Projet:

Mission de maîtrise d'œuvre d'études de diagnostic architectural de l'aile Chabrol et esquisse pour l'installation d'une matériauthèque

Adresse:
Paris

Type de Document:
Note de Calcul

Détails du Document:
Diagnostic des planchers du RDC de l'Aile Chabrol

Client:
Établissement Public Mobilier National 42 Avenue des Gobelins 75013 PARIS

Code du Projet: 23005
Nom du Fichier: 23005.2023-06-05.Gobelins.NdC.00.lyx
Date: 2023-06-06
E-mail: info@BucciAndPartners.com
Web Site: www.BucciAndPartners.com
Adresse France: 3/3 bis rue Taylor 75481 Paris CEDEX 10
Adresse Italie: Via 4 Novembre 12 - 00049 - Velletri - Rome



Résumé

Liste des Révisions		
Date	Rev	Note
2023-06-06	00	Première Émission

Table des matières

1 Objet de l'étude **4**

2 Normes de référence **24**

3 Méthode de Calcul aux États Limites **26**
3.1 États Limites Ultimes . . . 28
3.2 États Limites De Service . . . 29
3.2.1 Combinaison Caractéristique . . . 29
3.2.2 Combinaison Fréquente . . . 29
3.2.3 Combinaison Quasi-Permanente . . . 29

4 Hypothèses sur les Matériaux **30**
4.1 Aciers . . . 30
4.1.1 Aciers Existants . . . 30
4.1.2 Coefficients de Sécurité Structures Aciers Existants et Aciers Nouveaux . . . 30
4.1.3 Résistance de Calcul pour l'Acier . . . 31
4.2 Maçonneries existantes . . . 31
4.2.1 Briques . . . 31
4.2.2 Mortier . . . 33
4.3 Coefficients de sécurité pour la maçonnerie existante . . . 33
4.4 Résistance de calcul . . . 33
4.4.1 Briques pleins . . . 33

5 Analyse des charges **35**
5.1 Charges permanentes . . . 35
5.2 Planchers . . . 35

6 Portée des poutres métalliques des planchers **38**
6.1 Poutres des caves . . . 40
6.2 Poutres des couloirs . . . 43
6.3 Poutres du palier . . . 45

7 Conclusions **46**

Chapitre 1

Objet de l'étude

Le présent document est une étude de diagnostic des planchers du RdC de l'Aile Chabrol de la Manufacture des Gobelins à Paris.

