \text{ kN/m}^3$$

$$3M_B + 16M_C + 5M_D = -6\left(\frac{59,49}{3} + \frac{459,08}{5}\right)$$

$$\boxed{3M_B + 16M_C + 5M_D = -669,9 \text{ kN/m}^3 \quad (2)}$$

Considérons les appuis C, D et E.

Avec $M_E = 0$

$$M_C L_3 + 2M_D(L_3 + L_4) + M_E L_4 = -6\left(\frac{S_g}{L_3} + \frac{S_d}{L_4}\right)$$

$$S_g = \frac{2}{3} * M_{u3} * L_3 * \frac{L_3}{2} \Rightarrow S_g = \frac{2}{3} * 55,09 * 5 * 2,5$$

$$S_g = 459,08 \text{ kN/m}^3$$

$$S_d = \frac{2}{3} * M_{u2-4} * L_4 * \frac{L_4}{2} \Rightarrow S_d = \frac{2}{3} * 19,83 * 3 * 1,5$$

$$S_d = 59,49 \text{ kN/m}^3$$

$$5M_C + 16M_D = -6\left(\frac{59,49}{5} + \frac{459,08}{3}\right)$$

$$\boxed{5M_C + 16M_D = -666,9 \text{ kN/m}^3 \quad (3)}$$

De (1), (2) et (3) on a le système suivant.

$$\begin{cases} 18,9M_B + 3M_C = -1301,64 & (1) \\ 3M_B + 16M_C + 5M_D = -669,9 & (2) \\ 5M_C + 16M_D = -669,9 & (3) \end{cases}$$

$$\text{De (1) on a } M_C = -433,88 - 6,3M_B$$

$$M_C \text{ Dans (2) et (3) donne } M_B = -65,98 \text{ kN.m}$$

Remplaçons M_B dans M_C

$$M_C = -18,19 \text{ kN.m}$$

Remplaçons M_C dans (3)

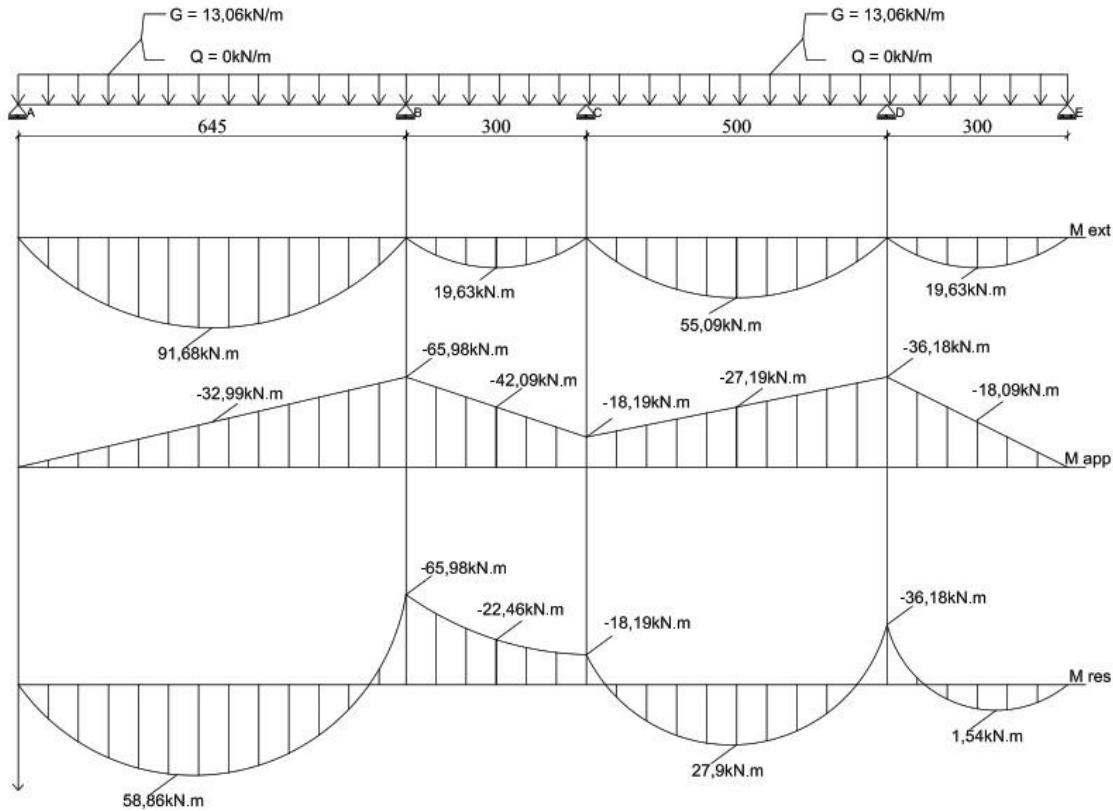
$$M_D = -36,18 \text{ kN.m}$$

Vérification avec l'équation (2)

$$3M_B + 16M_C + 5M_D = 3(-65,98) + 16(-18,19) + 5(-36,18)$$

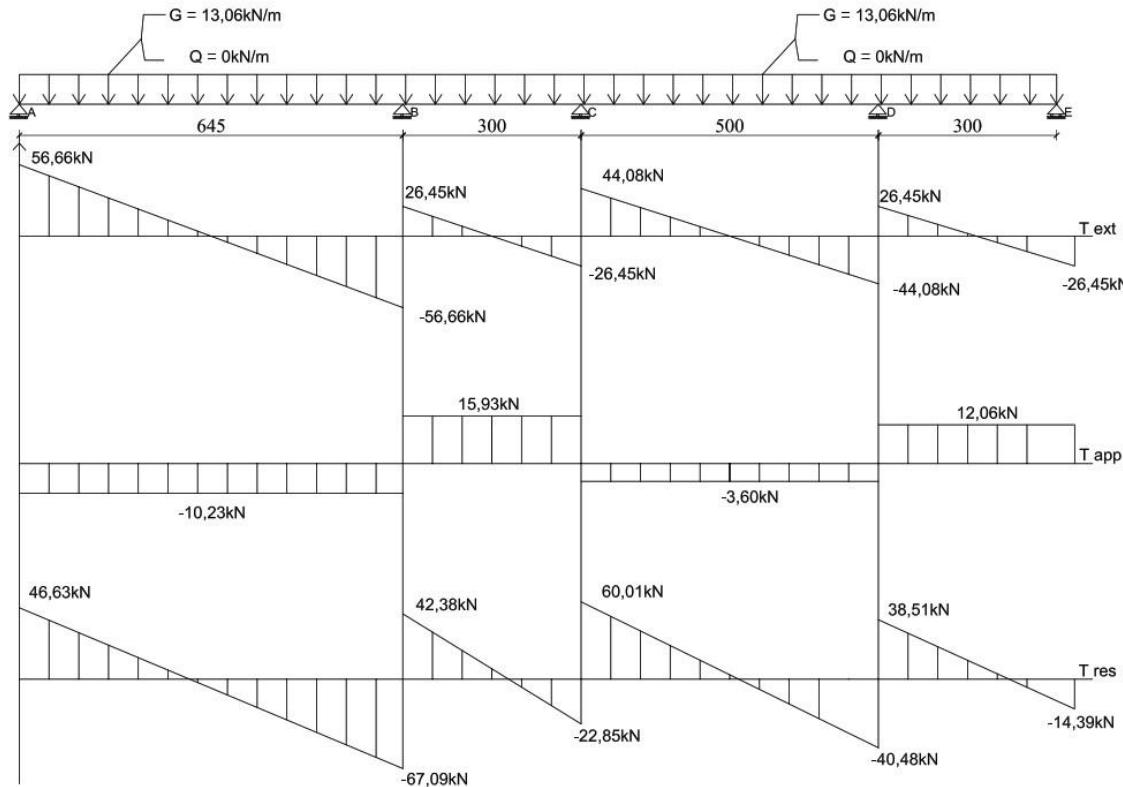
$$3M_B + 16M_C + 5M_D = -669,9 \text{ (OK)}$$

- **Tracer des diagrammes**
- **Diagramme des moments**



Dessin 12: Diagramme des moments fléchissants de la longrine LG2

➤ **Diagramme des efforts tranchant**



Dessin 13: Diagramme des efforts tranchant de la longrine LG2

- **Distance critique.**

La distance critique est la longueur maximale entre les points de support d'une poutre ou d'un autre élément structurel pour laquelle les contraintes et les déformations restent dans des limites acceptables pour garantir la sécurité et la performance de la structure.

$$X = \frac{46,63}{17,64} = 2,64 \text{m}$$

- **Moment critique**

Le moment critique est la valeur maximale du moment de flexion que l'élément peut supporter avant que des déformations inadmissibles ou des défaillances ne surviennent. Il est essentiel dans le dimensionnement et la conception des structures pour assurer leur sécurité et leur intégrité.

$$M_X = 46,63 * 2,64 - 17,63 * 2,64 * \frac{2,64}{2}$$

$$M_X = 61,67 \text{kN.m}$$

Le moment maximal en travée est égal au moment critique **M_X = 61,67 kN.m**

- Détermination γ

$$\gamma = \frac{P_u}{P_{ser}} = \frac{17,63}{13,06}$$

$$\gamma = 1,38$$

- Détermination M_{ser} en travée

$$M_{ser} = \frac{M_x}{\gamma} = \frac{61,67}{1,35}$$

$M_{ser} = 45,68\text{kN.m}$

- Déterminaton de M_{ser} sur appui

$$M_{ser,app} = \frac{M_{max,app}}{\gamma} = \frac{65,98}{1,35}$$

$M_{ser,app} = 48,87\text{kN.m}$

- L'effort tranchant de service V_{ser}

$$V_{ser} = \frac{V_u}{\gamma} = \frac{67,09}{1,35}$$

$V_{ser} = 49,70\text{kN}$

- La réaction cumulée de service

$$R_{c,ser} = \frac{R_{cu}}{\gamma} = \frac{67,09+42,39}{1,38}$$

$R_{c,ser} = 81,09\text{kN}$

Récapitulatif des sollicitations maximales

- Des moments fléchissant maximaux

Tableau 10 : Récapitulatif moment fléchissant

Moment fléchissant kN.m			
	P en kN/m	En travée	Sur appuis
ELU	17,63	61,67	65,98
ELS	13,06	45,68	48,87

- Des efforts tranchants maximaux

Tableau 11: Récapitulatif effort fléchissant

Effort tranchant kN		
	P en kN/m	Vc
ELU	17,63	67,09
ELS	13,06	49,70

- Des réactions aux appuis maximaux

Tableau 12 : Récapitulatif réactions aux appuis

Réactions aux appuis kN		
	P en kN/m	Rc
ELU	17,63	109,47
ELS	13,06	81,09

1-5-2-2. Dimensionnement de la section d'acier dans la longrine

1-5-2-2-1 Dimensionnement de la longrine en travée

Tableau 13 : Dimensionnement de la longrine en travée

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
M _u	$\frac{P_u * L^2}{8}$	kN.m	61,67
M _{ser}	$\frac{P_{set} * L^2}{8}$	kN.m	45,68
μb_u	$\frac{M_u}{b * d^2 * f_{b_u}}$		0,09
Γ	$\frac{M_{u_{max}}}{M_{ser_{max}}}$		1,35
μl_u	$10^{-4}(3440*\gamma + 49f_{c28} - 3050)*k*\theta$ avec $k = 1 - \frac{1-\theta}{0,85}$ et $\theta = 1$		0,282
Comparaison de μb_u et μl_u $\mu b_u = 0,09 < \mu l_u = 0,282$			On n'a pas d'acier comprimé ($A' = 0$)
$\mu b_u > 0,03$ pas de vérification à faire			$A = A_u$
$\mu b_u < 0,275$			
z_b	$d*(1-0,6*\mu b_u)$	m	0,46
$A_u = A$	$\frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$	cm^2	4
Choix de l'armature	Retenons 9HA8 totalisant une section de 4,52cm²		
Vérification à l'ELS			
$\bar{\sigma}_{bc}$	0,6f _{c28}	MPa	15

$\bar{\sigma}_s$	$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \\ 110 * \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right. \right\}$	MPa	201,63
Détermination de la position de l'axe neutre			
Y	$\frac{by^2}{2} - nA(d-y) = 0$	cm	14,5
I	$\frac{by^3}{2} - nA(d-y)$	m^4	$2,3 \cdot 10^{-3}$
Béton σ_b	$y * \frac{M_{ser}}{I}$	MPa	2,88
Acier σ_s	$n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y)$	MPa	104,27
Comparaison des contraintes			
Béton	$\sigma_b = 2,88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	OK	
Acier	$\sigma_s = 104,27 < \bar{\sigma}_s = 201,63$	OK	

1-5-2-2-2 Dimensionnement de la longrine sur appui

Tableau 14 : Dimensionnement de la longrine sur appui

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
M_u	$\frac{P_u * L^2}{8}$	kN.m	65,98
M_{ser}	$\frac{P_{set} * L^2}{8}$	kN.m	48,87
μb_u	$\frac{M_u}{b * d^2 * f_{b_u}}$		0,095
γ	$\frac{M_{u_{max}}}{M_{ser_{max}}}$		1,35
μl_u	$10^{-4}(3440*\gamma + 49f_{c28} - 3050)*k*\theta$ avec $k = 1 - \frac{1-\theta}{0,85}$ et $\theta = 1$		0,282
Comparaison de μb_u et μl_u $\mu b_u = 0,095 < \mu l_u = 0,282$			On n'a pas d'acier comprimé ($A' = 0$)
$\mu b_u > 0,03$ pas de vérification à faire			$A = A_u$

