

Projet:

Diagnostic architectural de l'Aile Chabrol et esquisse pour l'implantation d'espaces « co-working » et administration pour le Campus MOMADE

Adresse:
Paris

Type de Document:
Note de Calcul

Détails du Document:
Diagnostic des planchers du R+1 et R+2 de l'Aile Chabrol

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

Code du Projet: 24025
Nom du Fichier: 24025.2025-02-08.Gobelins.NdC.00.lyx
Date: 2025-02-07
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



Liste des Révisions		
Date	Rev	Note
2025-02-07	00	Première émission

Résumé

Le présent document est une étude de diagnostic des planchers des niveaux R+1 et R+2 de l'Aile Chabrol de la Manufacture des Gobelins à Paris. Le projet vise à adapter les nouvelles charges agissantes en considérant une destination d'usage de type bureaux, correspondant à une charge d'exploitation de $2.5kPa$.

Les sondages révèlent que les planchers des niveaux R+1 et R+2 sont principalement constitués d'un solivage en poutrelles métalliques espacées d'environ $80cm$, avec une trame perpendiculaire à la façade principale. La portée entre murs de façade est de $6m$, et les solives présentent généralement une semelle de $55mm$ de large, correspondant à un profilé IPE 100.

Font exception les poutres des planchers adjacents à l'Aile Haute, qui sont tramées dans une direction parallèle à la façade de la cour, avec une portée réduite de $3m$ et une semelle d'environ $45mm$ de large, correspondant à un profilé IPE 80.

Un hourdis en plâtre mêlé de chaux et de sable, d'épaisseur variable entre $5cm$ et $8cm$, constitue le support des augets de fixation des lambourdes.

La trame des lambourdes est parfois parallèle aux solives en acier, ce qui entraîne un transfert direct de la charge d'exploitation du plancher à l'aire en plâtre, qui devient alors un élément porteur principal. Une modification de la direction des lambourdes est nécessaire pour ces portions.

Sous l'hypothèse d'une résistance limite des aciers des solives de $235MPa$, environ la moitié des planchers du R+1 permet de supporter une charge d'exploitation de $250kg/m^2$. Les planchers restants du R+1 autorisent une charge d'exploitation d'environ $180kg/m^2$. La plupart des planchers du R+2 peuvent supporter une charge d'exploitation de $150kg/m^2$; en revanche, le plancher de la pièce finale ne permet pas de surcharges.

Ces résultats restent valables sous l'hypothèse que les cloisons peuvent jouer un rôle d'appui pour les planchers situés au-dessus. Toute modification des cloisons ou de la distribution interne devra être réalisée en tenant compte de leur éventuelle fonction structurelle.

Table des matières

1 Analyse de l'état existant **5**

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 . . . 31
4.1.3 Résistance de Calcul pour l'Acier . . . 31

5 Analyse des charges **32**
5.1 Charges permanentes . . . 32
5.2 Planchers . . . 32

6 Portée des poutres métalliques des planchers **35**
6.1 Planchers IPE 80 avec portée 3m . . . 38
6.2 Planchers IPE100 avec portée 6m . . . 38
6.3 Poutres R+1 . . . 40
6.4 Poutres R+2 . . . 43

Chapitre 1

Analyse de l'état existant

Le présent document est une étude de diagnostic des planchers du R+1 et R+2 de l'Aile Chabrol de la Manufacture des Gobelins à Paris.