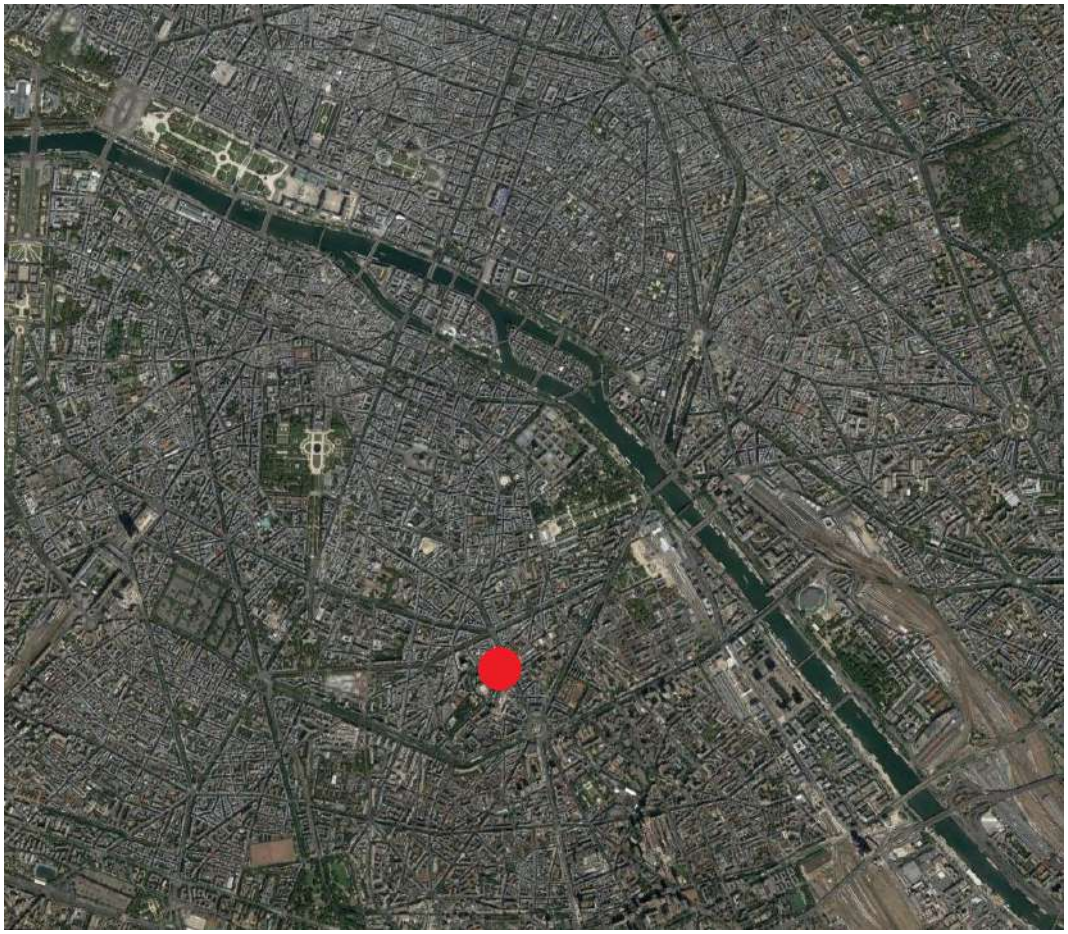


Figure 1.1 – Localisation Manufacture Gobelins

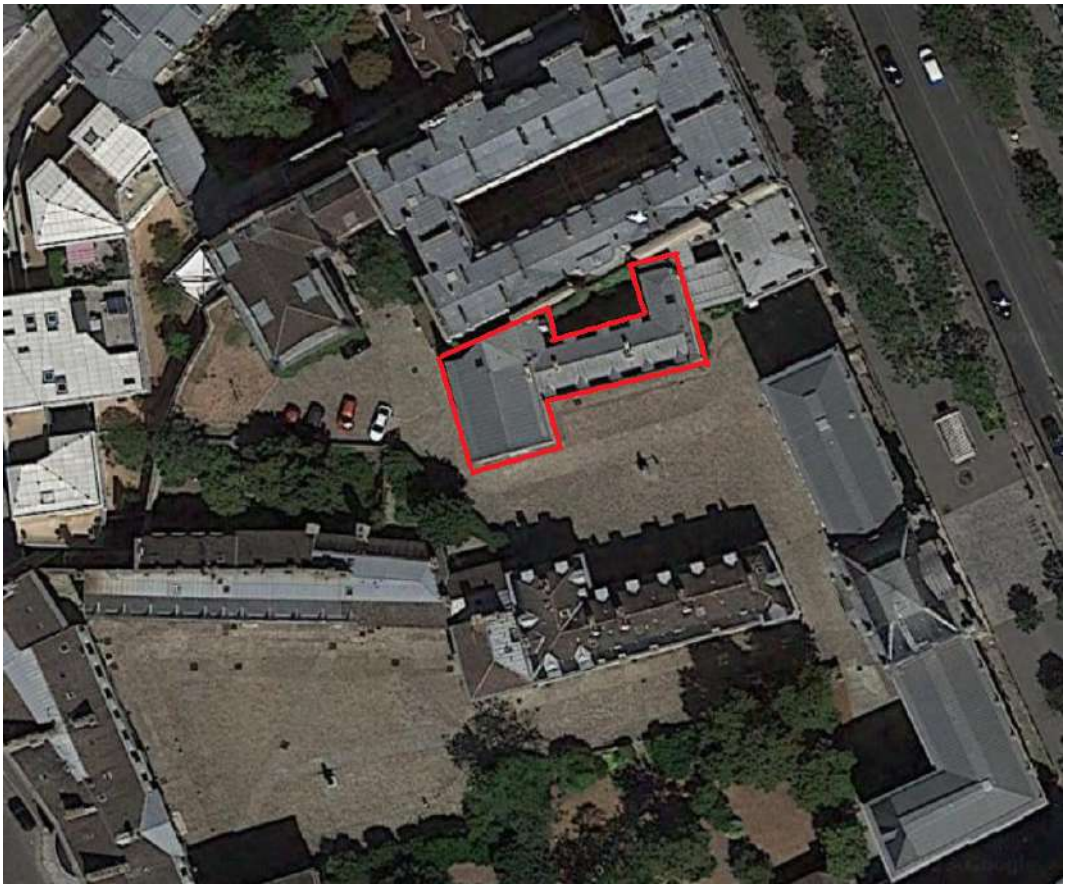


Figure 1.2 – Localisation Aile Chabrol

Le réaménagement de l'Aile Chabrol prévoit l'installation d'une matériauthèque au RDC ce qui entraine des charges d'exploitation importantes.

La présente étude a pour objectif sur la reconnaissance des planchers existants et sur l'évaluation de leur capacité porteuse.



Figure 1.3 – Vue de l'Aile Chabrol (Photo Agence Arch-R)

L'aile Chabrol est composée de deux parties :
— une aile basse (logements),
— une aile haute (cour de dessin).

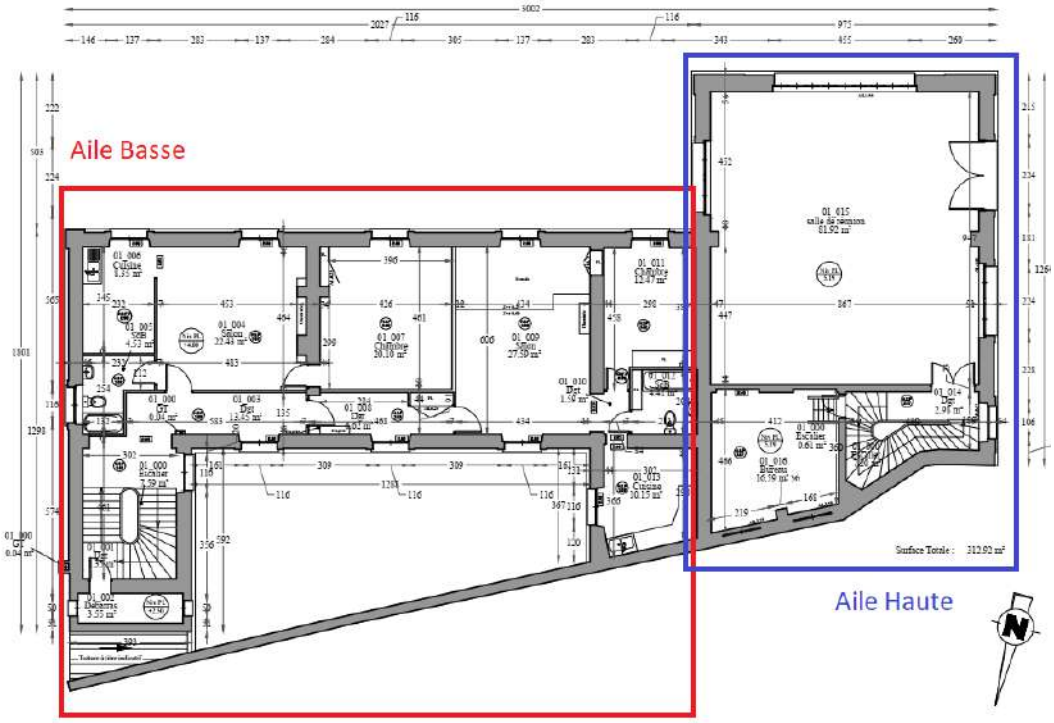


FIGURE 1.4 – Plan de l'Aile Chabrol RDC et R+1 (Plan Agence Arch-R)



Figure 1.5 – Vue de la salle de dessin (Photo Agence Arch-R)

L'aile basse est un bâtiment R+2 sur un niveau de cave.

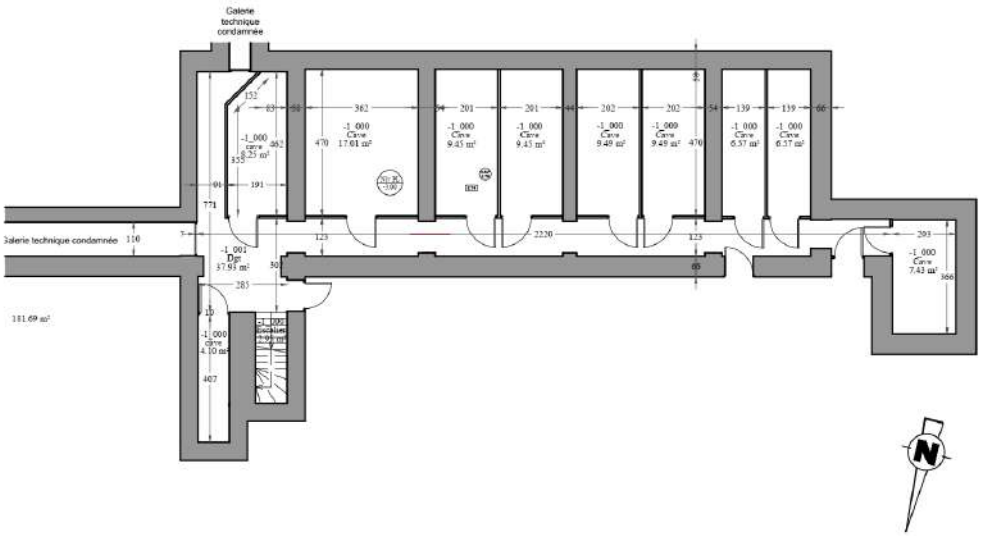


Figure 1.6 – Plan des Caves

La structure porteuse verticale du bâtiment est en pierre de taille. Des sondages sur les murs des caves montrent des blocs en pierre calcaire de bonne qualité.



Figure 1.7 – Pierre de taille des murs des caves

Les cloisons des caves sont en brique pleine avec un épaisseur de $10cm$.



Figure 1.8 – Cloisons Caves

Les cloisons sont probablement directement fondés au sol sans une véritable fondation.

Les poutres en acier sont ancrées dans la maçonnerie principale du bâtiment ; la présence des cloisons réduit la portée des poutrelles.

Ces cloisons ont été probablement mis en place successivement, mais aujourd'hui participent à la capacité portante des planchers.

Les caves sont maçonnées et le plafond est en voûtains de briques reposant sur des profilés métalliques. Elles sont situées sous la partie logement.



Figure 1.9 – Vue des voutains et des poutrelles acier des caves

Certaines poutres présentent un état de corrosion importante probablement lié à des fuites d'eau.



Figure 1.10 – corrosion des poutrelles acier



Figure 1.11 – corrosion des poutrelles acier

Des sondages sur le plafond des caves et sur les planchers du RDC et du R+1 de l'aile basse ont été réalisés dans le but de mieux comprendre la composition de ces éléments et permettre une évaluation de leur résistance mécanique.

L'accès à la cave plus grande n'a pas été possible, nous supposons donc que cette portion de plancher présente la même typologie de poutrelles et de planchers.