$\mu b_u < 0,275$			
z_b	$d^*(1-0,6*\mu b_u)$	m	0,47
$A_u = A$	$\frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$	cm^2	4,04
Choix de l'armature	Retenons 9HA8 totalisant une section de 4,52cm²		
Vérification à l'ELS			
$\bar{\sigma}_{bc}$	0,6f _{c28}	MPa	15
$\bar{\sigma}_s$	Min $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2}f_e \\ 110 * \sqrt{n f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right\}$	MPa	201,63
Détermination de la position de l'axe neutre			
Y	$\frac{by^2}{2} - nA(d-y) = 0$	cm	14,5
I	$\frac{by^3}{2} - nA(d-y)$	m^4	$2,32 \cdot 10^{-3}$
Béton σ_b	$y * \frac{M_{ser}}{I}$	MPa	3,05
Acier σ_s	$n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y)$	MPa	110,59
Comparaison des contraintes			
Béton	$\sigma_b = 3,05 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	OK	
Acier	$\sigma_s = 110,59 < \bar{\sigma}_s = 201,63$	OK	

1-5-2-2-3 Dimensionnement de l'armature transversale de la longrine

Tableau 15: Dimensionnement l'armature transversal

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
V_{uo}	$V_{umax} - \frac{5}{6} * h * P_u$	kN	59,01
τ_{uo}	$\frac{V_{uo}}{b * d}$	MPa	0,6
Contrainte tangentielle limite à l'ELU			
τ_{lim}	$\min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$	MPa	3,33
Comparaisons de τ_{uo} et τ_{lim} $\tau_{uo} = 0,6 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$			L'armature a donc une âme

			droite $\alpha = 90^\circ$
$\frac{A_t}{S_t}$	$\geq \frac{\gamma_s * b_o}{0,9 * f_e} * (\tau_{uo} - 0,3k * f_{t28})$ avec $k=0$ cas il y a reprise de bétonnage	$\frac{cm^2}{cm}$	0,04
Pourcentage minimal d'armature			
$(\frac{A_t}{S_t})_{min}$	$\frac{0,4 * b_o}{f_e}$	$\frac{cm^2}{cm}$	0,02
$\frac{A_t}{S_t} > (\frac{A_t}{S_t})_{min}$ (ok)			
Diamètre des armatures transversales			
\emptyset_t	$\leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \emptyset l_{max} \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \end{array} \right.$	mm	10
Retenons $\emptyset_t = 6mm$			
Espacement minimal des aciers S_{to}			
S_{to}	$\leq A_t * \frac{1}{\frac{A_t}{S_t}}$ prenons pour A_t 1 cadre de HA6 et 1 épingle de HA6 totalisant une section de $0,57cm^2$	cm	10
Espacement maximal S_{tmax}			
S_{tmax}	$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0,9 * h \\ 40cm \end{array} \right.$	cm	40
Retenons $S_t = 15cm$			

1-5-3- Déterminons la charge transmise par la longrine LG3 au poteau P2 en fondation

La longrine a une longueur de 4,97m, avec une charge uniformément répartie et une largeur reprise de 4,88m.

- Charge au-dessus de la longrine

$$G = G_M$$

$$G_M = 3,40 * 3,84$$

$$G_M = 13,06kN/m$$

$G = 13,06\text{kN/m}$

- Charge Ultime Pu et de Service Pser

$$Pu = 1,35*G + 1,5*Q \text{ avec } Q = 0$$

$$Pu = 1,35*13,06 + 1,5*0$$

Pu = 17,63kN/m

$$Pser = G + Q$$

$$Pser = 13,06$$

Pser = 13,06kN/m

- Charge transmise

$$Ru = \frac{Pu*L}{2} = \frac{17,63*4,97}{2}$$

Ru = 43,81kN

$$Rser = \frac{Pser*L}{2} = \frac{13,06*4,97}{2}$$

Rser = 32,45kN

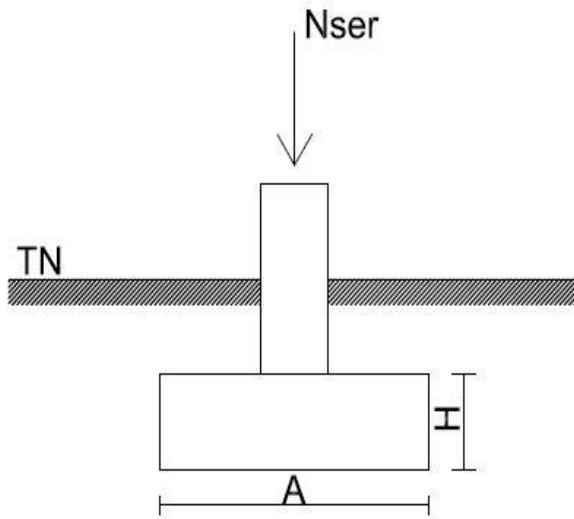
La charge transmit par la longrine au poteau de fondation est : **43,81kN**

1-6- ETUDE COMPLETE DE LA SEMELLE ISOLEE

Une semelle est un élément essentiel des fondations d'un bâtiment, conçue pour répartir les charges sur le sol de manière efficace. La semelle filante est un type de semelle qui s'étend sous toute la longueur d'un mur porteur permettant de diffuser les charges de manière uniforme sur le bon sol. En revanche, la semelle isolée est utilisée sous des poteaux ou des colonnes pour supporter des charges ponctuelles. Ces semelles peuvent être de forme carrée ou rectangulaire selon les besoins structuraux. Les semelles sont généralement réalisées en béton armé, un matériau qui combine le béton avec des armatures pour accroître sa résistance à la compression et à la traction. Elles jouent un rôle crucial dans la stabilité et la durabilité des structures en assurant une transmission efficace des charges du bâtiment au sol.

1-6-1- Détermination des dimensions de la semelle

- Charge en tête de la semelle



Dessin 14: Charge en tête de la semelle

$$N_{ser} = 233,27 + 73,02 + 4,04 * 0,20 * 0,20 * 25 + 81,09 + 32,45 + 0,20 * 0,20 * 25 * 2,2$$

$$N_{ser} = 426,07 \text{ kN}$$

- Calcul des dimensions de la semelle

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ avec } S = A * B$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A * B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ on sait que } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{B * a}{b} \text{ or } a = b$$

A: largeur de la semelle

B: longueur de la semelle

a: largeur du poteau

b: longueur du poteau

$$\frac{N_{ser}}{B^2} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{426,07 \cdot 10^3}{0,076}}$$

B ≥ 2,37m

Prenons **B = 250cm**

- Condition de rigidité

- Hauteur utile d

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{250 - 20}{4} \leq d \leq 250 - 20$$

$$\Rightarrow 58 \leq d \leq 230$$

Prenons **d =65cm**

- Hauteur total H

$$H = d + 5 = 65 + 5$$

H = 70cm

Soit une section de (250*250)cm² et d'une hauteur de 70cm.

1-6-2- Détermination de la section d'acier

$$Nu = 319,58 + 100,04 + 4,04 * 25 * 0,20 * 0,20 * 1,35 + 43,81 + 109,47 + 2,2 * 0,20 * 0,20 * 25 * 1,35$$

Nu = 381,32kN

$$A = \frac{Nu}{8} * \frac{B-b}{d*f_{ed}} \Rightarrow A = \frac{381,32 * 10^3}{8} * \frac{2500 - 200}{6500 - \frac{400}{1,15}}$$

A = 4,85cm²

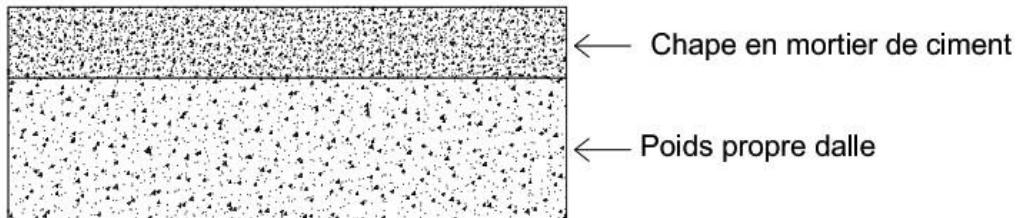
Choix d'armature : 7HA10 totalisant une section de 5,5cm². Mais contenus de la dimension de la semelle prenons comme choix d'armature 12HA10 totalisant une section de 9,42cm².

II- JUSTIFICATION DU RADIER PARTIEL AU NIVEAU DU VIDE TECHNIQUE

2-1- ETUDE DES ELEMENTS DU DALLAGE DU VIDE TECHNIQUE

2-1-1- Descente des charges et pré dimensionnement du dallage

2-1-1-1- Descente des charges sur le plancher



Dessin 15: Coupe sur dallage

- Charge Permanente

Poids propre dalle (**confère norme NF P 06-004 de mai 1977**) $3,75 \text{ kN/m}^2$

Chape en mortier de ciment $1,20 \text{ kN/m}^2$

TOTAL **$G = 4,95 \text{ kN/m}^2$**

- Charge d'exploitation

Plancher courant (Salle batterie): **$Q = 15,00 \text{ kN/m}^2$**

2-1-1-2- Pré dimensionnement du plancher

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$, avec L_x le plus petit côté et L_y le plus grand côté.

$$\alpha = \frac{1,83}{17,90} = 0,1$$

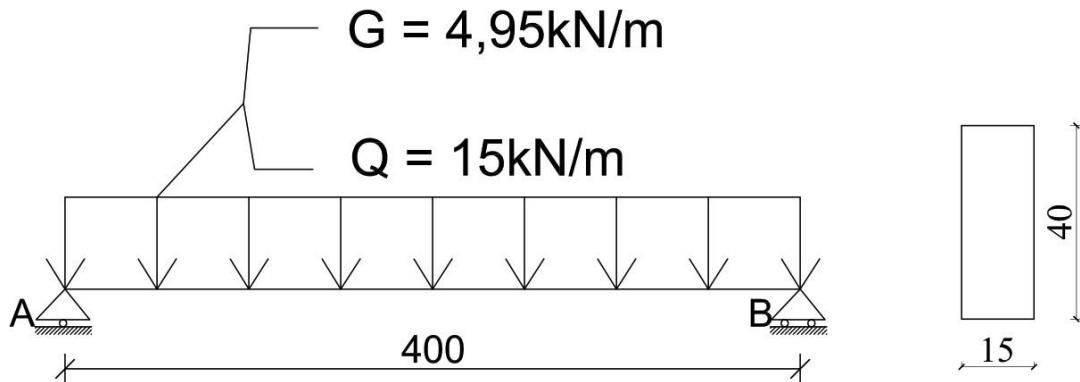
$\alpha < 0,4$ la dalle porte dans 1 directions donc sur 2 sens.

$$\frac{L}{35} \leq h_o \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{1,83}{35} \leq h_o \leq \frac{1,83}{30}$$

$$\Rightarrow 0,05 \leq h_o \leq 0,06$$

Prenons une dalle d'épaisseur 15cm.

2-1-1-3- Etude de la poutre A₇



Dessin 16: Schéma statique de la poutre A₇

2-1-1-3-1- Pré dimensionnement de la poutre A₇

Considérons pour le dimensionnement la poutre la plus chargée de façon isostatique.