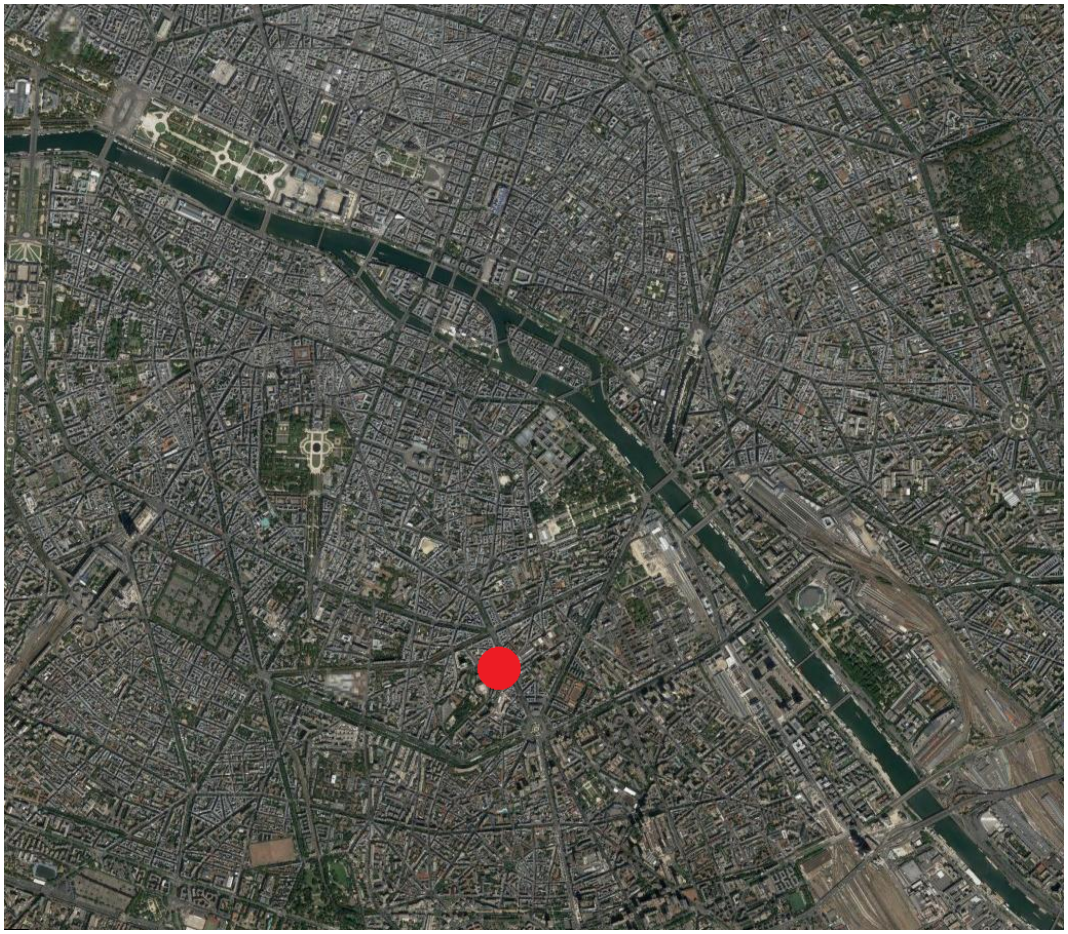


Figure 1.1 – Localisation Manufacture Gobelins

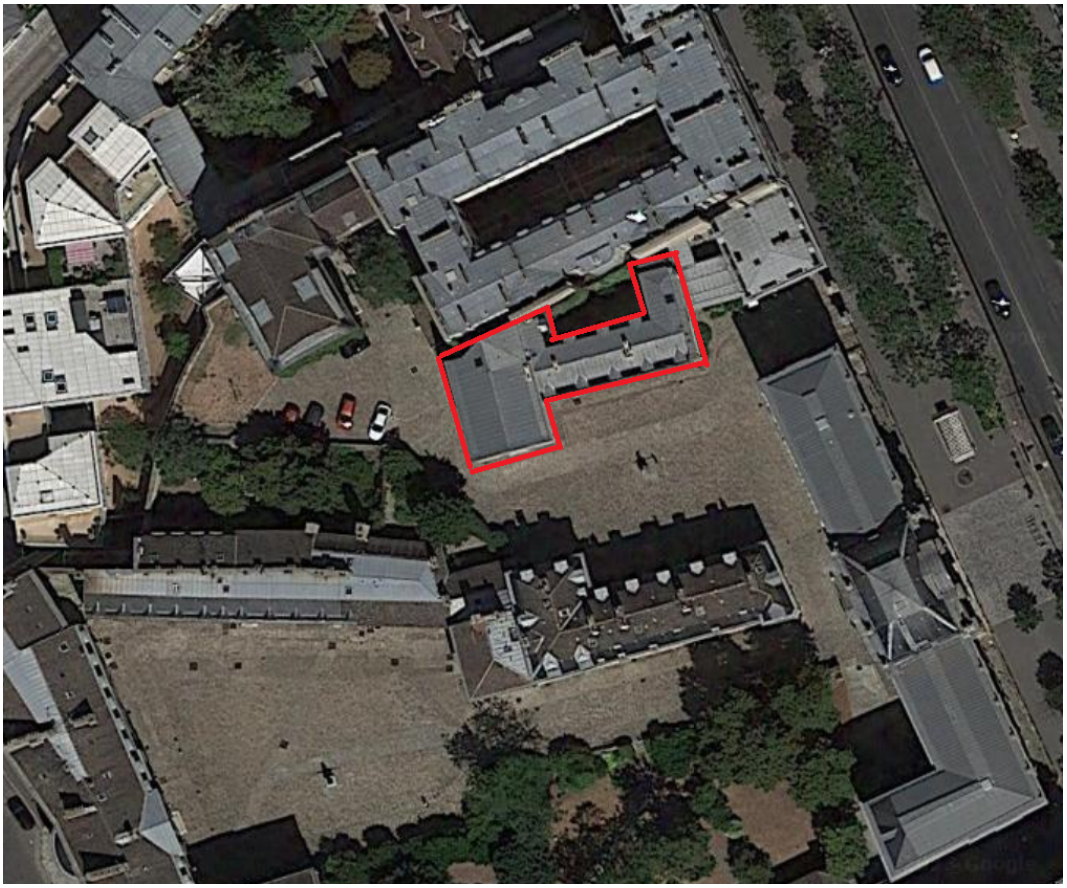


Figure 1.2 – Localisation Aile Chabrol

Le réaménagement de l'Aile Chabrol prévoit l'installation d'une matériauthèque au RDC et des espaces de coworking aux étages supérieurs.

Le projet prévoit d'adapter les nouvelles charges agissantes en considérant une destination d'usage Bureaux, ce qui correspond à une charge d'exploitation de $2.5kPa$

La présente étude a pour objectif la reconnaissance des planchers existants et 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).