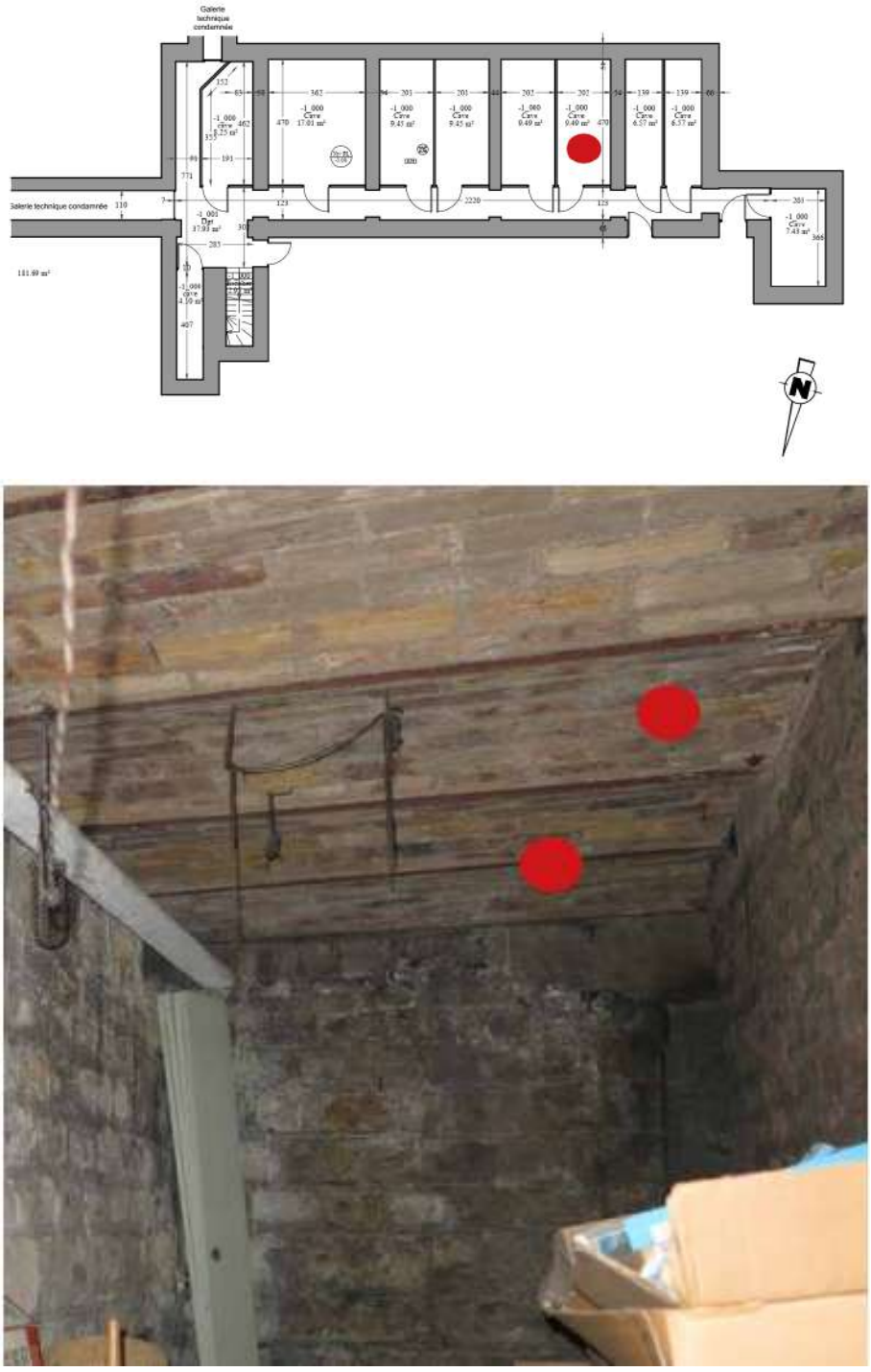


Figure 1.12 – Positions des Sondages dans les caves

L'extrados de ces voûtains ne présente pas de chape, mais seulement une couche, probablement en bitume, sur laquelle les lambourdes du parquet sont fixées.

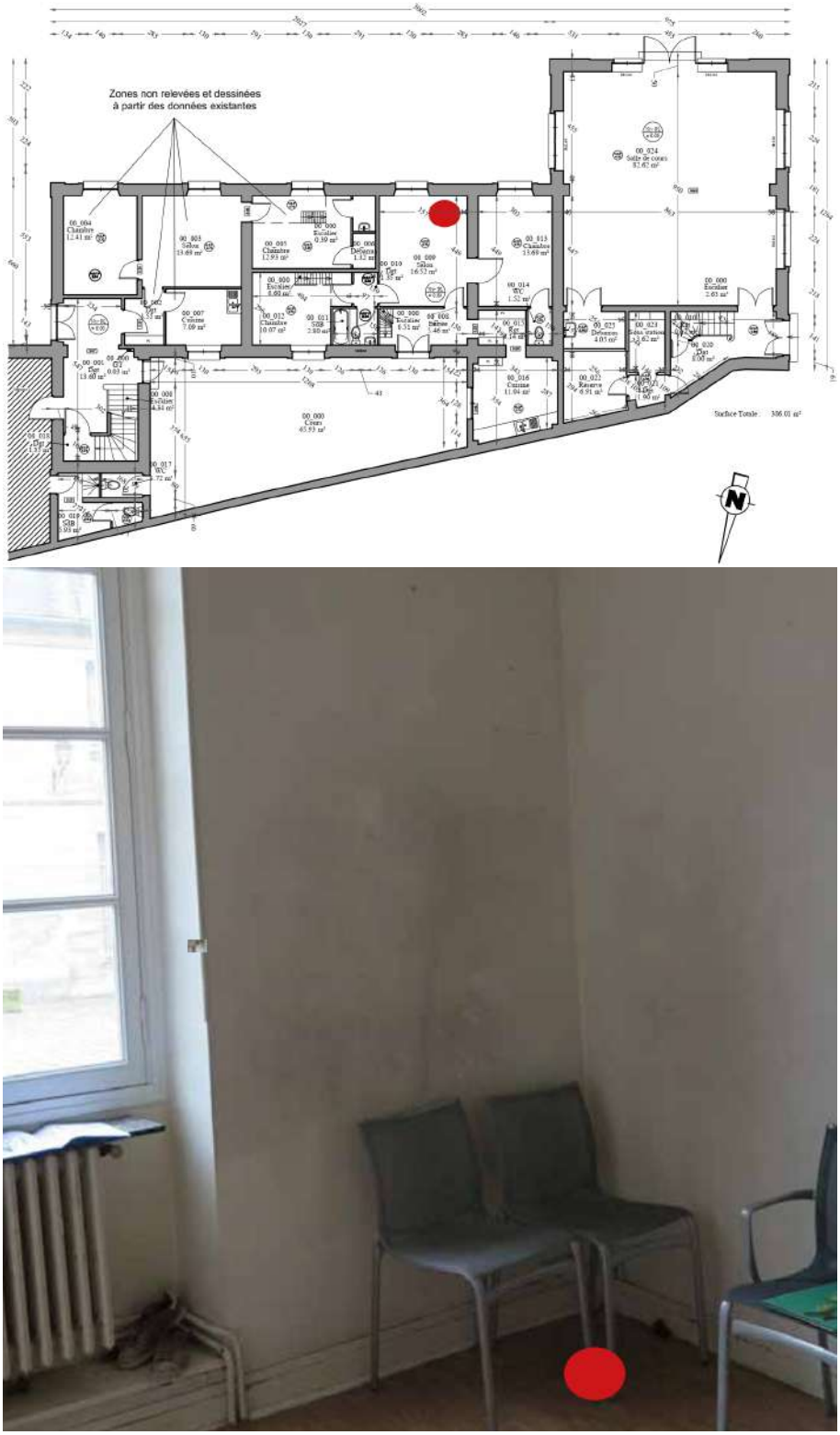


Figure 1.13 – Position des sondages au RDC

Lors du sondage sur la couche de fixation des lambourdes, il y a eu une forte odeur de fuel. Cette couche, d'une épaisseur d'environ $2cm$, a une consistance gommeuse mais raide, probablement est le résultat d'un mélange entre sable et goudron.