- Hauteur de la poutre

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{8} \Rightarrow \frac{4}{12} \leq h \leq \frac{4}{8}$$

$$\Rightarrow 0,33 \leq h \leq 0,5$$

Prenons $h = 40\text{cm}$

- Base de la poutre

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 0,3*40 \leq b \leq 0,5*40$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 20$$

Prenons $b = 15\text{cm}$

Retenons une poutre de section $(15*40) \text{ cm}^2$

2-1-1-3-2- Descente des charges sur la poutre A₇

- La largeur reprise de la poutre L_r est de 1m.

$$G_P = G * L_r = 4,95 * 1$$

$$G_P = 4,95\text{kN/m}$$

$$Q_P = Q * L_r = 1 * 15$$

$$Q_P = 15\text{kN/m}$$

- Charge Ultime P_{uP} et de Service P_{serP}

$$P_{uP} = 1,35 * G_P + 1,5 * Q_P$$

$$= 1,35 * 4,95 + 1,5 * 15$$

$$P_{uP} = 29,18 \text{ kN/m}$$

$$P_{serP} = G_P + Q_P$$

$$= 4,95 + 15$$

$$P_{serP} = 19,95 \text{ kN/m}$$

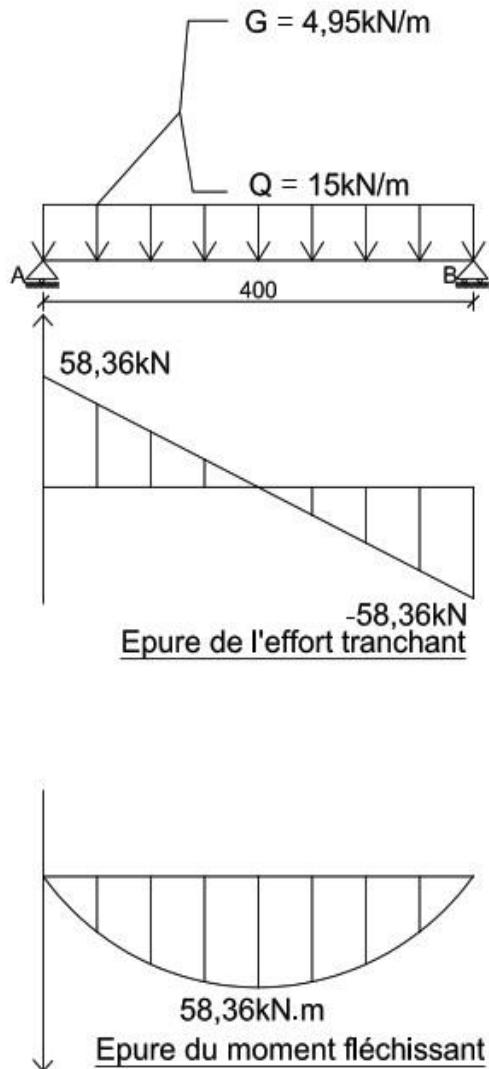
2-1-1-3-3- Détermination des sollicitations au niveau de l'appui

$$R_u = \frac{P_{uL}}{2} = \frac{29,18 * 4}{2}$$

$$\mathbf{R_u = 58,18 \text{ kN}}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{serL}}{2} = \frac{19,54 * 4}{2}$$

$$\mathbf{R_{ser} = 39,9 \text{ Kn}}$$



Dessin 17: Diagramme effort tranchant et moment fléchissant de la nervure

2-1-1-3-4- Dimensionnement de section d'armature dans la poutre

Tableau 16 : Dimensionnement de l'armature longitudinal

Dimensionnements	Formules	Unités	Valeurs
M_u	$\frac{P_u * L^2}{8}$	kN.m	58,36
M_{ser}	$\frac{P_{set} * L^2}{8}$	kN.m	39,9

μb_u	$\frac{Mu}{b * d^2 * f_{b_u}}$		0,212
γ	$\frac{Mu_{max}}{M_{ser_{max}}}$		1,46
μl_u	$10^{-4}(3440*\gamma + 49f_{c28} - 3050)*k*\theta$ avec $k = 1 - \frac{1-\theta}{0,85}$ et $\theta = 1$		0,319
$\mu b_u < 0,275$			
z_b	$d*(1-0,6*\mu b_u)$	m	0,31
$A_u = A$	$\frac{Mu}{z_b * f_{ed}}$	cm^2	5,41
Choix de l'armature	Retenons 4HA12, 2HA10 totalisant une section de 6,09cm²		
Vérification à l'ELS			
$\bar{\sigma}_{bc}$	0,6f _{c28}	MPa	15
$\bar{\sigma}_s$	Min $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2}f_e \\ 110 * \sqrt{\eta f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right\}$	MPa	201,63
Détermination de la position de l'axe neutre			
Y	$\frac{by^2}{2} - nA(d-y) = 0$	cm	15,1
I	$\frac{by^3}{2} - nA(d-y)$	m^4	$1,87 \cdot 10^{-3}$
Béton σ_b	$y * \frac{M_{ser}}{I}$	MPa	3,22
Acier σ_s	$n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y)$	MPa	66,9
Comparaison des contraintes			
Béton	$\sigma_b = 3,22 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	OK	
Acier	$\sigma_s = 66,9 < \bar{\sigma}_s = 201,63$	OK	

2-2- ETUDE COMPLETE DU POTEAU DU VIDE TECHNIQUE

2-2-1- Pré-dimensionnement du poteau vide technique

- Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}*l_f}{a} \text{ Avec } l_f = 0,7 * L_0 = 0,7 * 2,05 = 1,54m$$

Contenu de la section de la poutre qui passe au-dessus poteau est de $(15*40)\text{cm}^2$, prenons comme ‘’ $a = 15\text{cm}$ ’’ le côté du poteau et considérons un poteau de section carré

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}*1,54}{0,15} = 35,56$$

- Vérification:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}*l_f}{a} \Rightarrow a = \frac{2\sqrt{3}*l_f}{\lambda}$$

$$\Rightarrow a = \frac{2\sqrt{3}*1,54}{35,56}$$

$$a = 0,15\text{m} = 15\text{cm} (\text{OK})$$

$$\lambda = 35,56 < 50$$

2-2-2- Détermination de la section d'armature du poteau P3

2-2-2-1- Détermination de la section d'armature longitudinal

- Calculons B_r

$$B_r = (0,15 - 0,02)(0,15 - 0,02) = 0,0169\text{m}^2$$

$$B_r = 0,0169\text{m}^2$$

Calculons β

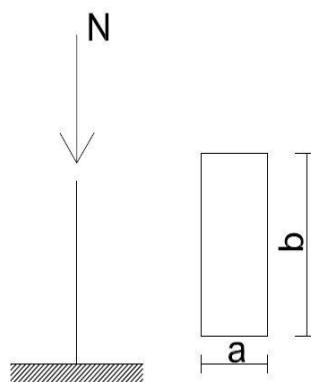
$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{35,56}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1,2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1,2}$$

$$\alpha = 0,708$$

- Charge venant en tête du Poteau



Dessin 18: Charge en tête du poteau du vide technique

$$N_u = 23,93 + 58,36 + 36,48$$

$$N_u = 118,87 \text{kN}$$

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} \right) * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left(\frac{118870}{0,708} - \frac{16900 * 25}{0,9 * 1,5} \right) * \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -4,2 \text{cm}^2$$

$A_s < 0$ considérons A_{smin} pour la determination de la section d'acier.

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{\frac{0,2B}{100}}{4\text{cm}^2} \right\} \Rightarrow A_{smin} = \max \left\{ \frac{\frac{0,2 * 0,15 * 0,15}{100}}{4\text{cm}^2} \right\} = \frac{4\text{cm}^2}{m}$$

$$A_{smin} = \frac{4\text{cm}^2}{m}$$

Choix de l'armature : Prenons 4HA12 totalisant une section de $4,52\text{cm}^2$

2-2-2-2- Détermination de la section d'armature transversal

- Diamètres des cadres

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset l_{max}}{3} \Rightarrow \emptyset_t \geq \frac{12}{3}$$

$$\emptyset_t \geq 4\text{mm}$$

Prenons $\emptyset_t = 6\text{mm}$

- Espacement des armatures transversales

- En zone courante

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40\text{cm} \\ (a + 10) \\ 15\emptyset_l \end{cases} \Rightarrow S_t \leq \min \begin{cases} 40\text{cm} \\ 25\text{cm} \\ 18\text{cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq 18\text{cm}$$

Prenons $S_t = 15\text{cm}$

- En zone de recouvrement

$$Lr = 0,6 * Ls \text{ avec } Ls = 40 * \emptyset l$$

$$Lr = 0,6 * 40(1,2)$$

$$Lr = 28,8\text{cm}$$

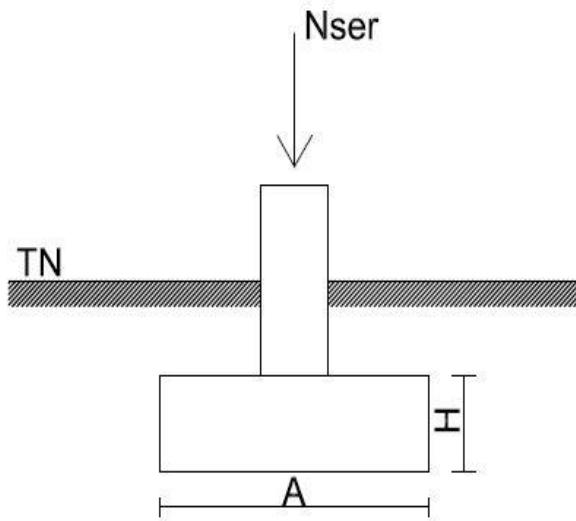
$$S'_t = \frac{Lr - 6}{2} = \frac{28,8 - 6}{2}$$

$$S_t' = 11,4\text{cm}$$

Prenons $S_t' = 15\text{cm}$

2-3- ETUDE DE LA SEMELLE ISOLEE S2

- Dimensions de la semelle
- Charge en tête de la semelle



Dessin 19: Charge en tête de la semelle

$$N_{ser} = 39,9 + 24,94 + 16,36 + 2,05 \cdot 0,15 \cdot 0,15 \cdot 25 \cdot 1,5$$

$$\mathbf{N_{ser} = 82,92\text{Kn}}$$

- Calcul des dimensions de la semelle

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ avec } S = A \cdot B$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ on sait que } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ or } a = b \Rightarrow A = B$$

A: largeur de la semelle

B: longueur de la semelle

a: largeur du poteau

b: longueur du poteau

$$\frac{N_{ser}}{A^2} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{82,92 \cdot 10^3}{0,076}}$$

$A \geq 1044,5 \text{ mm} \Rightarrow A \geq 104,45\text{cm}$

Prenons **A = 110cm**

- Condition de rigidité
 - Hauteur utile d

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{110 - 15}{4} \leq d \leq 110 - 15$$
$$\Rightarrow 23,75 \leq d \leq 95$$

Prenons **d = 40cm**

- Hauteur total H

$$H = d + 5 = 40 + 5$$

H = 45cm

Soit une semelle de section de $(110*110)\text{cm}^2$ et d'une hauteur de 45cm.

2-4- JUSTIFICATION DU RADIER

Le choix du radier partiel découle du chevauchement des semelles isolées calculées en fondation qui sont de $250*250\text{cm}^2$ au niveau du Poteau le plus chargé et de $110*110\text{cm}^2$ au niveau du vide technique. Ce chevauchement potentiel des semelles pourrait compromettre la répartition uniforme des charges et la stabilité structurelle.

Au-delà du chevauchement des semelles, ce choix est justifié par la nécessité de rendre étanche le sous-sol (vide technique) en optant pour un radier partiel et des voiles en béton armé hydrofuge. Ce radier permet donc de répartir les charges de manière homogène sur l'ensemble de la surface sol, assurant ainsi une meilleure stabilité.

CHAPITRE 3 : Analyse des résultats

La réalisation d'un ouvrage en génie civil requiert des études techniques approfondies pour garantir sa stabilité et sa sécurité. Dans le cadre de notre étude, nous avons effectué des calculs détaillés sur les éléments porteurs en suivant les normes du BAEL. Les résultats de ces calculs sont essentiels pour assurer que les structures respectent les exigences de performance et de sécurité.

Les résultats des calculs ont été soigneusement analysés et montrent les caractéristiques et les spécifications nécessaires pour les dalles, les poutres, poteaux et semelles de l'ouvrage. Les données obtenues incluent les moments fléchissant, les efforts tranchants, les charges axiales, et la section des armatures, permettant ainsi de vérifier la conformité aux normes en vigueur.

Les plans d'exécution basés sur ces résultats seront présentés en annexes. Ces documents détaillent la mise en œuvre des éléments porteurs conformément aux calculs effectués, assurant ainsi le respect des exigences techniques et normatives pour la réalisation de l'ouvrage.

3-1- LES ELEMENTS CONSTITUANTS LE PLANCHER

- Plancher

Dans le cadre de notre étude, le plancher haut est constitué d'une dalle à corps creux d'une épaisseur totale de 20 cm (15+5). Le plancher bas du vide technique est constitué d'une dalle pleine d'une épaisseur de 15 cm.

3-1-1- Nervure N02

Tableau 17 : Récapitulatif sur la nervure

Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	Au (cm ²)	Choix
19,91	14,53	3,33	3HA12

À l'issue de notre étude sur la nervure, nous avons déterminé les dimensions géométriques suivantes : une épaisseur de la larme de 10 cm (bo) et une hauteur de 20 cm (h), ainsi qu'une section d'armature composée de 3HA12.

3-1-2- Poutre A2

Tableau 18 : Récapitulatif sur la poutre A2

Mu _{maxapp} (kN.m)	Mu _{maxt} (kN.m)	Mser _{maxapp} (kN.m)	Mser _{maxt} (kN.m)	Au _{app} (cm ²)	Au _t (cm ²)	Choix Au _{app}	Choix Au _t
192,64	179,99	140,61	130,43	12,04	11,01	9HA12 et 3HA10	9HA12 et 3HA10
St = 20cm							

À l'issue de notre étude sur la poutre A2, nous avons déterminé les dimensions géométriques suivantes : une base de 20cm (b) et une hauteur de 60cm (h), ainsi qu'une section d'armature composée de :

- 11,01cm² en travée avec un choix de 9HA12 et 3HA10.
- 12,04cm² sur appui avec un choix de 9HA12 et 3HA10.

3-2- POTEAU P2

3-2-1- Poteau P2 RDC

Tableau 19 : Récapitulatif sur Poteau RDC

Poteau	Nu (kN)	As (cm ²)	Comparaison	Choix d'armature	
				As	Section choisir en (cm ²)
RDC	419,62	3,81	A _s < A _{min} < A _{max}	6HA12	6,79

À l'issue de notre étude sur le poteau, nous avons déterminé qu'il s'agit d'un poteau à section carrée, avec une section d'armature longitudinale de 4 cm²/m par longueur de la paroi, avec un choix de 6HA12.