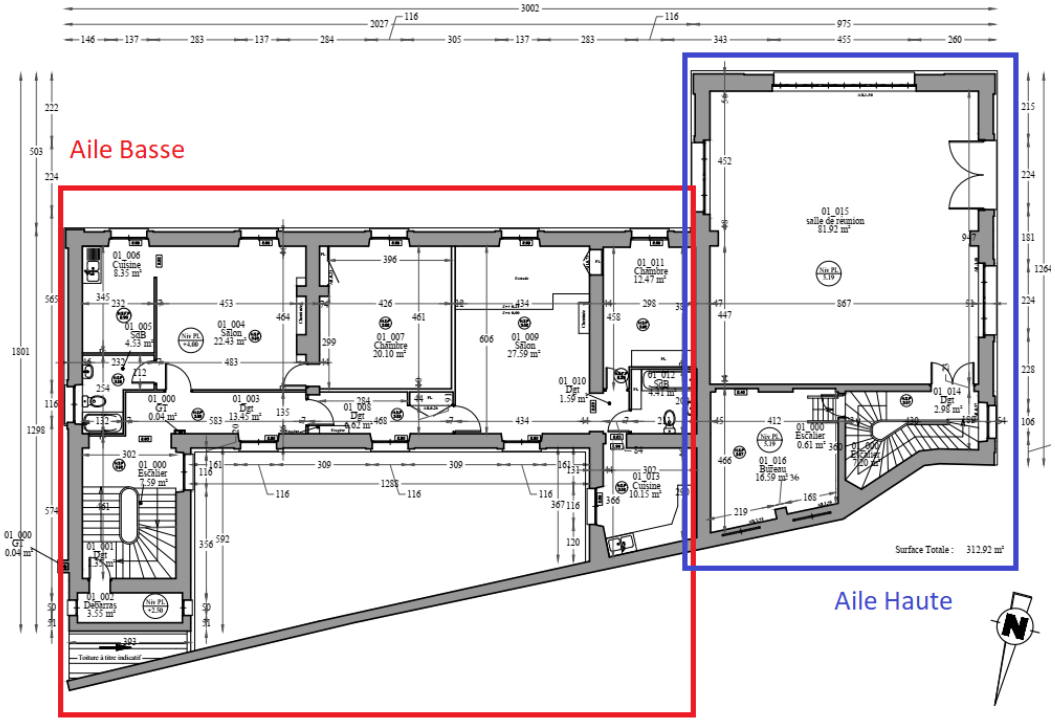


Figure 1.4 – Plan de l'Aile Chabrol RDC et R+1 (Plan Agence Arch-R)

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

Dans les images suivantes on reporte les plans de l'état actuel ainsi que la position des sondages réalisés sur les planchers.

Les flèches indiquent la direction des solives métalliques

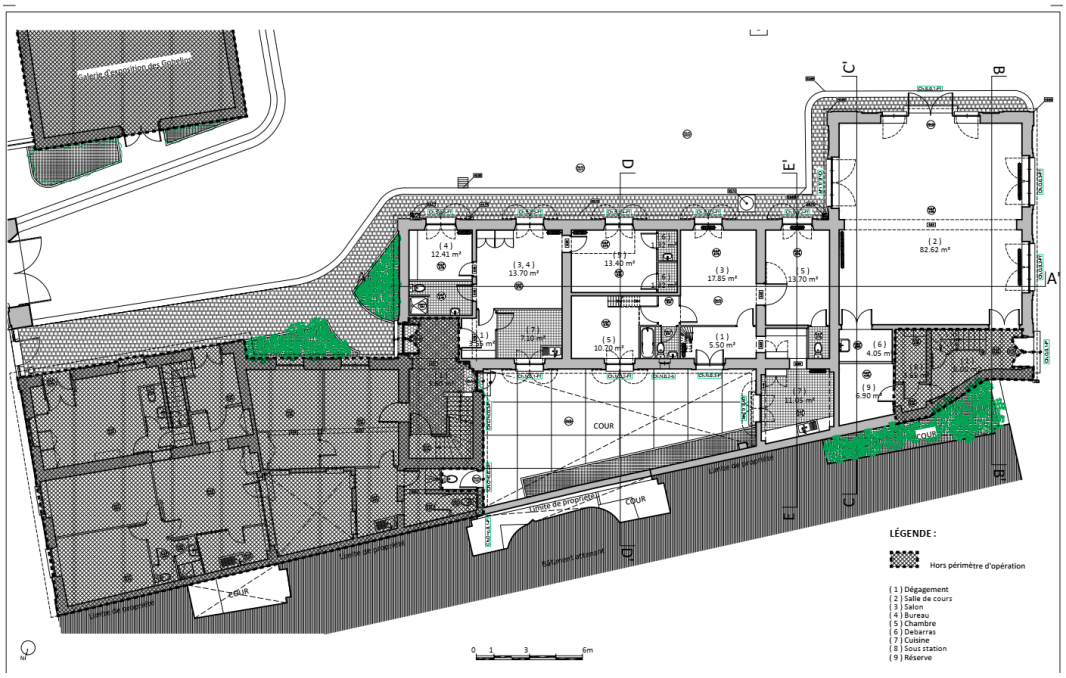


Figure 1.5 – Plan RDC (Plan Agence Arch-R)