Figure 1.14 – Sondage montrant les lambourdes du plancher RDC

Au dessous de cette couche il n'y a pas une chape en béton mais directement les briques des

voutains.



Figure 1.15 – Couche en bitume (?)

On attire l'attention sur les problèmes de type environnemental si une dépose de cette couche est souhaitée. Il faut également prendre en considération que lors des travaux de réaménagement, si une dépose complète du parquet et des lambourdes est demandée, il faut veiller à ne pas charger

de manière ponctuelle les voûtains, qui n'ont pas de chape et peuvent s'effondrer.

Il est probable qu'une couche en béton armé avec un rôle porteur puisse également englober la couche en goudron et limiter les problèmes de gestion des déchets.

Les planchers du R+1 de l'aile basse sont des planchers à poutrelles métalliques hourdies de plâtre, comme indiqué dans les images des sondages réalisés.

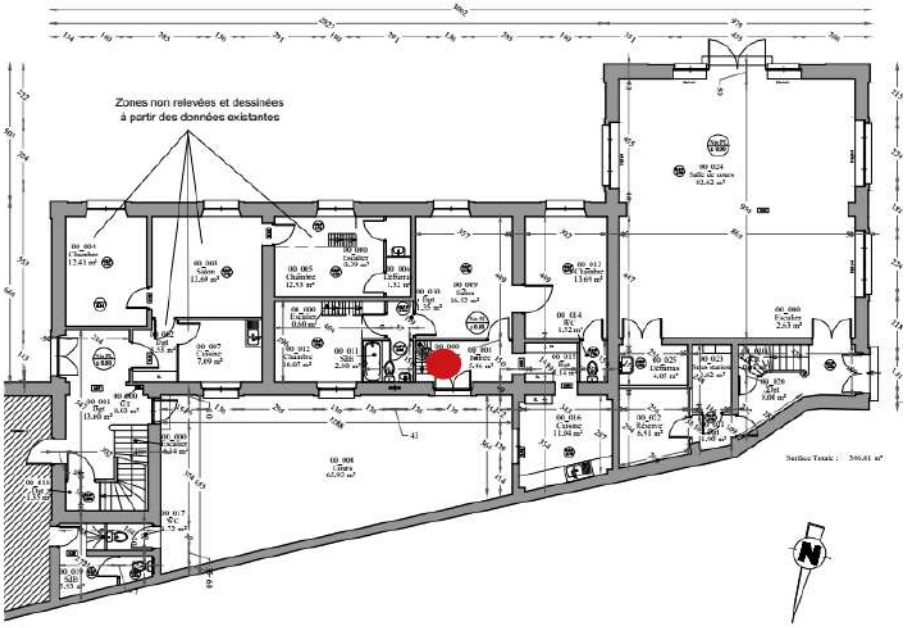




Figure 1.16 – Position Sondage Plafond RDC/Plancher R+1



Figure 1.17 – Vue du sondage du plancher R+1 de l'Aile Chabrol

Les résultats des analyses faites sont donnés dans les paragraphes suivants.

Chapitre 2

Normes de référence

EUROCODES Les Calculs sont faits en accord avec les Eurocodes et la méthode des États Limites. Les normes de référence sont les suivantes :

EUROCODE 0 : BASES DE CALCUL DES STRUCTURES

- **NF** EN 1990/A1 (juillet 2006) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures.
- **NF** EN 1990/A1/NA (décembre 2007) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures – Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 :2006.
- **NF** P06-100-2 (juin 2004) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures – Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1990 :2002. 2.2.

EUROCODE 1 : ACTIONS SUR LES STRUCTURES

- **NF** EN 1991-1-1 (mars 2003) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
- **NF** P06-111-2 (juin 2004) Eurocodes – Bases de calcul des structures – Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1991-1-1 :2002.
- **NF** EN 1991-1-3 (avril 2004) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : actions générales – Charges de neige.
- **NF** EN 1991-1-3/NA (mai 2007) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : actions générales – Charges de neige – Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 :2004 – Actions générales – Charges de neige.
- **NF** EN 1991-1-4 (novembre 2005) Eurocode 1 : actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent.
- **PR** NF EN 1991-1-4/NA (Projet) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent – Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 :2005 – Actions générales – Actions du vent.

EUROCODE 3 : CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER

- **NF** EN 1993-1-1 (octobre 2005) Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.

NF EN 1993-1-1/NA (mai 2007) Eurocode 3 : calcul des structures en acier – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe Nationale à la NF EN 1993-1-1 :2005 – Règles générales et règles pour les bâtiments.

EUROCODE 6 : CALCUL DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

NF EN 1996-1-1 (mars 2006) Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée.

NF EN 1996-2 (juin 2006) Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 2 : conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries.

NF EN 1996-2/NA (décembre 2007) Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 2 : conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries – Annexe Nationale à la NF EN 1996-2 :2006 – Conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries.

NF EN 1996-3 (juin 2006) Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 3 : méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages de maçonnerie non armée.

Chapitre 3

Méthode de Calcul aux États Limites

La valeur de calcul d'une action est déterminée conformément à la norme EN 1990-2002. La valeur de calcul d'une action (Fd) est estimée directement ou déduite de la valeur représentative de l'action en utilisant l'équation suivante :

$$F_d = \gamma_F F_{rep}$$

Avec

$$F_{rep} = \psi F_k$$

Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les ensembles de facteurs partiels A1 ou A2 sur les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E) :

— γ_G pour les actions permanentes favorables ou défavorables ;
— γ_Q pour les actions variables défavorables ou favorables.

Tableau A.3 — Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	*A2*
Permanente	Défavorable	γ_G	1,35	1,0
	Favorable		1,0	1,0
Variable	Défavorable	γ_Q	1,5	1,3
	Favorable		0	0

Figure 3.1 – Facteurs sur l'actions γ

Tableau A1.1 — Valeurs recommandées des coefficients ψ pour les bâtiments

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) [a] :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude H > 1 000 m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude H ≤ 1 000 m a.n.m.	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE Les valeurs des coefficients ψ peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

a) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.

Figure 3.2 – Coefficients ψ pour les bâtiments

Le dimensionnement de la structure sera réalisé selon la méthode des États Limites. Les états limites qui sont analysés sont les suivants.

3.1 États Limites Ultimes

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure et plus généralement à toutes les déformations qui peuvent mettre en péril la sécurité des usagers. Les actions qui agissent sur la structure sont considérées à leur valeur nominale. Elles sont ensuite pondérées avec un coefficient de sécurité. Aux États Limites Ultimes on vérifie que les contraintes soient inférieures à la résistance du matériau. Les combinaisons des charges qui définissent les états limites ultimes sont définies par la formule suivante :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{j1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Où :
- $G_{k,i}$ = actions permanentes
- $Q_{k,1}$ = actions variables
- $Q_{k,i}$ = autres actions variables
- $\gamma_{G,j}$ = coefficients partiels de sécurité pour les actions permanentes
  - $\gamma_{G,j} = 1.35$ pour les effets défavorables
  - $\gamma_{G,j} = 1.0$ pour les effets favorables
- $\gamma_{Q,j}$ = coefficients partiels de sécurités pour les actions variables
  - $\gamma_{Q,j} = 1.5$ pour les effets défavorables
  - $\gamma_{Q,j} = 0$ pour les effets favorables
- $\psi_{0,i}$ = coefficients de combinaisons



3.2 États Limites De Service

Les prestations de la structure que remplissent le respect d'un État Limite de Service peuvent être définis par le Maitre de l'Ouvrage en accord avec la Maitrise d'œuvre.