3-2-2- Poteau de Fondation P2

Tableau 20 : Récapitulatif sur Poteau de fondation

Poteau	Nu (kN)	As (cm ²)	Comparaison	Choix d'armature	
				As	Section choisir en (cm ²)
Fondation	578,35	5,91	$A_{\min} < A_s < A_{\max}$	6HA12	6,79
St = 15cm, $\emptyset_t = 6mm$					

À l'issue de notre étude sur le poteau, nous avons déterminé qu'il s'agit d'un poteau à section carrée, avec une section d'armature longitudinale de 5,91cm², avec un choix de 6HA12.

3-3- LONGRINE LG2

Tableau 21 : Récapitulatif sur la longrine LG2

Mu _{maxapp} (kN.m)	Mu _{maxt} (kN.m)	Mser _{maxapp} (kN.m)	Mser _{maxt} (kN.m)	Au _{app} (cm ²)	Au _t (cm ²)	Choix Au _{app}	Choix Au _t
65,98	61,67	48,87	45,68	4.04	4	9HA8	9HA8
St = 15cm							

À l'issue de notre étude sur la longrine LG2, nous avons déterminé les dimensions géométriques suivantes : une base de 20cm (b) et une hauteur de 55cm (h), ainsi qu'une section d'armature composée de :

- 4cm² en travée avec un choix de 9HA8.
- 4.04cm² sur appui avec un choix de 9HA8.

3-4- SEMELLE S2

Tableau 22 : Récapitulatif sur la semelle S2

Semelle	Nu (kN)	As (cm ²)	Choix
S2	426,07	4,85	12HA10

À l'issue de notre étude sur la semelle, nous avons déterminé qu'il s'agit d'une semelle à section rectangulaire de dimension 250*250cm² et de hauteur H = 70cm, avec une section d'armature de 4.85cm², avec un choix de 12HA10.

3-5- LES ELEMENTS DU VIDE TECHNIQUE

3-5-1- Poutre A7

Tableau 23 : Récapitulatif sur la Poutre A7

Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	Au (cm ²)	Choix
58,36	39,9	5,41	2HA10 et 4HA12

À l'issue de notre étude sur la poutre A7, nous avons déterminé les dimensions géométriques suivantes : une base de 15cm (b) et une hauteur de 40cm (h), ainsi qu'une section d'armature 5,41cm² avec un choix de 2HA10 et 4HA12.

3-5-2- Poteau P3

Tableau 24 : Récapitulatif sur le poteau P3

Poteau	Nu (kN)	As (cm ²)	Comparaison	Choix d'armature	
				As	Section choisir en (cm ²)
P3	118,87	-4,2	$A_s < A_{min}$ $< A_{max}$	4HA12	4,52
St = 15cm					

À l'issue de notre étude sur le poteau, nous avons déterminé qu'il s'agit d'un poteau à section carrée, avec une section d'armature longitudinale de 4 cm²/m par longueur de la paroi, avec un choix de 4HA12.

3-5-3- Semelle S3

À l'issue de notre étude sur la semelle, nous avons déterminé qu'il s'agit d'une semelle à section rectangulaire, de dimension 110*110cm² et de hauteur H = 45cm.

L'analyse des deux semelles révèle qu'un radier général est nécessaire pour le vide technique. Cela est dû au chevauchement de plus de la moitié des semelles et de la nécessité à rendre étanche le vide technique.

CONCLUSION

Ce mémoire a permis d'effectuer une étude technique approfondie des éléments porteurs du bâtiment de commande du poste 161/63/20 kV de Gakpé, en mettant un accent particulier sur le dimensionnement des structures en béton armé selon les normes en vigueur, notamment le BAEL 91 modifié 99. Cette démarche a permis de vérifier la capacité portante des différents éléments structurels et d'assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Les analyses ont concerné plusieurs aspects essentiels : la descente de charges, la répartition des efforts, le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants, ainsi que le dimensionnement des poutres, poteaux, longrines et semelles. Les différents calculs effectués ont permis de garantir une conception optimale respectant les exigences de résistance et de servabilité.

L'adoption d'un plancher à corps creux a été justifiée par sa capacité à réduire le poids propre de la structure tout en conservant une répartition efficace des charges. Par ailleurs, l'étude des fondations a montré l'importance de prendre en compte les données géotechniques pour assurer une assise stable et limitant les tassements différentiels.

Ce travail met en évidence la nécessité d'une approche rigoureuse dans le calcul et la conception des structures, en intégrant à la fois les contraintes réglementaires et les spécificités du site. Il constitue ainsi une référence utile pour les ingénieurs et concepteurs souhaitant optimiser la résistance et la durabilité des bâtiments.

Dans une perspective d'amélioration, des analyses plus poussées pourraient être réalisées en intégrant les effets dynamiques et sismiques, ainsi que l'utilisation d'outils de simulation avancés pour affiner les modélisations structurelles. L'optimisation des matériaux et l'intégration de techniques innovantes de construction pourraient également constituer des axes de recherche futurs pour améliorer les performances structurelles tout en réduisant l'impact environnemental de telles infrastructures.

ANNEXES 1: Plans d'architectures

ANNEXES 2: Plans d'exécutions

TABLE DES MATIERES

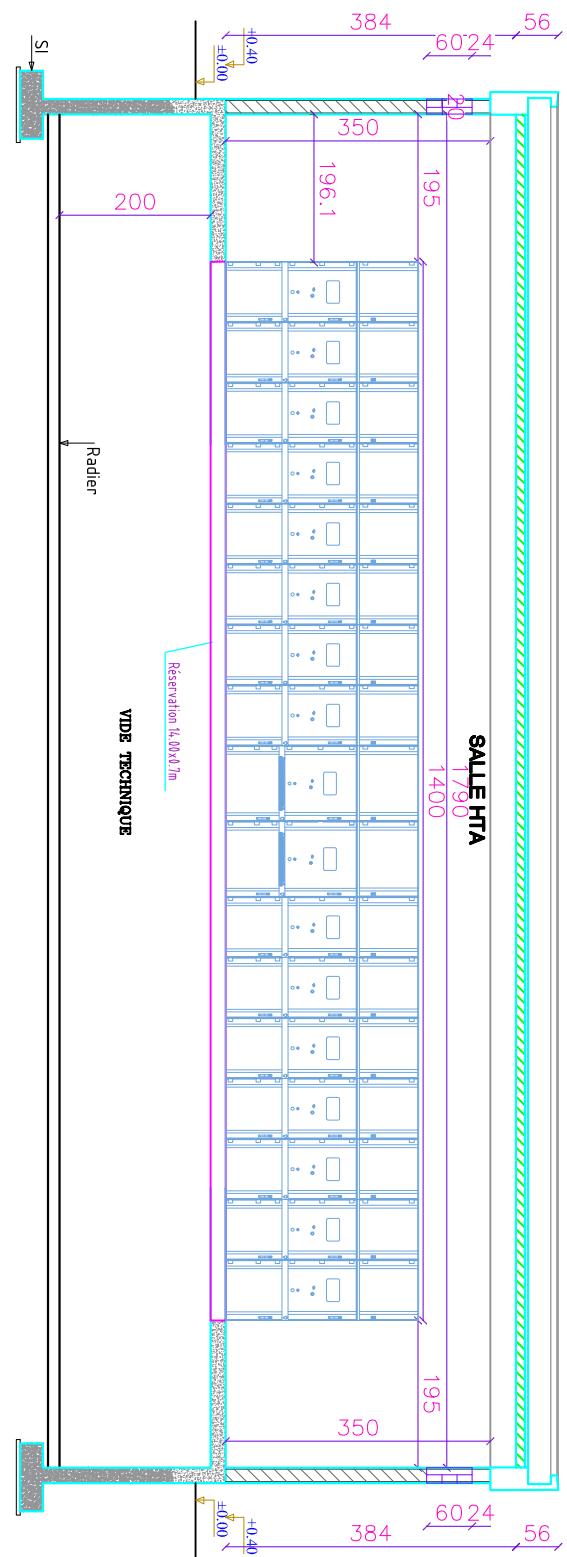
Dédicace	i
Liste des tableaux	ii
Liste des figures	iv
Remerciements	vii
Listes des abréviations et sigles	ix
RESUME.....	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 : Généralité	3
I- PRESENTATION DU PROJET EXECUTE.....	3
1-1- Présentation du projet	3
1-1-1- Description architecturale	3
1-1-2- Répartition des locaux	4
1-1-3- Description Structurale	5
1-1-4- Le mode de transmission des charges	6
1-2- OBJECTIF GENERAL.....	6
1-2-1- Objectif général du projet étudié	6
1-2-2- Objectif général de notre étude	6
1-3- OBJECTIFS SPECIFIQUES.....	7
II- METHODOLOGIE ET OUTILS DE TRAVAIL	7
CHAPITRE 2 : Dimensionnement du bâtiment	8
I- ETUDE DU BATIMENT.....	8
1-1- HYPOTHESES DE CALCUL	8
1-1-1- Normes et règlementations	8
1-1-2- Béton	8
1-1-3- Acier	8
1-1-4- Géotechnique.....	9
1-1-5- Conditions d'exécution	9
1-2- BUT DU PRE DIMENSIONNEMENT ET NOTION DE LA DESCENTE DES CHARGES	9
1-2-1 But du Pré-dimensionnement	9
1-2-2 Notion de descente des charges	9
1-3- ETUDE DES ELEMENTS DU PLANCHER	10

1-3-1	Descente des charges et pré-dimensionnement du plancher	10
1-3-2	Etude de la nervure	11
1-3-3	Etude de la poutre	15
1-3-4	Détermination de la charge transmise par la poutre principale A4 au poteau le plus chargé.....	24
1-4-	ETUDE COMPLETE DE POTEAU P2	29
1-4-1	Pré-dimensionnement du poteau RDC	29
1-4-2	Pré-dimensionnement du poteau de fondation	30
1-4-3-	Détermination de la section d'armature du poteau de fondation	32
1-5-	ETUDE DE LA LONGRINE.....	33
1-5-3-	Déterminons la charge transmise par la longrine LG3 au poteau P2 en fondation	43
1-6-	ETUDE COMPLETE DE LA SEMELLE ISOLEE	44
1-6-1-	Détermination des dimensions de la semelle	45
1-6-2-	Détermination de la section d'acier	46
II-	JUSTIFICATION DU RADIER PARTIEL AU NIVEAU DU VIDE TECHNIQUE..	47
2-1-	ETUDE DES ELEMENTS DU DALLAGE DU VIDE TECHNIQUE	47
2-1-1-	Descente des charges et pré dimensionnement du dallage.....	47
2-2-	ETUDE COMPLETE DU POTEAU DU VIDE TECHNIQUE	51
2-2-1-	Pré-dimensionnement du poteau vide technique	51
2-2-2-	Détermination de la section d'armature du poteau P3	52
2-3-	ETUDE DE LA SEMELLE ISOLEE S2	54
2-4-	JUSTIFICATION DU RADIER.....	55
	CHAPITRE 3 : Analyse des résultats.....	56
3-1-	LES ELEMENTS CONSTITUANTS LE PLANCHER	56
3-1-1-	Nervure N02	56
3-1-2-	Poutre A2.....	57
3-2-	POTEAU P2	57
3-2-1-	Poteau P2 RDC	57
3-2-2-	Poteau de Fondation P2	58
3-3-	LONGRINE LG2.....	58
3-4-	SEMELLE S2.....	58
3-5-	LES ELEMENTS DU VIDE TECHNIQUE	59
3-5-1-	Poutre A7.....	59
3-5-2-	Poteau P3	59

3-5-3- Semelle S3.....	59
CONCLUSION.....	60
ANNEXES 1: Plans d'architectures	61
ANNEXES 2: Plans d'exécutions.....	62
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	66

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

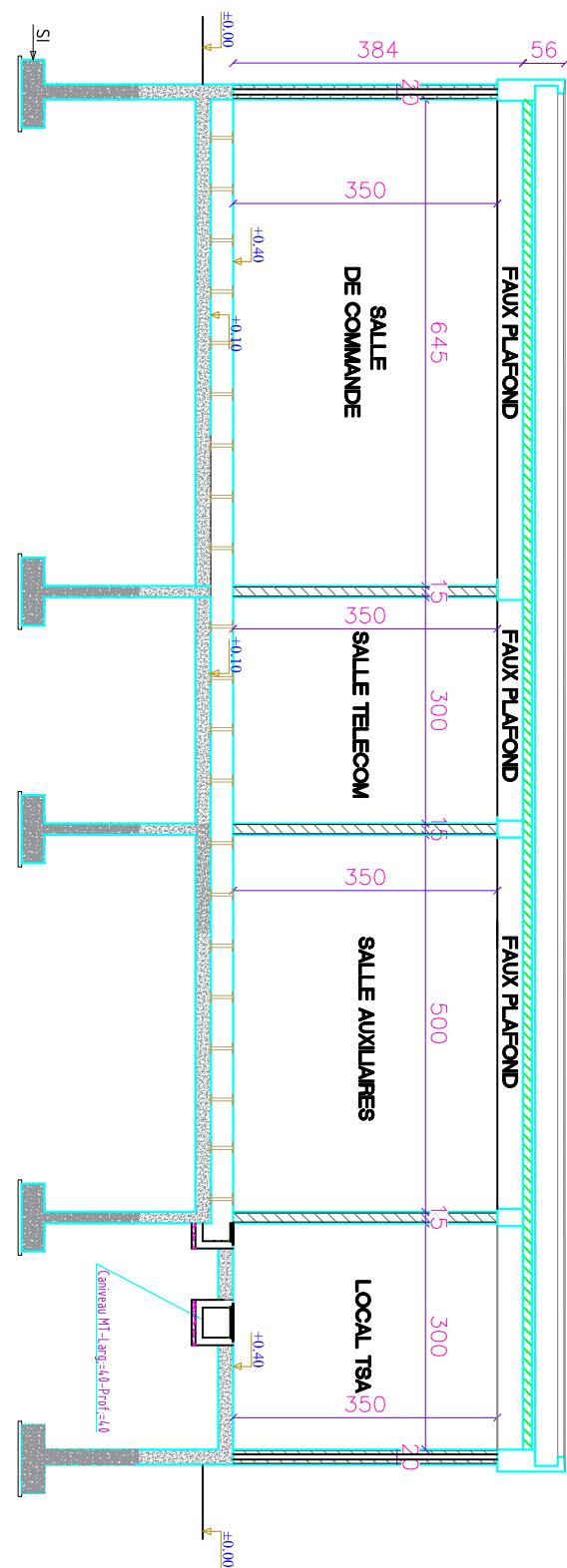
- Cours de RDM, calcul des structures hyperstatiques par la méthode des trois moments de Dr Guy Oyéniran ADEOTI, à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).
- Cours de Béton Armée, année de licence de Dr. Abdelhakim ZENDAOUI.
- Cours de Béton Armée, calcul de sections en béton armée soumis à la flexion simple de L. LAMOUCHI à l'université de Bba.
- JEAN PERCHAT (1998), pratique de BAEL 91modifié 99 cours et exercices corrigés, Editions EYROLLES, 4^{ème} Edition.