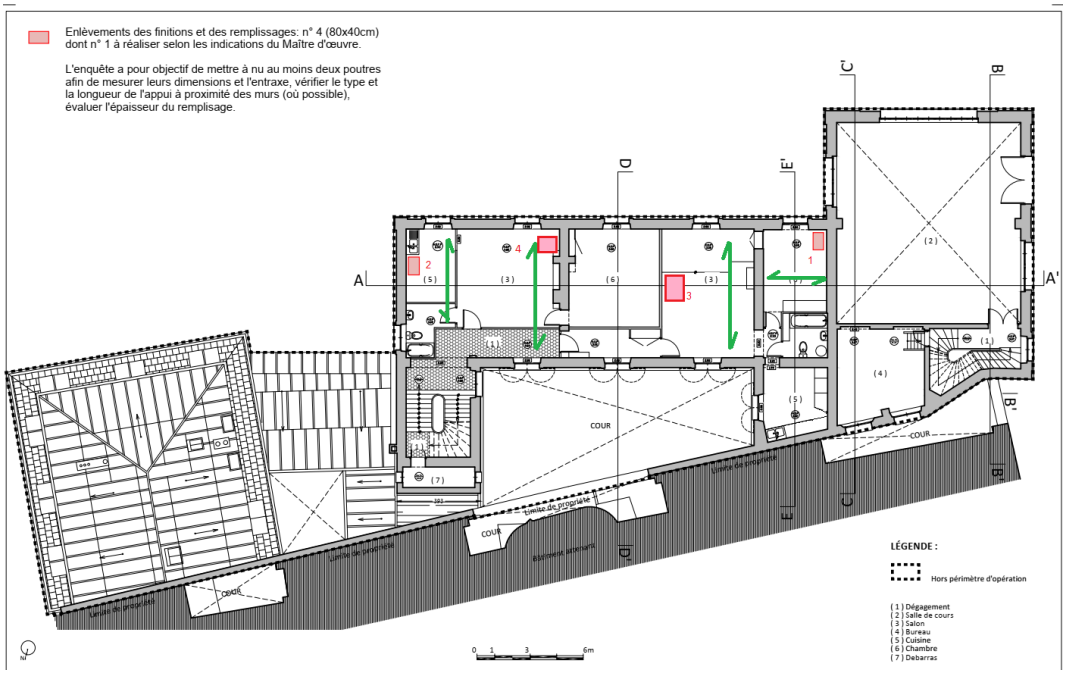


FIGURE 1.6 – Plan R+1 (Plan Agence Arch-R)

On reporte les photos des sondages faits à l'étage R+1



Figure 1.7 – Sondage 1 R+1



Figure 1.8 – Sondage 3 R+1



Figure 1.9 – Détail remplissage sondage 3 R+1



Figure 1.10 – Sondage 4 R+1

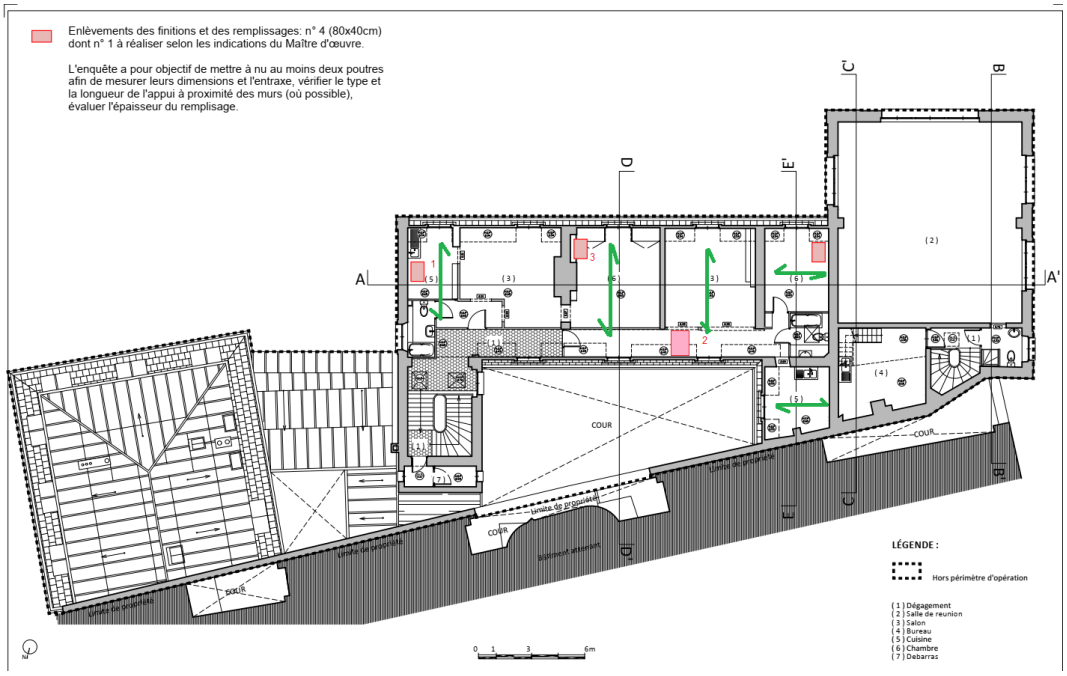


FIGURE 1.11 – Plan R+2 (Plan Agence Arch-R)