Il est important que les limites imposées soient compatibles avec le bon fonctionnement des structures et avec leur usage.

Les États Limite de Service n'affectent pas la sécurité de la structure et donc sont des limites liées à l'exploitation de l'ouvrage.

Dans des structures anciennes les limites « classiques » peuvent s'assouplir de manière à ne pas intervenir de manière lourde sur le bâtiment.

Dans les calculs suivants des valeurs acceptables pour ces prestation seront définies cas par cas.

On distingue trois différentes combinaisons pour les états limites de service :

3.2.1 Combinaison Caractéristique

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{j1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

3.2.2 Combinaison Fréquente

$$\sum_j G_{k,j} + \gamma_{1,1} Q_{j1} + \sum_{i>1} \gamma_{2,i} Q_{k,i}$$

3.2.3 Combinaison Quasi-Permanente

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Chapitre 4

Hypothèses sur les Matériaux

4.1 Aciers

4.1.1 Aciers Existants

A l'état actuel ne sont pas disponibles des essais de résistance sur les matériaux existants. La structure principale des planchers des caves est en acier.
Dans les premiers calculs une nuance standardisée $S235$ serait retenue. Cette nuance d'acier correspond à la plus basse résistance pour des profils de production industrielle. Les propriétés mécaniques sont les suivantes :

- Limite élastique pour épaisseurs $t \leq 40mm \quad f_y = 235N/mm^2$
- Limite élastique pour épaisseurs $t > 40mm \quad f_y = 215N/mm^2$
- Résistance ultime à la traction $f_u = 360N/mm^2$
- Module d'élasticité $E = 200.000N/mm^2$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0.25$
- Coefficient de dilatation thermique linéaire $\alpha = 12x10^{-6}1/°C$
- Densité $\rho = 7850kg/m^3$

La valeur de la contrainte limite élastique retenue sera réduite à :

$$\boldsymbol{f_{adm} = 160MPa}$$

lorsqu'on garde les autres valeurs.
Cette réduction tient compte des aléas sur la production des profils et sur les incertitudes sur la taille exacte des membrures et de leur alliage.
Si des résultats des essais seront disponibles, les valeurs des résistances seront mises à jour.

4.1.2 Coefficients de Sécurité Structures Aciers Existants et Aciers Nouveaux

Le calcul pour l'évaluation structurale des constructions existantes et le dimensionnement des ouvrages de renforcement sera fait selon la méthode des États Limites. Le site de l'ouvrage n'est pas considéré sismique. Les coefficients de sécurité adoptés sont les suivants :



— Résistance des sections transversales de classe 1, 2 ou 3 $\gamma_{M0} = 1.0$
— Résistance des sections transversales de classe 4 $\gamma_{M1} = 1.0$
— Résistance des membrures à l'instabilité $\gamma_{M1} = 1.0$
— Résistance de la section nette au droit des trous $\gamma_{M2} = 1.25$

4.1.3 Résistance de Calcul pour l'Acier

Pour l'acier existant la limite de contrainte utilisée est égale à :

$$\boldsymbol{f_{ydEx} = \frac{f_{adm}}{\gamma_{M0}} = \frac{160}{1.0} = 160MPa}$$

4.2 Maçonneries existantes

4.2.1 Briques

Les voûtains des planchers de la cave sont formées par une couche de briques creuse d'épaisseur réduite posées sur le chant. On considère que les briques sont réalisées sans un contrôle de qualité utilisé par le producteur. L'hypothèse est raisonnable car l'âge du bâtiment ne permet pas d'obtenir plus d'informations sur la méthode de production des éléments utilisés pour la construction des structures murales. La catégorie I, conformément aux normes de EN 771-1 à 771-6, est indiquée pour les éléments qui ont une résistance à la compression certifiée et qui ont une probabilité que cette résistance ne soit pas respectée pas plus grande que le 5%. Les éléments de catégorie II sont les éléments qui ne satisfaisent pas les prescriptions de la catégorie I. Les briques sont donc classifiées selon la catégorie II. Les briques des voûtes sont des éléments en terre cuite et ils sont mises en œuvre avec les trous en horizontal. Selon la table 3.1 de l'Eurocode 6, ils sont classifiées dans le Groupe 4.

Tableau 3.1 — Prescriptions géométriques relatives aux Groupes d'éléments de maçonnerie

	Matériaux et limites applicables aux éléments de maçonnerie									
	Groupe 1 (tous matériaux)		Groupe 2		Groupe 3		Groupe 4	
		Éléments	Alvéoles verticales				Alvéoles horizontales	
Volume de toutes les alvéoles (% du volume brut)	≤ 25	terre cuite	> 25 ; ≤ 55		≥ 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 70	
		silico-calcaire	> 25 ; ≤ 55		non utilisé		non utilisé	
		Béton [b]	> 25 ; ≤ 60		> 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 50	
Volume de n'importe quelle alvéole (% du volume brut)	≤ 12,5	terre cuite	chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 30	
		silico-calcaire	chacune des alvéoles multiples ≤ 15 trous de préhension jusqu'à un total de 30		non utilisé		non utilisé	
		béton [b]	chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 25	
Valeurs déclarées des épaisseurs des parois internes (ou cloison) et externes (mm)	Pas de prescription		paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe
		terre cuite	5	8	3	6	6	8
		silico-calcaire	5	10	non utilisé		non utilisé	
		béton [b]	15	18	15	15	20	20
Valeur déclarée de l'épaisseur cumulée [a] des parois internes et externes (% de la largeur totale)	Pas de prescription	terre cuite	≥ 16		≥ 12		≥ 16	
		silico-calcaire	≥ 20		non utilisé		non utilisé	
		béton [b]	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

a) L'épaisseur cumulée est l'épaisseur des parois internes et externes, mesurée horizontalement à travers l'élément perpendiculairement à la face de parement du mur. La vérification doit être considérée comme un essai de qualification et doit uniquement être répétée dans le cas de modifications principales des dimensions de calcul des éléments.

b) Dans le cas d'alvéoles coniques ou d'alvéoles circulaires, utiliser la valeur moyenne de l'épaisseur des parois internes et externes.

FIGURE 4.1 – Groupes d'éléments de maçonnerie

Les briques creuses ont dimensions $11x11x30cm$.
Concernant les briques creuses on retient une masse volumique égale à :

$$\rho = 650\frac{kg}{m^3}$$

4.2.2 Mortier

Le mortier utilisé est un mortier pour usage général préparé sur chantier. Les sondages ont montrés un mortier de moyenne qualité. On retient une classe de résistance M5, un peu supérieure à la classe minimale M2,5.

4.3 Coefficients de sécurité pour la maçonnerie existante

Il est possible de calculer la valeur du coefficient partiel des matériaux γ_M, à utiliser pour les États Limite Ultimes selon le tableau suivant :

	Matériau	γ_M Classe 1	2	3	4	5
	Maçonnerie constituée de :					
A	Éléments de Catégorie I, mortier performanciel [a)]	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Éléments de Catégorie I, mortier de recette [b)]	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Éléments de Catégorie II, tout mortier [a), b), e)]	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Ancrage d'acier d'armature	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Acier d'armature et de précontrainte	1,15				
F	Composants accessoires [c), d)]	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Linteaux conformes à l'EN 845-2	1,5 à 2,5				

a) Les prescriptions relatives aux mortiers performanciels sont données dans l'EN 998-2 et l'EN 1996-2.
b) Les prescriptions relatives aux mortiers de recette sont données dans l'EN 998-2 et l'EN 1996-2.
c) Les valeurs déclarées sont des valeurs moyennes.
d) Les bandes de coupure de capillarité sont supposées être couvertes par les ouvrages en maçonnerie γ_M.
e) Lorsque le coefficient de variation applicable aux éléments de Catégorie II n'est pas supérieure à 25 %.