Structure: Poste SBEE

Plan: Coupe A-A

Echelle: 1:100



The diagram shows a rectangular metal frame structure with a grid of horizontal and vertical red lines. The frame has a height of 645 and a width of 500. The top edge is labeled with dimension 204. The left edge is labeled with dimension 204 at the top and 300 at the bottom. The right edge is labeled with dimension 204 at the top and 300 at the bottom. The bottom edge is labeled with dimension 204. The top-left corner is labeled with dimension 15x15. The top-middle section is labeled with dimension 20x15. The top-right corner is labeled with dimension 15x15. The middle-left section is labeled with dimension 20x15. The middle section is labeled with dimension 2x18. The middle-right section is labeled with dimension 20x15. The bottom-left section is labeled with dimension 9x15. The bottom-middle section is labeled with dimension 15x15. The bottom-right section is labeled with dimension 9x15. The frame is divided into several sections by vertical lines. Labels A through E are positioned at the top, bottom, and middle sections. Label A is at the top-left, B is at the top-middle, C is at the top-right, D is at the bottom-middle, and E is at the bottom-right. Each label is connected to a specific section of the frame. There are also several circular callouts with numbers: (1) at the top center, (2) at the top right, (3) at the middle right, (4) at the middle center, (5) at the middle left, (6) at the top left, (7) at the bottom left, (8) at the bottom right, (9) at the middle left, (10) at the middle right, (11) at the bottom left, (12) at the bottom right, (13) at the bottom center, (14) at the middle center, (15) at the top right, (16) at the middle right, and (17) at the bottom right.

Pos	Armature	Forme
1	6HA8 1 = 120	↙ ↘ ↙ ↘ ↙ ↘
2	109HA6 1 = 85	↙ ↘ ↙ ↘ ↙ ↘
3	109HA6 1 = 145	↙ ↘ ↙ ↘ ↙ ↘
4	3HA8 1 = 1055	↙ ↘ ↙ ↘ ↙ ↘
5	3HA8 1 = 1055	↙ ↘ ↙ ↘ ↙ ↘
6	3HA8 1 = 350	↙ ↘ ↙ ↘ ↙ ↘
7	109HA6 1 = 55	↙ ↘ ↙ ↘ ↙ ↘