On reporte les photos des sondages faits à l'étage R+2



Figure 1.12 – Sondage 1 R+2



Figure 1.13 – Sondage 2 R+2



Figure 1.14 – Sondage 3 R+2

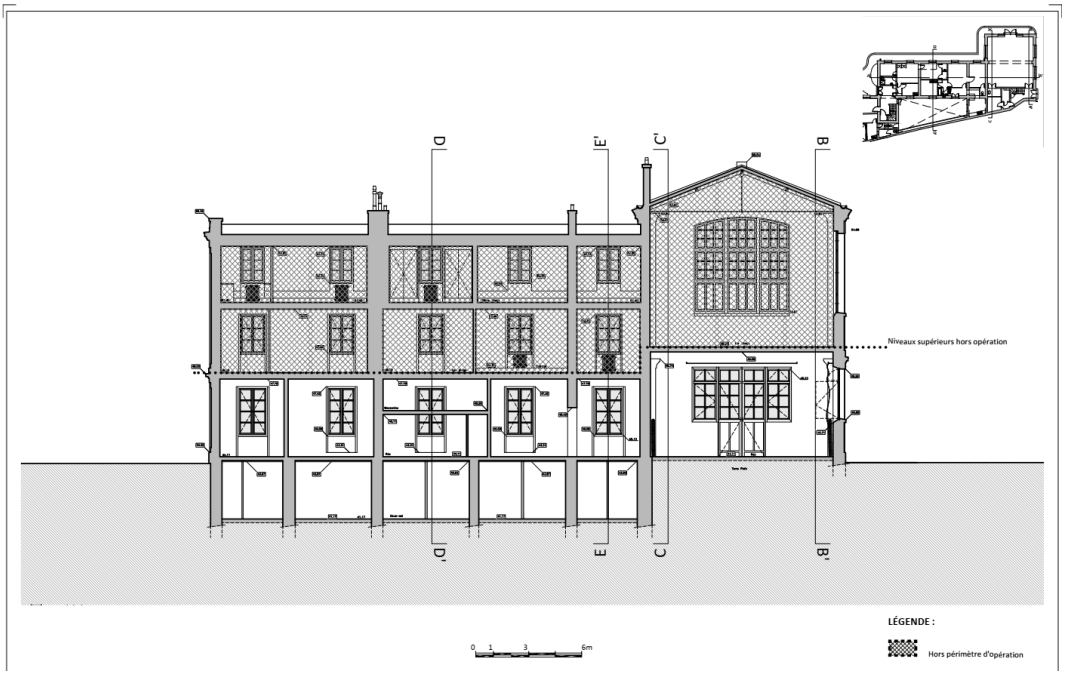


Figure 1.15 – Coupe Longitudinale (Agence Arch-R)

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.

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.

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.