Figure 4.2 – Coefficient de sécurité

Pour la Classe 4 et Matériau type C, le coefficient de sécurité résulte :

$$\gamma_M = 2.7$$

4.4 Résistance de calcul

4.4.1 Briques pleins

La résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie peut être prise égale à $f_{k,s}$, c'est-à-dire la résistance caractéristique à la compression déterminée au moyen d'une méthode simplifiée. On considère une résistance caractéristique à la compression minimale des briques

$$f_b = 4MPa$$

Éléments de terre cuite des Groupes 3 et 4

f_b [N/mm^2]	Mortier d'usage courant				Joint mince		Mortier léger		
	M2,5	M5	M10	M20	Groupe 3	Groupe 4	M2,5	M5	M10
2	0,7	0,9	0,9	0,9	0,8	0,6	0,4	0,5	0,5
4	1,2	1,5	1,7	1,7	1,3	1,1	0,7	0,9	1,0
6	1,6	2,0	2,4	2,6	1,8	1,6	0,9	1,1	1,4
8	2,0	2,4	3,0	3,4	2,1	2,0	1,1	1,4	1,7
10	2,3	2,8	3,5	4,0	2,5	2,5	1,3	1,6	2,0
12	2,6	3,2	4,0	4,6	2,8	2,9	1,5	1,8	2,3
16	3,2	4,0	4,9	5,6	3,5	3,7	1,8	2,3	2,8
20	3,8	4,6	5,7	6,5	4,1	4,5	2,1	2,6	3,2
25	4,4	5,4	6,6	7,7	4,8	5,4	2,5	3,1	3,8
30	5,0	6,1	7,6	8,7	5,4	6,3	2,8	3,5	4,3
50	7,1	8,8	10,8	12,4	7,7	9,7	4,1	5,0	6,2
75	9,5	11,6	14,3	16,5	7,7	9,7	5,4	6,7	8,2

FIGURE 4.3 – Résistance caractéristique à la compression f_{ks} de la maçonnerie

La résistance caractéristique à la compression est égale à :

$$f_{ks} = 1.5MPa$$

La résistance à la compression de calcul de la maçonnerie est obtenue par le rapport entre la valeur caractéristique normalisée f_b et le coefficient de sécurité sur les matériaux γ_M. La valeur de calcul de la résistance à la compression de la maçonnerie est égale à :

$$f_{bd} = \frac{1.5}{2.7} = 0.55\ MPa$$

On considère que la maçonnerie pleine a une masse volumique égale à :

$$\rho = 1500\frac{kg}{m^3}$$

Chapitre 5

Analyse des charges

5.1 Charges permanentes

Le charges permanentes à tenir en compte sont :
- Le poids propre des revêtements du sol et du mobilier, environ $0.3kPa \simeq 30kg/m^2$
- le poids de la couche en goudron, estimé sur une épaisseur de $3cm$ et une masse volumique de $\rho = 2200kg/m^3$, égale à $0.66kPa \simeq 66kg/m^2$
- le poids propre des voutains en brique creuse, estimé avec une épaisseur de la brique de $11cm$ et une masse volumique $\rho = 650kg/m^3$, égale à $0.72kPa \simeq 72kg/m^2$

Totale des charges permanentes

$$DL_{tot} = 1.68kPa \simeq 168kg/m^2$$

5.2 Planchers

Les surfaces des bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs sont classées selon leur usage spécifique, comme indiqué dans le tableau suivant :

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D	C1 : Espaces équipés de tables etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception. C2 : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente. C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes, par exemple : salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares. C4 : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes. C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, par exemple : bâtiments destinés à des évènements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare.
D	Commerces	D1 : Commerces de détail courants. D2 : Grands magasins.

Table 5.1 – Catégorie Planchers

Les surfaces chargées relevant des catégories indiquées sont calculées en utilisant les valeurs caractéristiques q_k (charge uniformément répartie) et Q_k (charge concentrée) reportées dans le tableau ci-dessous :

Catégorie de la surface chargée	q_k[kPa]	Q_k[kN]
Catégorie A		
- Planchers	1.5	2.0
- Escaliers	2.5	2.0
- Balcons	3.5	2.0
Catégorie B	2.5	4.0
Catégorie C		
C1	2.5	3.0
C2	4.0	4.0
C3	4.0	4.0
C4	5.0	7.0
C5	5.0	4.5
Catégorie D		
D1	5.0	5.0
D2	5.0	7.0

TABLE 5.2 – Charges d'Exploitations sur Planchers

Les planchers sur lesquels sera installée la future matériauthèque sont en **Catégorie C3,** la charge d'exploitation à considérer est :

$$\boldsymbol{q_k = 4.0kPa} \, (\simeq 400kg/m^2)$$

La charge concentrée à considérer pour les vérifications locales sur une surface $50 \times 50mm$ est égale à :

$$Q_k = 4.0kN$$

Chapitre 6

Portée des poutres métalliques des planchers

Pour la vérification de la charge utile sur les planchers on analyse les solives métalliques comme des éléments isolés avec une schéma statique de poutre sur trois ou deux appuis en fonction de la présence ou moins de la cloison.

Il y a 4 cas de figure à étudier :

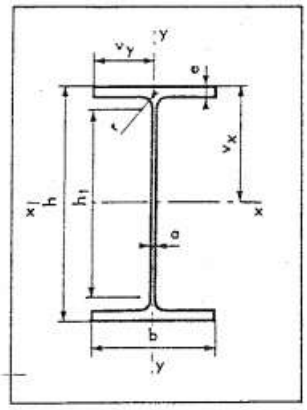
1. Poutres des caves reposant sur une cloison intermédiaire (schéma sur 3 appuis) avec une porté d'environ $l = 2m$
2. Poutres de la première cave sans cloisons à mi portée (schéma sur 2 appuis) avec une porté d'environ $l = 3.6m$
3. Poutres du couloir de la cave reposant sur des arcs (schéma sur 2 appuis) avec une porté d'environ $l = 4.2m$
4. Poutres du palier devant l'escalier d'accès aux caves (schéma sur 2 appuis) avec une porté d'environ $l = 2.85m$

Pour le schéma sur 3 appuis le moment de flexion maximale reste $M_{max} = \frac{ql^2}{8}$ non pas à mi porté mais sur l'appui centrale. Donc la vérification de résistance est égale à celle faite pour le schéma sur deux appuis.

Cependant la flèche est considérablement réduite étant $f_2 = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{EJ}$ pour la poutre sur deux appuis et $f_3 = \frac{1}{185}\frac{ql^4}{EJ}$ pour la poutre sur 3 appuis.

La valeur de résistance des poutres et donc la charge admissible dépend de la nuance de l'acier.

Ci-dessous, sont reportées les caractéristiques mécaniques des poutrelles métalliques, déduites à partir de la largeur de la semelle mesurée ($46mm$)



Norme de référence :
NF A 45-205 (août 1962).