Tenue au Feu OH

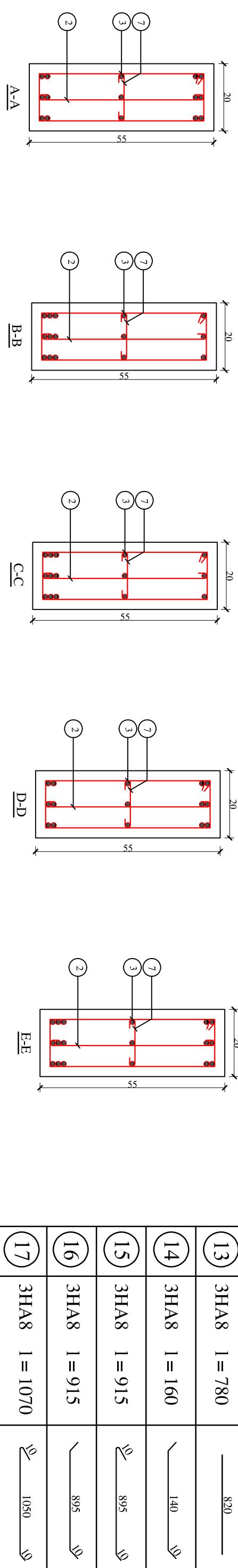
Structure : Poste SBE

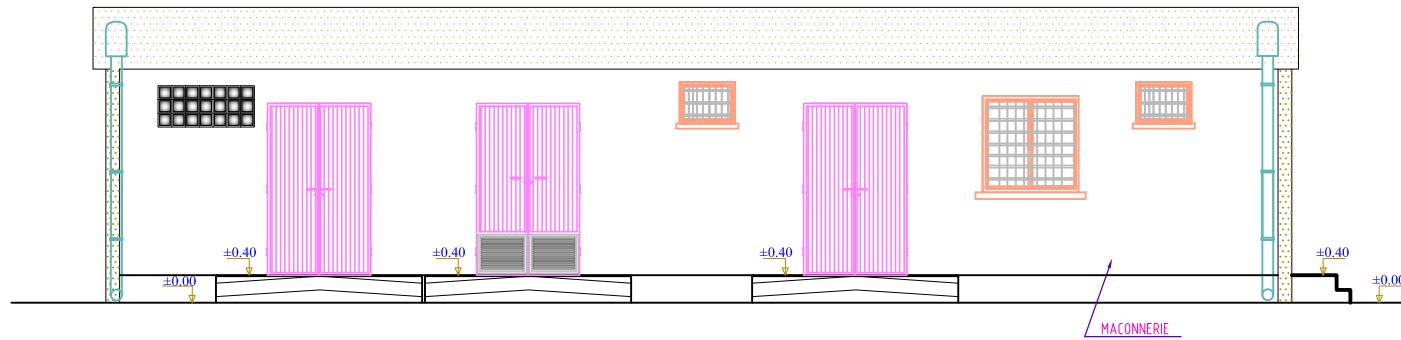
Ferraillage de la Longrine

Fissuration Peu Préjudiciable

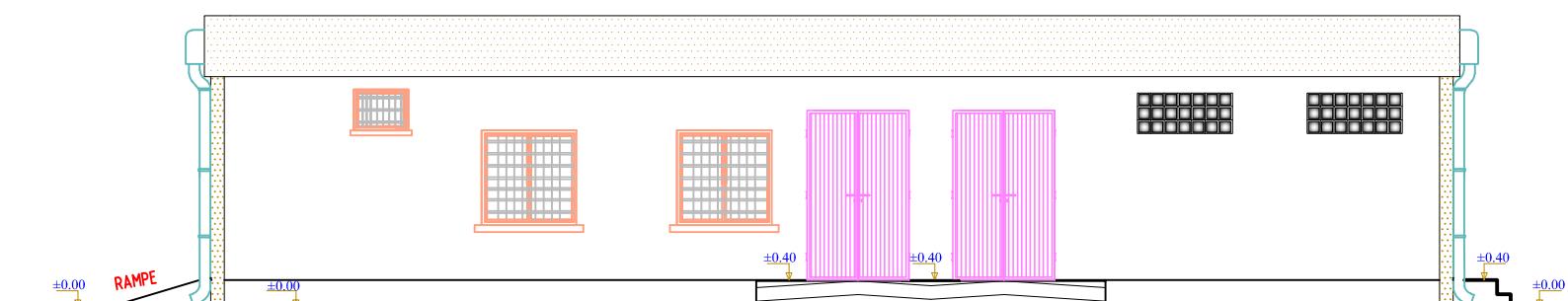
Poutre : LG2

Section : 20x55

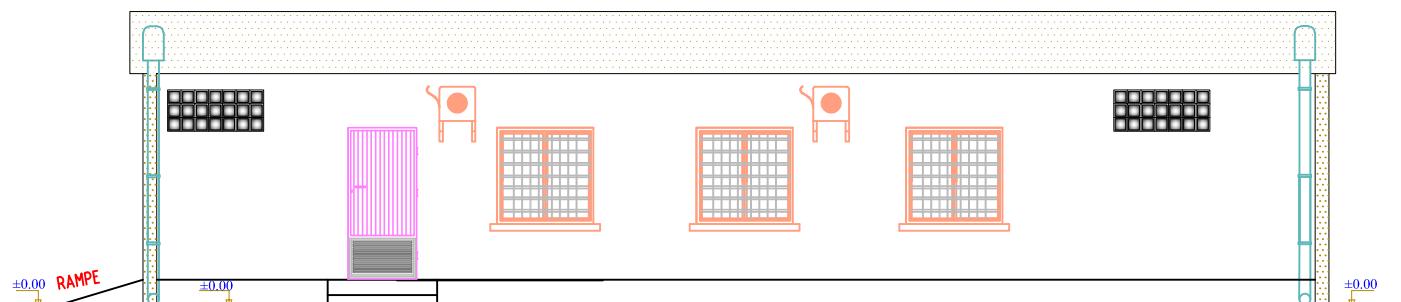




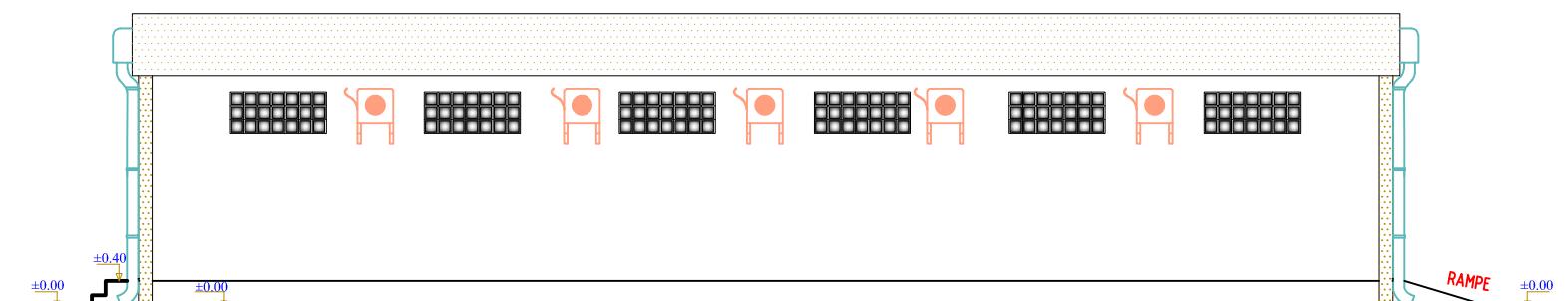
FACADE A



FACADE B



FACADE C

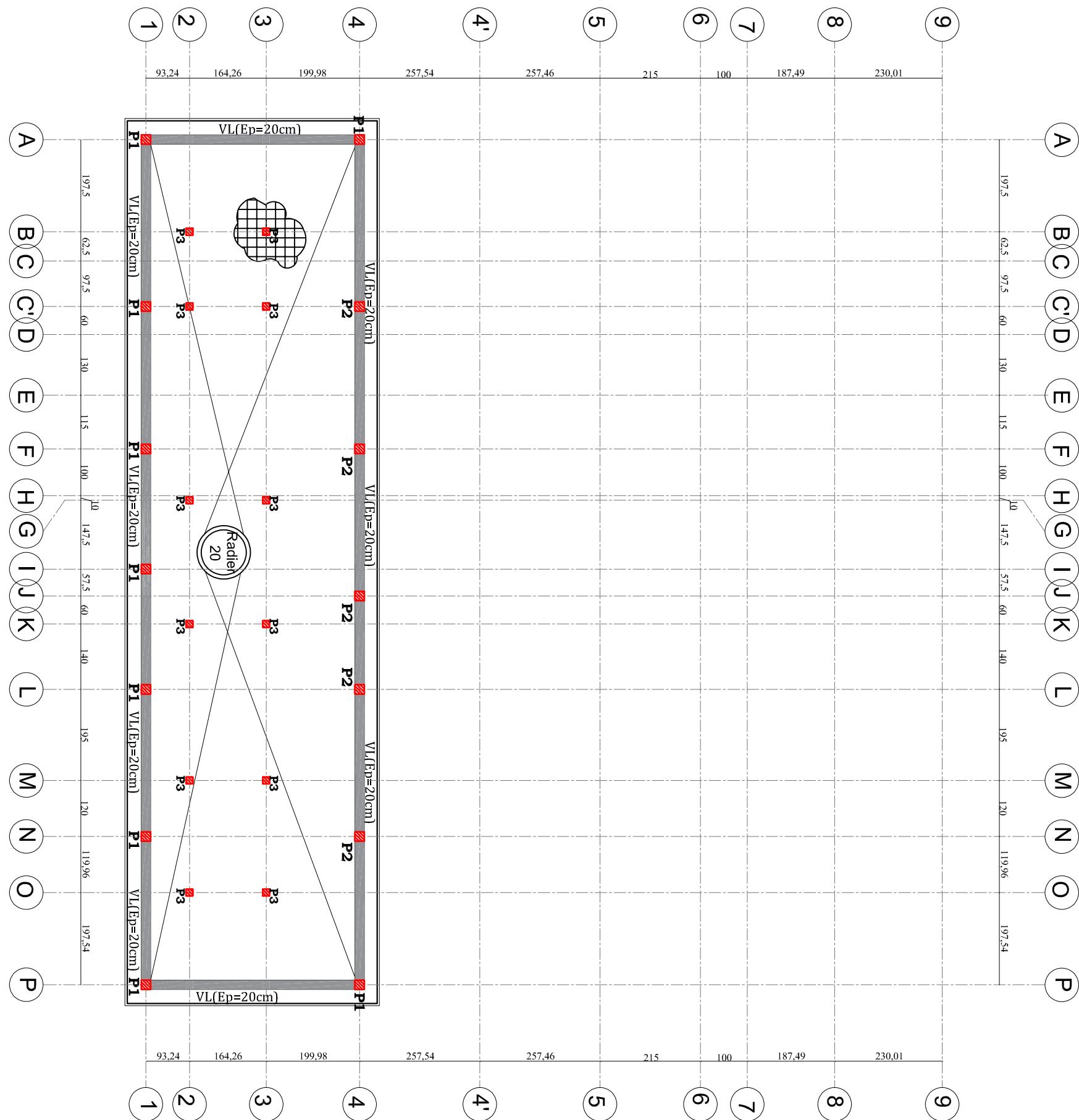


FACADE D

Structure: Poste SBEE

Plan: Façades

Echelle: 1:110



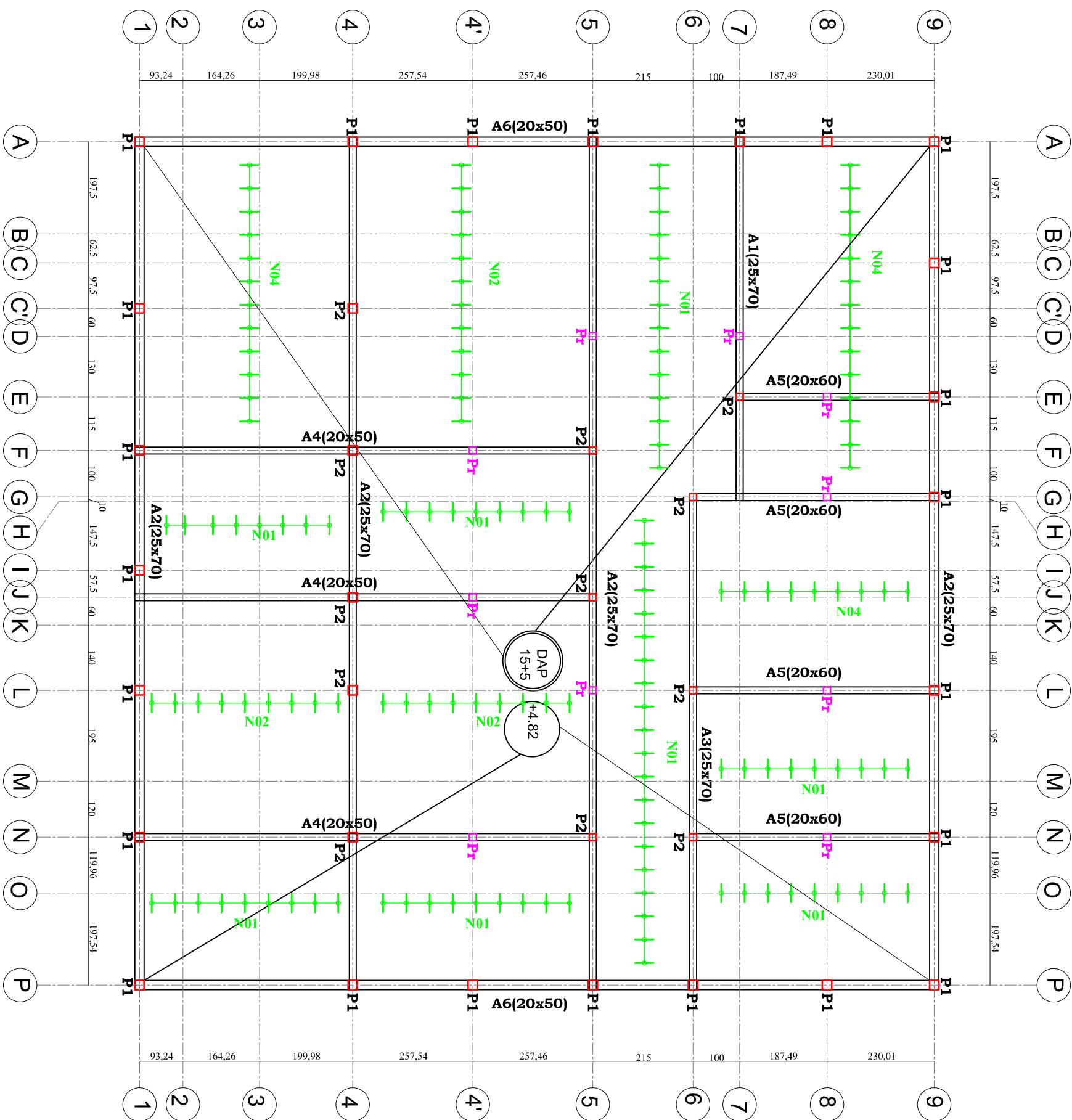
LEGENDE:

- Poteau continu
- ▨ Poteau démarquant
- Poteau s'arrêtant

Structure : Poste SBE

Plan : Fondation -2.00m

Echelle : 1/100



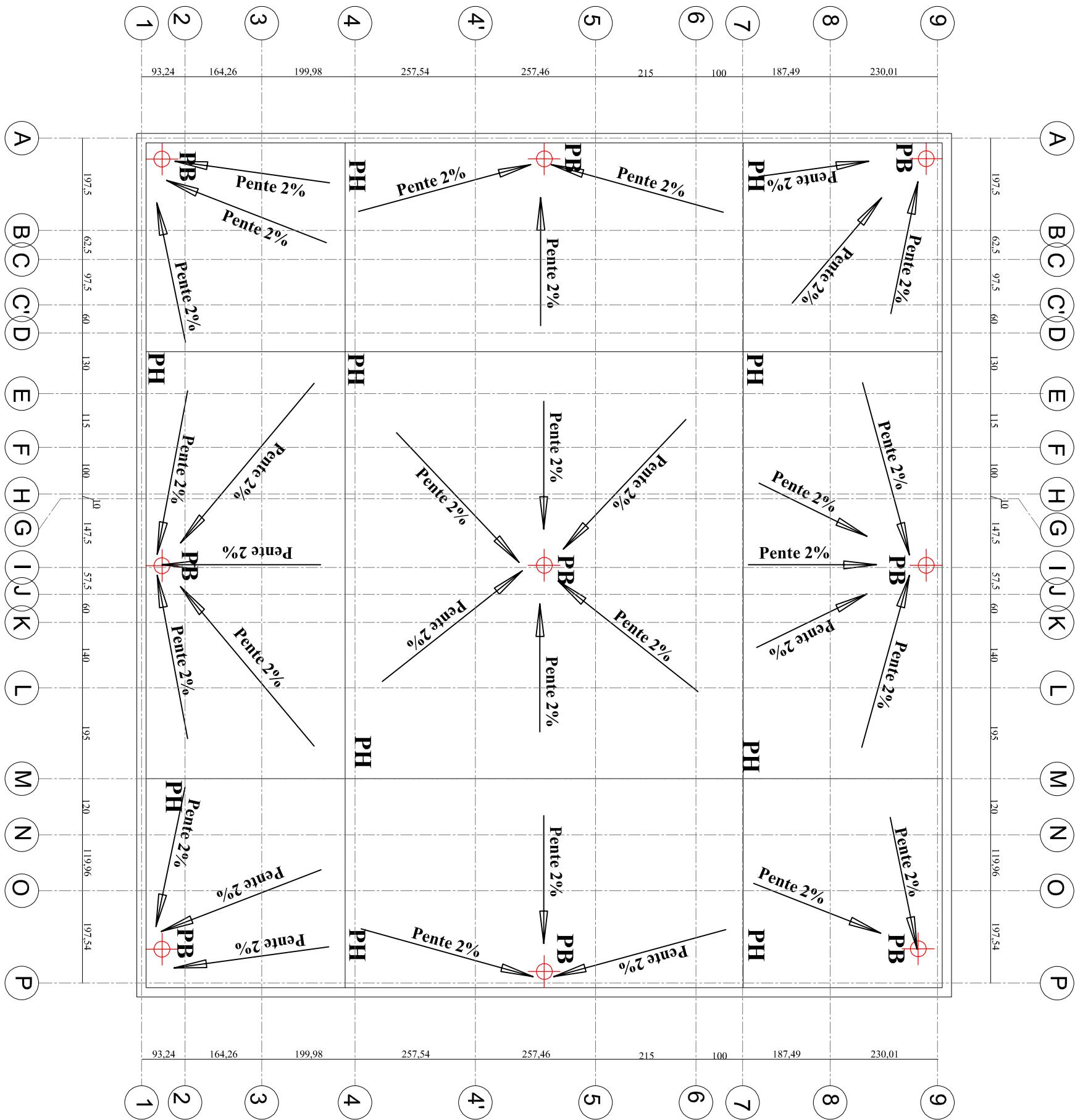
LEGENDE:

- Poteau continu
- Pr : Poteau raidisseur

Structure: Poste SBEE

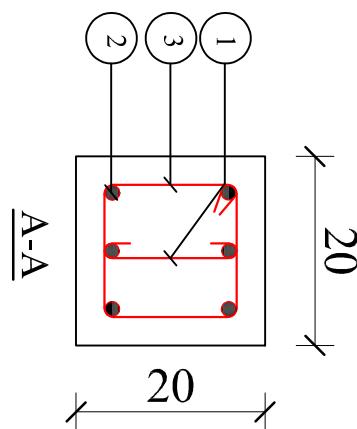
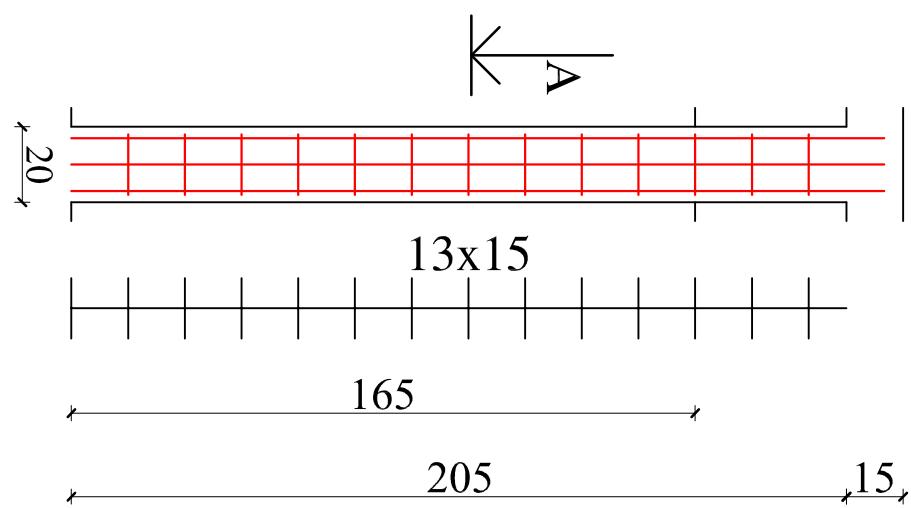
Plan: Poutraison Plancher haut

Echelle: 1:100



Structure: Poste SBEF
Plan: Toiture
Echelle: 1:100

Pos	Armature	Forme
1	13HA6 1 = 35	$\frac{d_0}{15}$
2	6HA12 1 = 215	$\frac{215}{15}$
3	13HA6 1 = 80	$\frac{80}{14}$



Structure : Poste SBEE

Poteau : P2

Béton : 25MPa

Surface du Coffrage : 1.30m²

Enrobage : 3cm

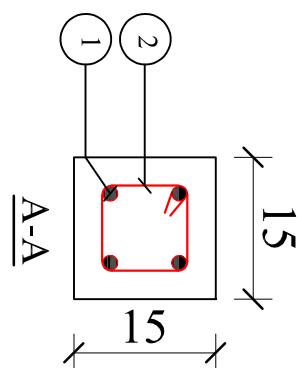
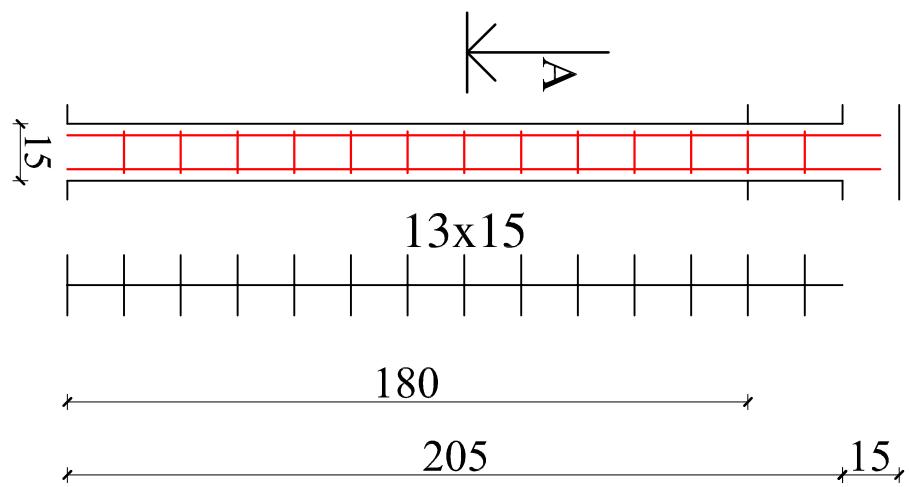
Echelle pour la vue : 1:20