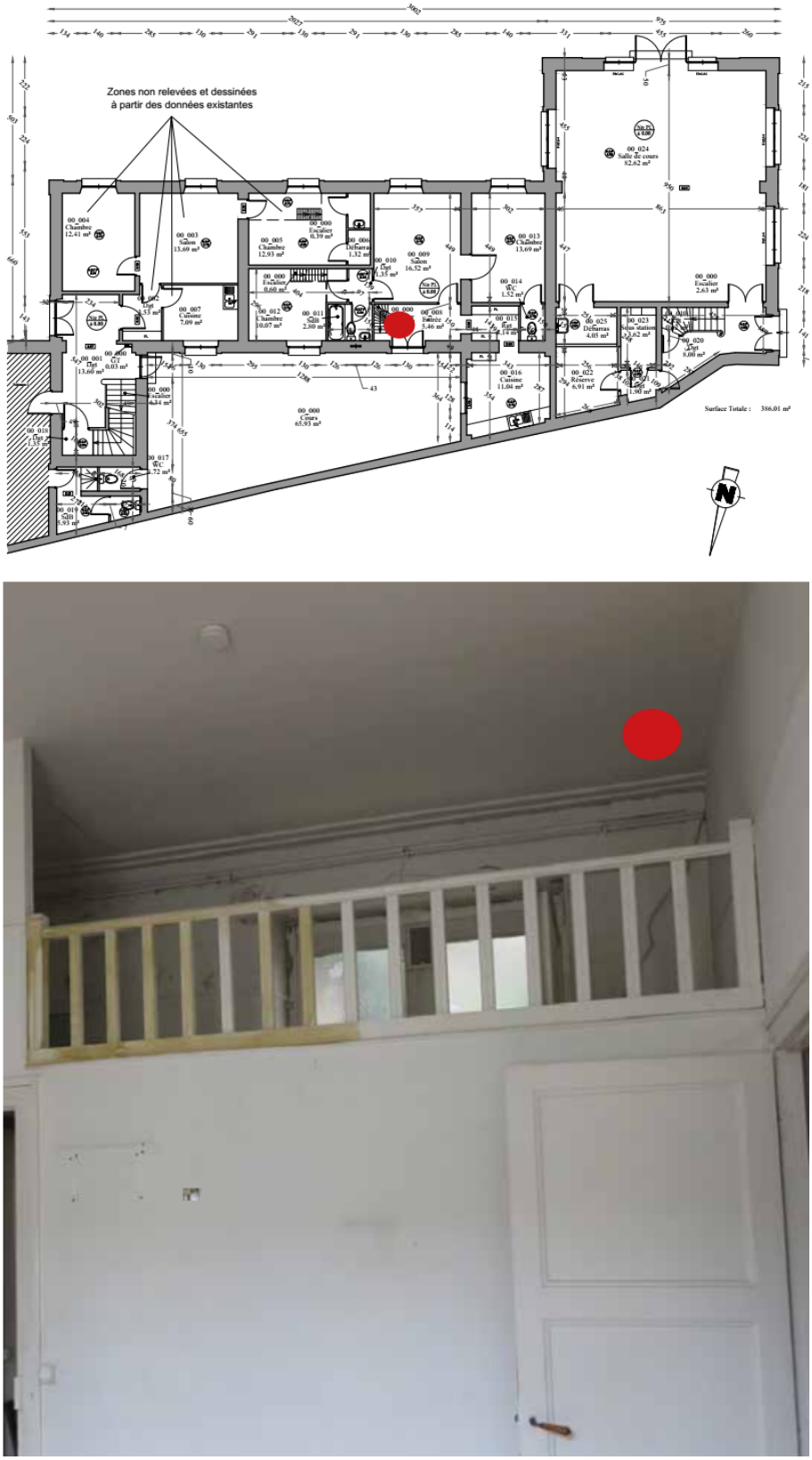


Figure 1.16 – Position Sondage Plafond RDC/Plancher R+1



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

Les sondages montrent que les planchers du R+1 et R+2 sont principalement constitué par un solivage en poutrelles métalliques espacées environ $80cm$ et trame perpendiculaire à la façade principale. La porté de mur à mur de façade est de $6m$, les solives ont généralement une semelle $55mm$ large, ce qui correspond à une IPE100.

Font exception les poutres des planchers adjacents l'Aile Haute qui sont tramés en direction

parallèle à la façade de la cour et ont une portée réduite de $3m$ et ont une semelle large environ $45mm$ ce qui correspond à une IPE 80.

Un hourdis en plâtre mixte chaux et sable avec épaisseur variable entre $5cm$ et $8cm$ (voir photo de détail du sondage 3 R+1) fait support aux auget de fixation des lambourdes.

Malheureusement la trame des lambourdes n'est pas toujours perpendiculaire à la trame des solives en acier (voir sondage 2 du R+2 et 1 du R+1), de ce fait la charge d'exploitation du plancher est directement transférée à l'aire plâtre qui devient un élément porteur principale.

A l'état actuel il n'existe pas de normes qui permettent de calculer et assurer la capacité porteuse en flexion d'un panneau de plâtre utilisé comme dalle de plancher.

Pour ces portions de plancher on considère ainsi que la charge soit toujours reprise par les solives en acier, ce qui implique la nécessité d'une intervention pour modifier l'orientation des lambourdes.

Globalement les planchers sont raides et ne montrent pas de défaillances de type structurel.

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.

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 des planchers est constitue d'une solivage en poutrelles métalliques remplies par un hourdi plâtre massif.

Les lambourdes supportant le parquet sont à la fois perpendiculaires à la trame des solives, à la fois parallèles.

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 :

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

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 $0.3kPa$
— le poids du remplissage en plâtre massif sur une épaisseur d'environ $8cm$ et une masse volumique de $\rho = 1600kg/m^3$, égale à $1.44kPa$

Totale des charges permanentes

$$DL_{tot} = 1.74kPa$$

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

La charge d'exploitation à considérer est :

$$\boldsymbol{q_k = 2.5kPa}$$

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

$$Q_k = 4.0kN$$

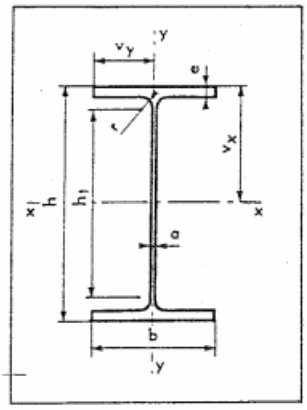
Chapitre 6

Portée des poutres métalliques des planchers

La résistance des poutres et donc la charge admissible dépend de la nuance de l'acier et de la porté ainsi que du schéma statique.

Les solives en acier sont considérées comme des poutre sur 2 appuis.