Profils	Dimensions						Masse par mètre P	Section A	Surface de peinture	
	h	b	a	e	r	Partie droite de l'âme h_1				
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	cm²	m²/m	m²/t
80	80	46	3,8	5,2	5	60	6,0	7,64	0,329	54,8
100	100	55	4,1	5,7	7	75	8,1	10,3	0,401	49,5
120	120	64	4,4	6,3	7	93	10,4	13,2	0,474	45,6
140	140	73	4,7	6,9	7	112	12,9	16,4	0,550	42,6
160	160	82	5,0	7,4	9	127	15,8	20,1	0,622	39,4
180	180	91	5,3	8,0	9	146	18,8	23,9	0,698	37,1
200	200	100	5,6	8,5	12	159	22,4	28,5	0,768	34,3
220	220	110	5,9	9,2	12	178	26,2	33,4	0,848	32,4
240	240	120	6,2	9,8	15	190	30,7	39,1	0,921	30,0
270	270	135	6,6	10,2	15	220	36,1	45,9	1,04	28,8
300	300	150	7,1	10,7	15	249	42,2	53,8	1,16	27,5
330	330	160	7,5	11,5	18	271	49,1	62,6	1,25	25,5
360	360	170	8,0	12,7	18	299	57,1	72,7	1,35	23,6
400	400	180	8,6	13,5	21	331	66,3	84,5	1,47	22,2
450	450	190	9,4	14,6	21	379	77,6	98,8	1,61	20,7
500	500	200	10,2	16,0	21	426	90,7	116	1,74	19,2
550	550	210	11,1	17,2	24	468	106	134	1,88	17,7
600	600	220	12,0	19,0	24	514	122	156	2,02	16,6

PROFIL IAP

FIGURE 6.1 – Profils IAP 1962

Le profil corresponds bien à une $IAP80$ ou à une $IPE80$ avec des dimensions presque identiques.

IPE 80	
Poutrelle	**Taille**
Hauteur de la section	$80mm$
Largueur des semelles	$46mm$
Épaisseur de semelle	$5.2mm$
Épaisseur d'âme	$3.8mm$
Poids propre	$6kg/m$
Aire des la section	$764mm^2$
Moment d'inertie de flexion	$801400mm^4$
Module élastique de section	$20030mm^3$
Module d'élasticité	$200000MPa$
Limite d'élasticité	$160MPa$

Table 6.1 – Caractéristiques mécaniques des poutrelles métalliques

6.1 Poutres des caves

Les poutrelles des caves ont une portée d'environ $l = 2m$ où les cloisons sont présents, tandis que pour la cave la plus grande, pour laquelle l'accès n'était pas possible, la porté est d'environ $l = 3.6m$

L'espacement des poutres est suffisamment homogène et égale à environ $i = 0.75m$.

On fait un calcul qui donne la charge admissible en fonction de la contrainte limite, $f_{adm} = 160MPa$, du module d'élasticité de $E = 200.000MPa$ et de la flèche admissible maximale égale à $l/250$ pour les planchers.

On impose que le moment sollicitant à l'ELU soit égal au moment élastique résistant de la section pour la contrainte admissible choisie, donc :

$$M_{rd} = W_1 \cdot f_{adm}$$

$$M_{rd} = 20030 \cdot 160 = 3.2kNm$$

$$M_{ed} = \frac{q_{elu} \cdot l^2}{8} = \frac{(\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot i \cdot l^2}{8}$$

$$M_{edMin} = \frac{(1.35 \cdot 1.68 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.75 \cdot 2^2}{8} = 0.85 + 0.56q_k$$

$$M_{edMax} = \frac{(1.35 \cdot 1.68 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.75 \cdot 3.6^2}{8} = 2.76 + 1.82q_k$$

où :
— W_1 est le module de résistance de la poutre
— $f_{adm} = 160MPa$ est la contrainte admissible pour la nuance d'acier considéré ;
— g_k est le charge permanente des planchers ;
— q_k est le charge variable agissant sur les planchers ;
— l est la longueur de calcul.

La charge d'exploitation admissible est alors obtenue avec les passages suivants :

$$M_{rd} = M_{edMin} \rightarrow 0.85 + 0.56q_k = 3.2kNm \rightarrow q_k = \frac{3.2 - 0.85}{0.56} = 4.2kPa \simeq 420kg/m^2 > 400kg/m^2$$

La charge d'exploitation admissible pour les poutres sur 3 appuis respecte la charge minimale requise de $q_k = 400kg/m^2$.

La flèche pour une poutre sur 3 appuis aux ELS est égale à :

$$f = \frac{1}{185} \cdot \frac{ql^4}{EJ} = \frac{1}{185} \frac{(1.68 + 4) \cdot 0.75 \cdot 2000^4}{200.000 \cdot 801.400} = 2.3mm \rightarrow = \frac{1}{869.6}$$

La vérification est satisfaite.

On souligne que la présence de la cloison est indispensable pour vérifier ces poutres.

On calcule ensuite la descente des charges sur la cloison elle-même en tenant compte de la charge transmise par le plancher et le poids propre du mur.

La charge linéique à l'ELU sur la cloison est égale à :

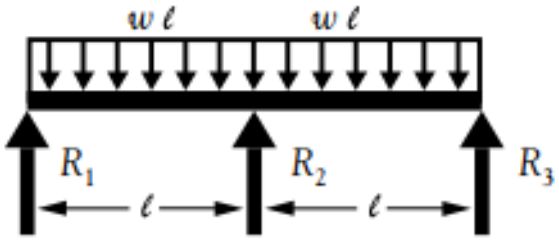


FIGURE 6.2 – Réactions d'appuis poutre

$$R_2 = \frac{10}{8}ql = \frac{10}{8}(1.35 \cdot 1.68 + 1.5 \cdot 4) \cdot 2 = 20.67kN/m$$

Le poids propre de la cloison en considérant une hauteur de $h = 2.7m$ est égale à :

$$N_{dl} = 1500kg/m^3 \cdot 11cm \cdot 2.7m = 4.46kN/m$$

La charge totale en pied du mur à l'ELU est donc égale à :

$$N_{sd} = 1.35 \cdot 4.46 + 20.67 = 26.69kN/m$$

La contrainte au sol, en considérant une largeur de l'appui de la maçonnerie égale à $b = 20cm$, est égale à :

$$\sigma_{terr} = \frac{26.69}{20} = 0.13MPa$$

Cette valeur est acceptable pour un sol avec des faibles résistances.

On reporte le même calcul pour les poutres sur deux appuis de la première cave qui donne :

$$M_{rd} = M_{edMax} \rightarrow 2.76{+}1.82q_k = 3.2kNm \rightarrow q_k = \frac{3.2 - 2.76}{1.82} = 0.24kPa \simeq 24kg/m^2 \ll 400kg/m^2$$

La charge d'exploitation admissible pour ces poutres est extrêmement réduite et ne respecte pas la charge minimale requise par la norme.

Les scénarios suivants sont alors possibles :

1. La résistance élastique de l'acier est majeure.
2. On accepte un calcul de résistance sans tenir compte des coefficient de sécurité appliquées aux ELU pour les charges permanents.
3. La taille de la poutre est majeure.
4. On fait une synthèse des hypothèses ci dessous.

On peut calculer la nuance d'acier minimale avec la procédure suivante :

1. On calcul le moment de flexion à l'ELU en incluant la charge d'exploitation requise :

$$M_{edMax} = \frac{(1.35 \cdot 1.68 + 1.5 \cdot 4) \cdot 0.75 \cdot 3.6^2}{8} = 10.05kNm$$

2. On obtient la contrainte minimale de l'acier que permets de respecter la valeur du moment de flexion requis :

$$f_{ymin} = \frac{M_{edMax}}{W} = \frac{10.05}{20030} = 501.7MPa$$

Cette contrainte dépasse largement les aciers classiques et également ceux à haute résistance modernes. Par conséquent, le résultat n'est pas acceptable.

Si on se donne comme valeur limite de la contrainte admissible de l'acier une valeur proche des aciers industriels du début ′900, type $S235$, donc $f_y = 235MPa$, on obtient la charge d'exploitation admissible suivante :

$$M_{rd} = 20030 \cdot 235 = 4.71kNm$$

$$M_{rd} = M_{edMax} \rightarrow 2.76{+}1.82q_k = 4.71kNm \rightarrow q_k = \frac{4.71 - 2.76}{1.82} = 1.07kPa \simeq 107kg/m^2 \ll 400kg/m^2$$

La charge admissible est toujours pas suffisante, mais plus raisonnable.