Echelle pour la section : 1:8

Ferraillage du Poteau de Fondation

Section : 20x20

Pos	Armature	Forme
1	4HA12 1 = 215	— 215
2	13HA6 1 = 60	□ 9



Structure : Poste SBE

Poteau : P3

Béton : 25MPa

Surface du Coffrage : 1.08m2

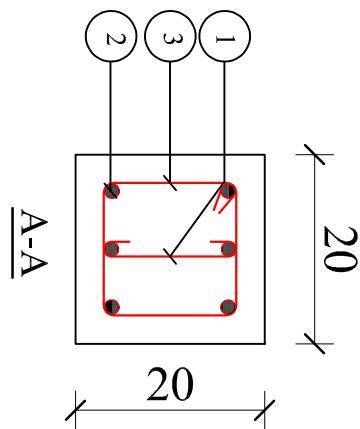
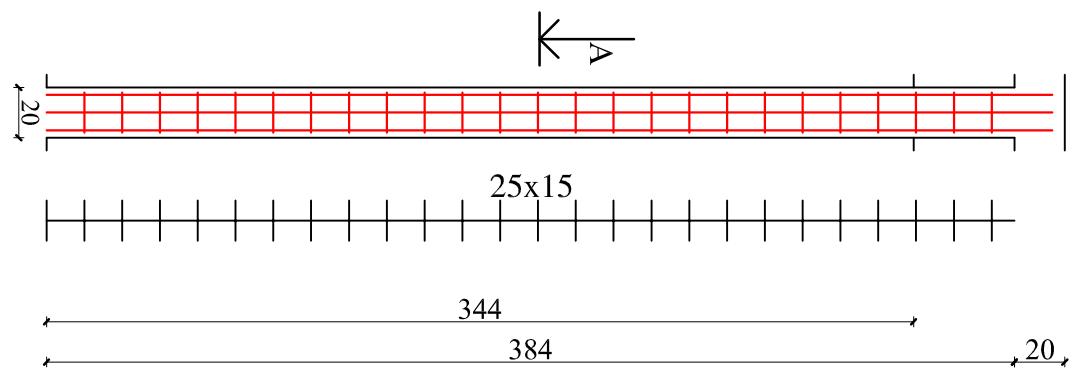
Enrobage : 3cm

Echelle pour la vue : 1:20

Echelle pour la section : 1:8

Ferrailage du Poteau du Vide Technique

Section : 15x15



Pos	Armature	Forme
(1)	25HA6 1 = 35	
(2)	6HA12 1 = 400	
(3)	25HA6 1 = 80	

Structure : Poste SBEE

Poteau : P2

Béton : 25MPa

Surface du Coffrage : 2.75m²

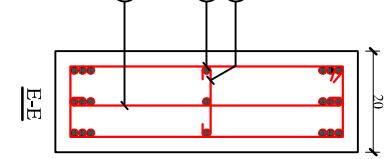
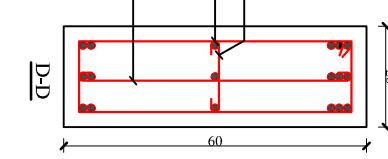
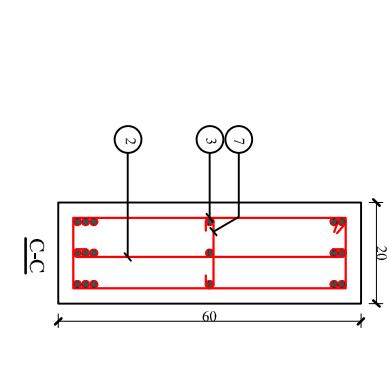
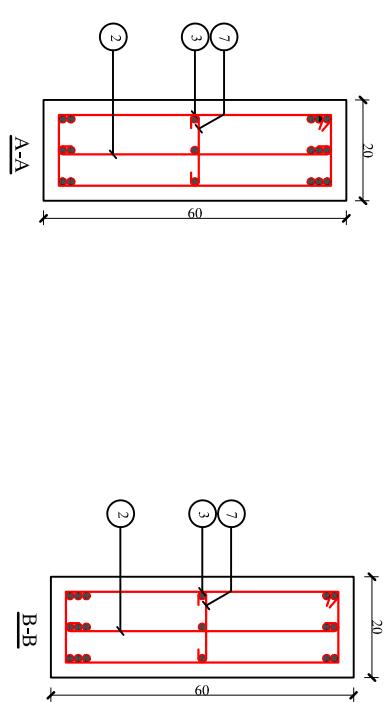
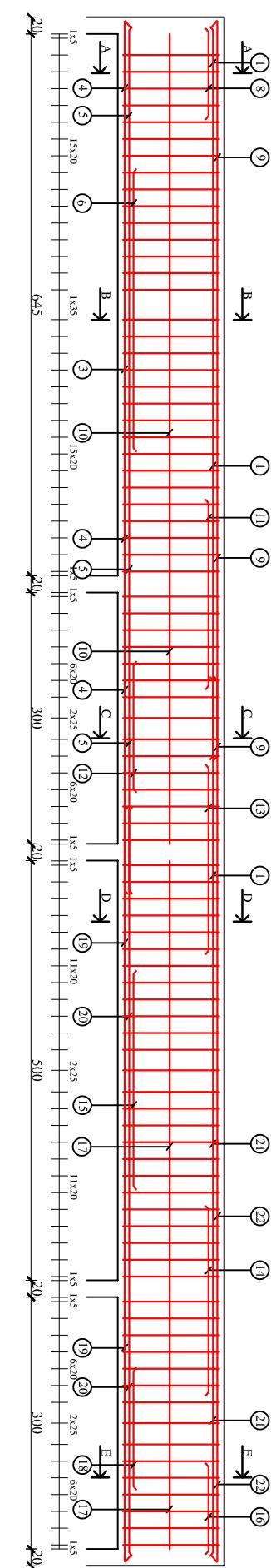
Enrobage : 3cm

Echelle pour la vue : 1:30

Echelle pour la section : 1:8

Ferraillage du Poteau RDC

Section : 20x20



Tenu au Feu 0H

Fissuration Peu Préjudiciable

Reprise de Bétonnage : Oui

Béton : 25MPa

Structure : Poste SBEE

Poutre : A2

Enrobage inférieur : 3cm
Enrobage latéral : 3cm

Enrobage supérieur : 3cm

Echelle pour la vue : 1:75

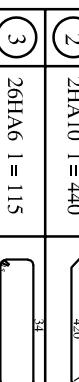
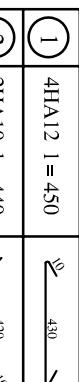
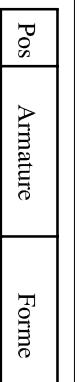
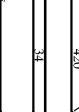
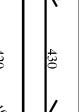
Echelle pour la section : 1:15

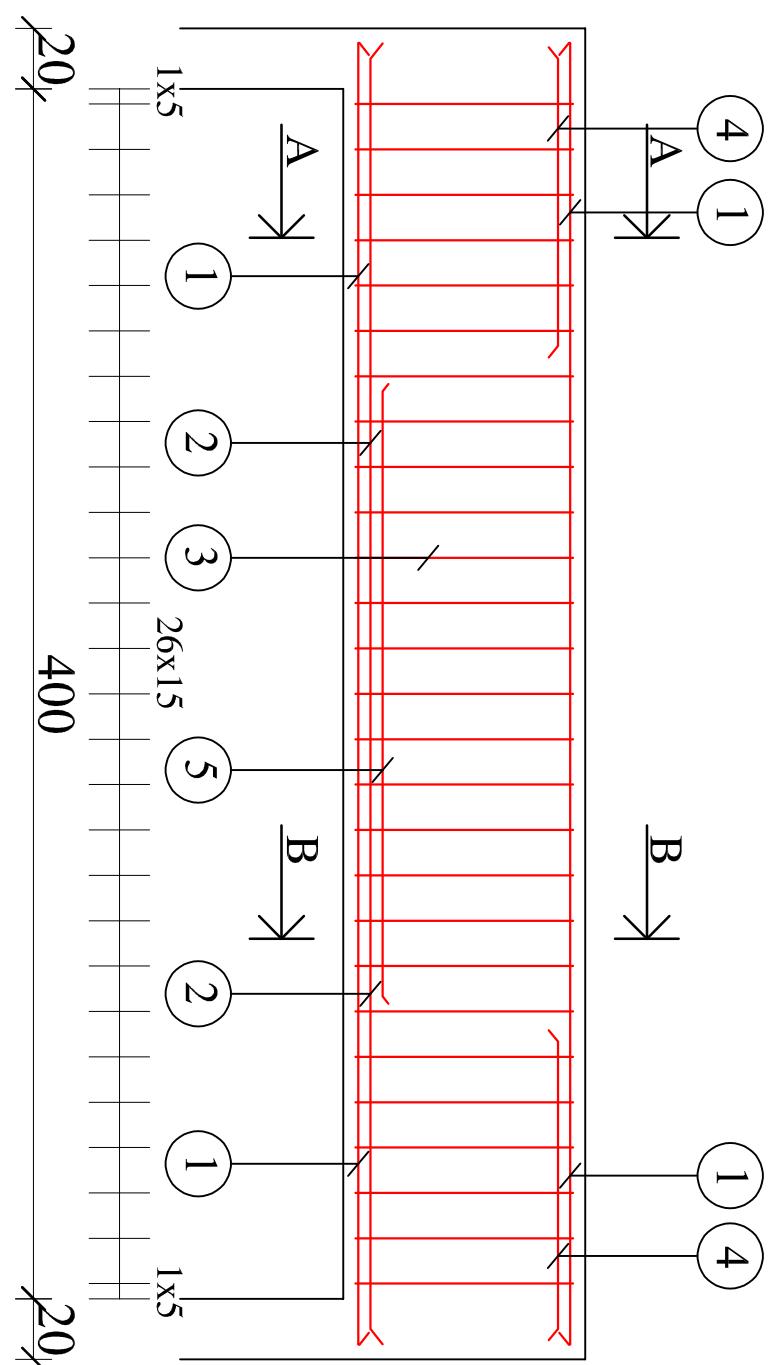
Nombre 1

Ferraillage de la Poutre du Plancher Haut

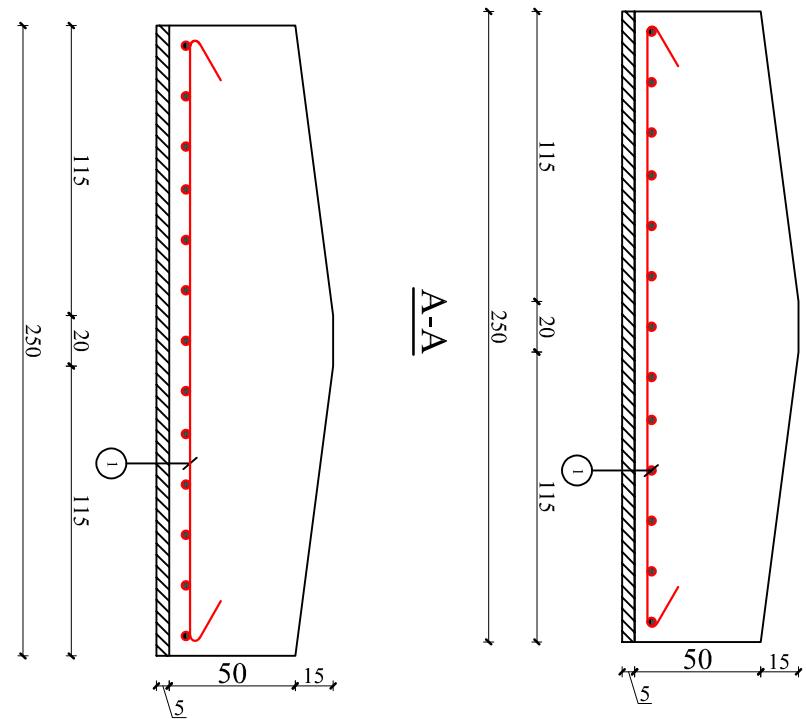
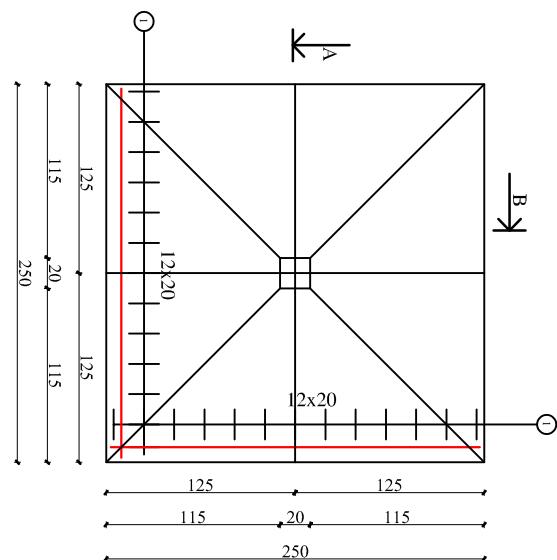
Section : 20x60