Ci-dessous, sont présentées les caractéristiques mécaniques des poutrelles métalliques, déduites de la largeur de la semelle mesurée ($46mm$ et $55mm$ respectivement)



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 $IPE80$ et à une $IAP100/IPE100$ 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	$160MPa$
Moment résistant ELU	$3.2kNm$

IPE100

Poutrelle	Taille
Hauteur de la section	$100mm$
Largueur des semelles	$55mm$
Épaisseur de semelle	$5.7mm$
Épaisseur d'âme	$4.1mm$
Poids propre	$8.1kg/m$
Aire des la section	$1032mm^2$
Moment d'inertie de flexion	$1710000mm^4$
Module élastique de section	$34200mm^3$
Module d'élasticité	$200000MPa$
Limite d'élasticité	$160MPa$
Moment résistant ELU	$5.5kNm$

Table 6.1 – Caractéristiques mécaniques des poutrelles métalliques

On fait un calcul qui donne la charge admissible en fonction de la contrainte limite, $\sigma_{adm} = 160MPa$ ou en considérant la limite élastique $f_{yd} = 235MPa$

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

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

	σ_{adm}	f_{yd}	W	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$
	$[MPa]$	$[MPa]$	$[mm^3]$	$[kNm]$	$[kNm]$
IPE 80	160	235	20030	3.2	4.7
IPE 100	160	235	34200	5.5	8

Table 6.2 – Moment résistant des poutres

6.1 Planchers IPE 80 avec portée 3m

Le moment ELU agissant est égale à :

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

où :
— W_1 est le module de résistance de la poutre
— $\sigma_{adm} = 160MPa$ est la contrainte admissible pour la nuance d'acier considéré ;
— $f_{yd} = 235MPa$ est la contrainte élastique pour la nuance d'acier considéré ;
— g_k est le charge permanente des planchers ;
— q_k est le charge variable agissant sur les planchers ;
— $l = 3m$ est la longueur de calcul.
— $i = 0.8m$ est l'espacement des poutres
Pour les planchers avec la trame en direction perpendiculaire réduite à $3m$ obtient :

$$M_{edMin} = \frac{(1.35 \cdot 1.74 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.8 \cdot 3^2}{8} = 2.11 + 1.35q_k$$

La charge d'exploitation admissible est alors obtenue en imposant l'égalité entre le moment sollicitant à l'ELU et le moment résistant de la poutre :

$$M_{rd} = M_{edMin} \rightarrow M_{Rd} = 2.11 + 1.35q_k$$

	M_{ed}	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$	$q_{k\,160}$	$q_{k\,235}$
	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kPa]$	$[kPa]$
IPE 80	$2.11 + 1.35q_k$	3.2	4.7	0.81	1.92

Table 6.3 – Charges d'exploitation admissibles

On note que la charge d'exploitation admissible pour les poutre IPE80 est au maximum $192kg/m^2$ si l'on accepte que l'acier ait une contrainte limite élastique de $235MPa$. En revanche, si l'on souhaite adopter un scenario plus conservateur avec une contrainte admissible de $160MPa$ la charge d'exploitation devient largement réduite à environ $80kg/m^2$.

Dans les deux cas la structure actuelle n'est pas capable de supporter la charge d'exploitation des bureaux qui est égale à $250kg/m^2$.

6.2 Planchers IPE100 avec portée 6m

Les poutrelles ont une portée d'environ $l = 6m$
L'espacement des poutres est suffisamment homogène et égale à environ $i = 0.8m$.
Le moment ELU agissant est égale à :

$$M_{edMin} = \frac{(1.35 \cdot 1.74 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.8 \cdot 6^2}{8} = 8.46 + 5.4q_k$$

On note tout de suite que le moment issu de la charge permanente dépasse déjà largement la capacité résistante des poutres ($8.46kNm \gg M_{rd}$) sur les planchers avec une portée de $6m$ et poutres IPE100 en considérant des résistances de $160MPa$ ou $235MPa$ typiques de l'époque.

Les résultats indiquent qu'à l'ELU il faudrait alléger le plancher existant (valeur négative de la charge q_{sk}) et ne pas appliquer des charges d'exploitation au dessus.

Seule l'hypothèse d'un acier de meilleur résistance $S275$ ou $S355$ permet de justifier des charges d'exploitation positives mais toujours très limitées.

	M_{ed}	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$	$M_{rd\,275}$	$M_{rd\,355}$	$q_{k\,160}$	$q_{k\,235}$	$q_{k\,275}$	$q_{k\,355}$
	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kPa]$	$[kPa]$	$[kPa]$	$[kPa]$
IPE 100	$8.46 + 5.4q_k$	5.5	8	9.4	12.1	-0.55	-0.09	0.17	0.67

Table 6.4 – Charges d'exploitation admissibles

Si on répète les calculs sans application des coefficient de sécurité sur les charges, donc un pur calcul sur les valeurs caractéristiques des charges on obtient :

$$M_{ELS} = \frac{(1.74 + q_k) \cdot 0.8 \cdot 6^2}{8} = 6.26 + 3.6q_k$$

	M_{ed}	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$	$M_{rd\,275}$	$M_{rd\,355}$	$q_{k\,160}$	$q_{k\,235}$	$q_{k\,275}$	$q_{k\,355}$
	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kPa]$	$[kPa]$	$[kPa]$	$[kPa]$
IPE 100	$6.26 + 3.6q_k$	5.5	8	9.4	12.1	-0.21	0.48	0.87	1.62

Table 6.5 – Charges d'exploitation admissibles

Ce résultat indique que dans le cas d'un acier de mauvaise qualité ($160MPa$), le niveau de chargement actuel du plancher est proche de la résistance admissible. Dans le cas d'un acier de meilleur qualité, bien qu'à l'ELU le plancher soit proche de sa résistance limite, le plancher permet encore une faible augmentation de la charge avant d'atteindre sa capacité ultime.