On peut alors chercher quelle est l'inertie minimale de la poutre que permet, tout en respectant la contrainte admissible choisie de $f_{Adm} = 160MPa$, d'atteindre la charge d'exploitation requise :

$$M_{edMax} = 10.05kNm$$

$$W_{min} = \frac{M_{edMax}}{f_{adm}} = \frac{10.05}{160} = 62812mm^3$$

Ce module de résistance se situe entre une $IPE140\,(W = 77.320mm^3)$ et une $IPE120\,(W = 52.960mm^3)$

Si on admet une contrainte admissible légèrement majeure et on utilise une $IPE120$ on obtient :

$$\sigma = \frac{10.05}{52.960} = 189.77MPa$$

La solution semble acceptable.

Le calcul de la flèche de la poutre sur deux appuis en utilisant une poutre IPE120 donne :

$$f = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{EJ} = \frac{5}{384}\frac{(1.68+4)\cdot 0.75\cdot 3600^4}{200.000\cdot 3.178.000} = 14.7mm \rightarrow \frac{1}{244.9}$$

La solution semble acceptable.

6.2 Poutres des couloirs

Les poutres des couloirs ont la même semelle des poutrelles des caves mais une porté de $l = 4.2m$, majeure de la porté des poutrelles de la première cave. Donc on sait déjà que une limite de contrainte à $\sigma_{adm} = 160MPa$ n'est pas compatible avec les charges agissantes et que la taille du profil est insuffisante.



Figure 6.3 – Vue des poutres du couloir

En utilisant un acier $S235$ on obtient :

$$M_{rd} = 20030 \cdot 235 = 4.71kNm$$

$$M_{edMax} = \frac{(1.35 \cdot 1.68 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.75 \cdot 4.2^2}{8} = 3.75 + 2.48 q_k$$

$$M_{rd} = M_{edMax} \rightarrow 3.75 + 2.48 q_k = 4.71 kNm \rightarrow q_k = \frac{4.71 - 3.75}{2.48} = 0.39 kPa \simeq 39 kg/m^2 \ll 400 kg/m^2$$

La poutre n'est pas vérifié.

6.3 Poutres du palier

Les poutres du palier ont une portée d'environ $l = 2.85m$, en limitant la contrainte à $\sigma_{adm} = 160 MPa$ on obtient :

$$M_{rd} = 20030 \cdot 160 = 3.2 kNm$$

$$M_{edMax} = \frac{(1.35 \cdot 1.68 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.75 \cdot 2.85^2}{8} = 1.73 + 1.14 q_k$$

$$M_{rd} = M_{edMax} \rightarrow 1.73 + 1.14 q_k = 3.2 kNm \rightarrow q_k = \frac{3.2 - 1.73}{1.14} = 1.29 kPa \simeq 129 kg/m^2 \ll 400 kg/m^2$$

La charge d'exploitation n'est pas suffisante. Si on admet une contrainte dans l'acier plus importante, en imposant la charge d'exploitation souhaitée on obtient :

$$M_{edMax} = \frac{(1.35 \cdot 1.68 + 1.5 \cdot 4) \cdot 0.75 \cdot 2.8^2}{8} = 6.08 kNm$$

$$f_{ymin} = \frac{M_{edMax}}{W} = \frac{6.08}{20030} = 303.5 MPa$$

Cette contrainte corresponds à un acier $S355$ que généralement n'est pas une nuance utilisée dans les bâtiments de l'époque.

La poutre a donc une résistance limitée.

Chapitre 7

Conclusions

Le calcul des planchers du RDC de l'aile basse de l'Aile Chabrol donne les informations suivantes :

1. Les planchers donnant sur les caves, avec une cloison à presque mi-portée de la pièce, sont vérifiés en termes de charge d'exploitation demandée ($q_k = 400kg/m^2$) et de la flèche en utilisant une contrainte limite de l'acier très basse, de l'ordre de $\sigma_{adm} = 160MPa$ (ce qui est sécuritaire pour un bâtiment de cette époque). La porté de ces planchers est d'environ $l = 2m$.
2. La cloison joue un rôle porteur pour ces planchers, la contrainte au sol, en considérant une largeur d'appui sur le terrain de $20cm$ est estimée à $\sigma = 0.13MPa \simeq (1.3kg/cm^2)$ ce qui est acceptable pour un sol à faible résistance.
3. Il est recommandé d'effectuer des fouilles à la base des cloisons pour vérifier le niveau d'assise et la nature du sol.
4. Étant donné que la première cave n'est pas accessible, il n'a pas été possible de vérifier la taille des poutrelles. On s'est basé donc sur les résultats des autres pièces. Les planchers donnant sur cette cave, où la cloison n'est pas présente, ont une portée d'environ $l = 3.6m$ et les informations disponibles indiquent que le plancher n'est pas capable de supporter les charges d'exploitation demandées.
5. Si l'on suppose que les poutres de la première cave soient au moins des $IPE120$, les vérification en terme de flèche et charge admissible sont satisfaites aussi en limitant la contrainte à presque $\sigma_{adm} = 190MPa$ ce qui peut être raisonnable.
6. Il est nécessaire d'avoir accès à cette pièce pour vérifier les hypothèses formulées.
7. Les poutres des couloirs sont sous-dimensionnées
8. Les poutres du palier peuvent supporter une charge d'exploitation allant de $130kg/m^2$ à $150kg/m^2$ si on limite la contrainte à $\sigma_{adm} = 160MPa$. Une résistance compatible avec les charges d'exploitations demandées est possible si la nuance de l'acier est du type $S355$ ce qui semble difficile.
9. Si l'on ne prévoit pas un renforcement du plancher (par exemple avec une chape collaborant en béton armé allégé) il est indispensable de réaliser des essais sur la résistance de l'acier.

10. La présence d'une couche de goudron soulève des questions d'ordre environnemental concernant la gestion des déchets et les travaux sur les planchers. Si une chape de renforcement est mise en place, il est possible d'utiliser cette chape pour encapsuler le goudron et le maintenir en place.
11. Étant donné l'absence d'une chape de redistribution sur les voûtes, il est important de veiller à ne pas les charger de manière ponctuelle pendant les travaux afin d'éviter tout effondrement.
12. La mise en place d'une chape peut servir pour augmenter la résistance des poutres qui ne sont pas vérifiées dans leur état actuel.

Table des figures

1.1 Localisation Manufacture Gobelins . . . 5
1.2 Localisation Aile Chabrol . . . 6
1.3 Vue de l'Aile Chabrol (Photo Agence Arch-R) . . . 7
1.4 Plan de l'Aile Chabrol RDC et R+1 (Plan Agence Arch-R) . . . 8
1.5 Vue de la salle de dessin (Photo Agence Arch-R) . . . 9
1.6 Plan des Caves . . . 10
1.7 Pierre de taille des murs des caves . . . 11
1.8 Cloisons Caves . . . 12
1.9 Vue des voutains et des poutrelles acier des caves . . . 13
1.10 corrosion des poutrelles acier . . . 14
1.11 corrosion des poutrelles acier . . . 15
1.12 Positions des Sondages dans les caves . . . 16
1.13 Position des sondages au RDC . . . 18
1.14 Sondage montrant les lambourdes du plancher RDC . . . 19
1.15 Couche en bitume (?) . . . 20
1.16 Position Sondage Plafond RDC/Plancher R+1 . . . 22
1.17 Vue du sondage du plancher R+1 de l'Aile Chabrol . . . 23

3.1 Facteurs sur l'actions γ . . . 26
3.2 Coefficients ψ pour les bâtiments . . . 27

4.1 Groupes d'éléments de maçonnerie . . . 32
4.2 Coefficient de sécurité . . . 33
4.3 Résistance caractéristique à la compression f_{ks} de la maçonnerie . . . 34

6.1 Profils IAP 1962 . . . 39
6.2 Réactions d'appuis poutre . . . 41
6.3 Vue des poutres du couloir . . . 44