Page 1/1

Pos	Armature	Forme
(1)	4HA12 1 = 450	
(2)	2HA10 1 = 440	
(3)	26HA6 1 = 115	
(4)	4HA10 1 = 120	
(5)	2HA10 1 = 220	



Tenue au Feu 0H	Fissuration Peu Préjudiciable	Reprise de Bétonnage : Oui	Béton : 25MPa
Structure : Poste SBE			Enrobage inférieur : 3cm Enrobage supérieur : 3cm
Poutre : A7			Enrobage latéral : 3cm
Ferraillage de la Poutre du Vide Technique		Echelle pour la vue : 1:25	Echelle pour la section : 1:15
		Nombre 1	Page 1/1



Pos	Armature	Forme
(1)	40HA10 1 = 265	<u>240</u>

Fissuration Peu Préjudiciable

Structure : Poste SBEE

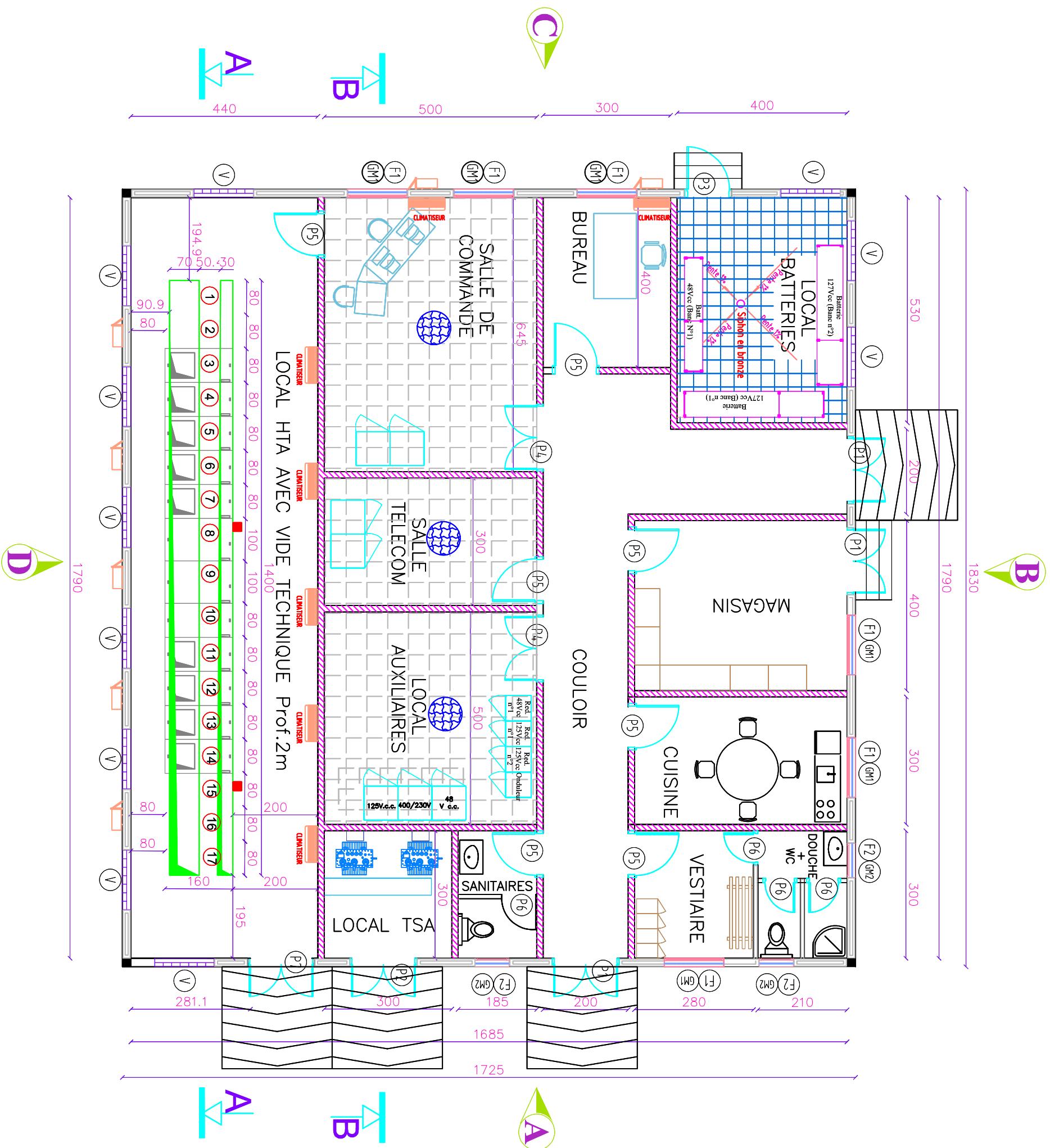
Ferraillage de la Semelle

Nombre : 1

Béton : 25MPa

Enrobage : 5cm

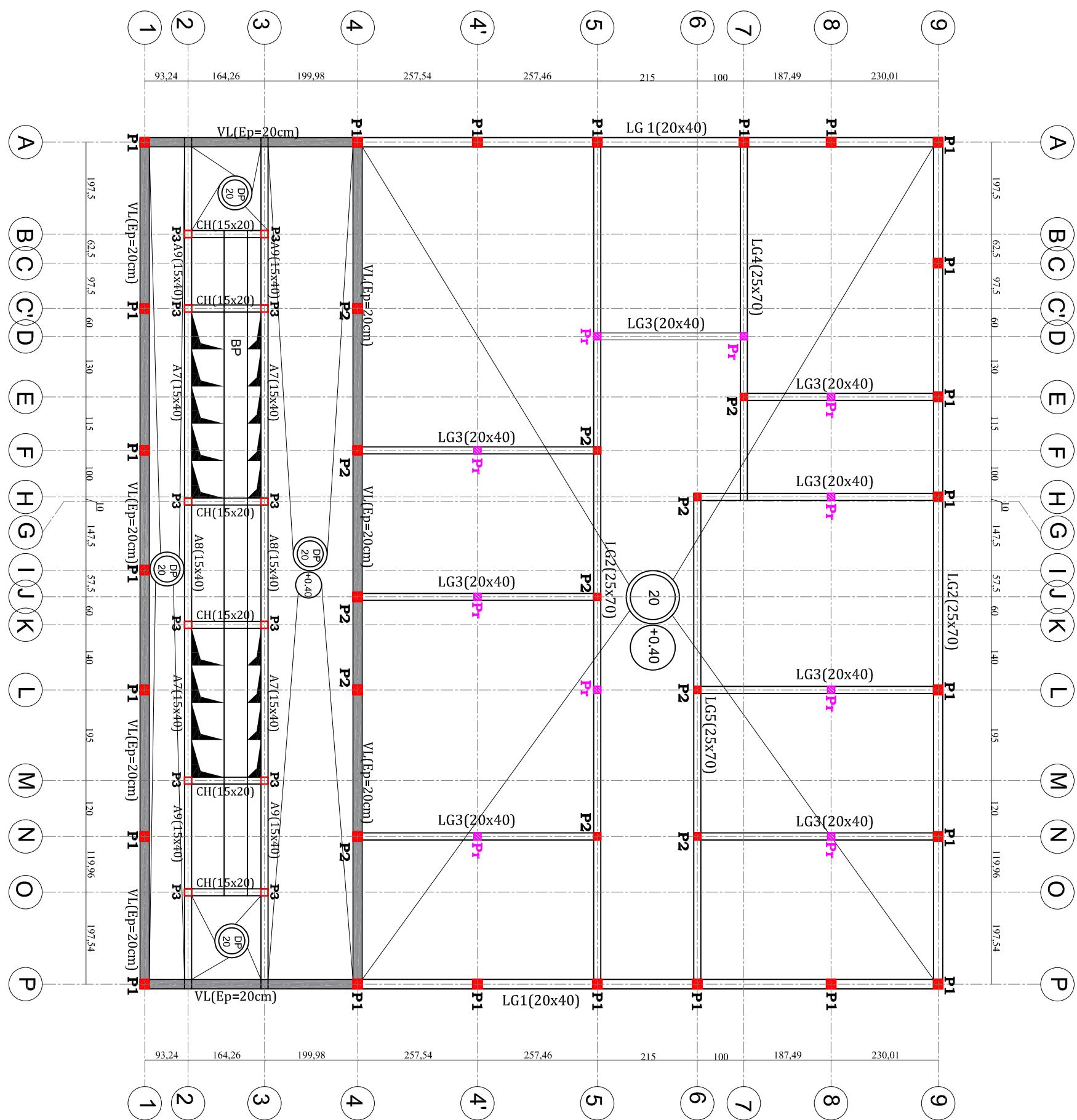
Echelle pour la section : 1:30



Structure: Poste SBEF

Plan: Vue en Plan

Echelle: 1:100

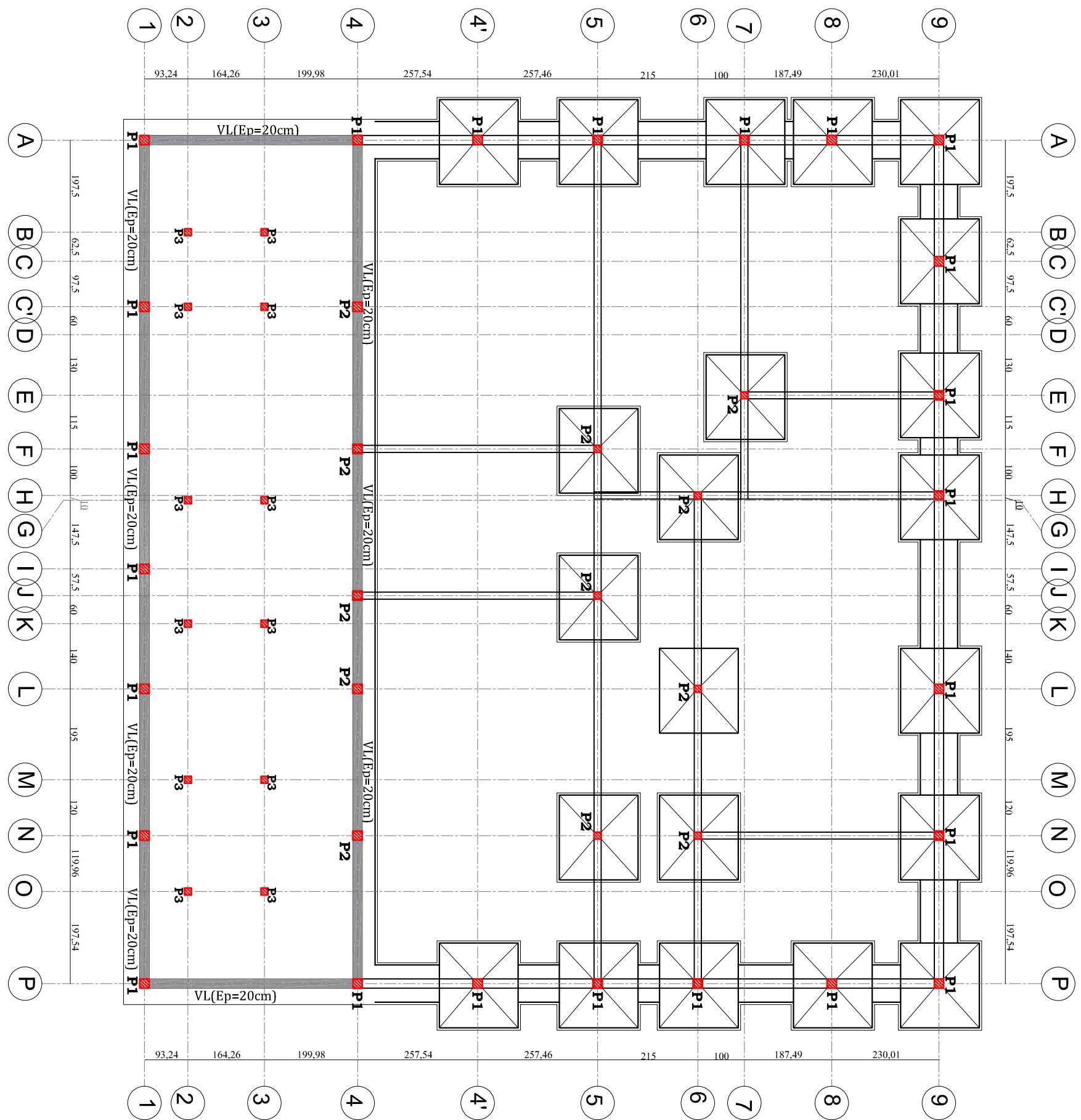


LEGENDE:

- Poteau continu
- ▨ Poteau démarrant
- Poteau s'arrêtant
- Pr : Poteau raidisseur

<u>Structure: Poste SBEF</u>
<u>Plan: Dallage Plancher bas</u>

Echelle: 1:100



Structure: Poste SBEF

Plan: Fondation -1.00

Echelle: 1:100