Une nuance d'acier $S355$ semble peu probable étant donné l'époque de construction. Une nuance $S275$ est possible mais la charge d'exploitation admissible reste très faible ($17kg/m^2$)

Les poutres sont donc sous dimensionnées par rapport à la charge permanente actuelle, ce qui devrait entraîner des déformations visibles qui cependant n'appariassent pas.

Dans la réalité il est fort probable que le plâtre forme une sorte de dalle collaborant avec l'acier et contribue ainsi à la raideur et à la résistance à la flexion

Le « degré de collaboration » entre les deux matériaux est par contre difficile à évaluer, de plus en absence de goujons ou systèmes spécifiques pour la transmission de l'effort de cisaillement entre les deux matériaux, seule l'adhérence du plâtre serait à prendre en compte. Des phénomènes de fluage ne sont pas non plus à exclure, ce qui engendrerait un état de sollicitation composite très difficile à analyser de manière fiable.

En absence d'une norme qui permet de calculer ce plancher mixte acier-plâtre, il nous semble cohérent et sécuritaire négliger ce phénomène et rapporter les calculs à la seule résistance de l'acier, bien que les résultats obtenus sont en contradiction avec la réalité observée.

Il ne semble pas non plus correct considérer les poutres comme en simple appuis sur une longueur de $6m$ lors que à l'étage en dessous des cloisons peuvent jouer un rôle de support intermédiaire. Une analyse de ces cas de figure sera développé par la ensuite.

6.3 Poutres R+1

L'analyse faite des planchers aux étages R+1 et R+2 met en évidence une substantielle défaillance des poutres métalliques si on néglige l'apport des cloisons des étages au dessous comme supports.

La présence des cloisons à l'étage inférieur doit forcément jouer un rôle d'appuis intermédiaire qui permet de réduire la sollicitation sur les solives.

Dans ce cas il faut se concentrer sur une analyse des planchers du R+1 en tenant en compte les cloisons et des murs du RDC ; pour le R+2 il faut forcement tenir en compte des cloisons du R+1.

Ce type d'analyse oblige à tenir compte que les cloisons chargent le plancher sur le quel sont posées avec la réaction d'appuis des planchers aux étages au dessus.

Le plancher du RDC est donc chargé par la réaction d'appuis des cloisons du R+1 et du R+2.

Le plancher du R+1 est chargé par les cloisons qui transfèrent la réaction d'appuis des planchers au R+2.

En ce qui concerne les planchers du RDC il faut tenir compte des murs dans les caves (le couloir et les cloisons) qui réduisent les portées des poutres.

L'alignement du couloir des caves avec les cloisons du RDC, servant de support au R+1, est satisfaisant pour les planchers bleu et rouge ci dessous ; est en revanche très désaxé pour le plancher vert, où la cloison de séparation risque de se situer sur l'axe d'une solive des caves. Pour ce cas spécifique la présence de la cloison cerclée en rouge ci dessous joue un rôle de premier ordre dans la reprise des efforts aux étages.

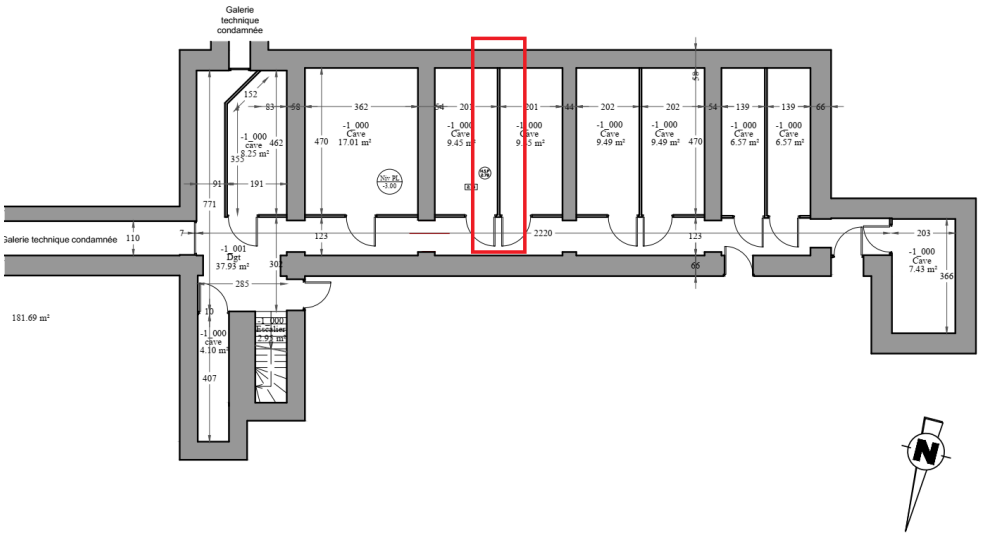


Figure 6.2 – Plan des caves

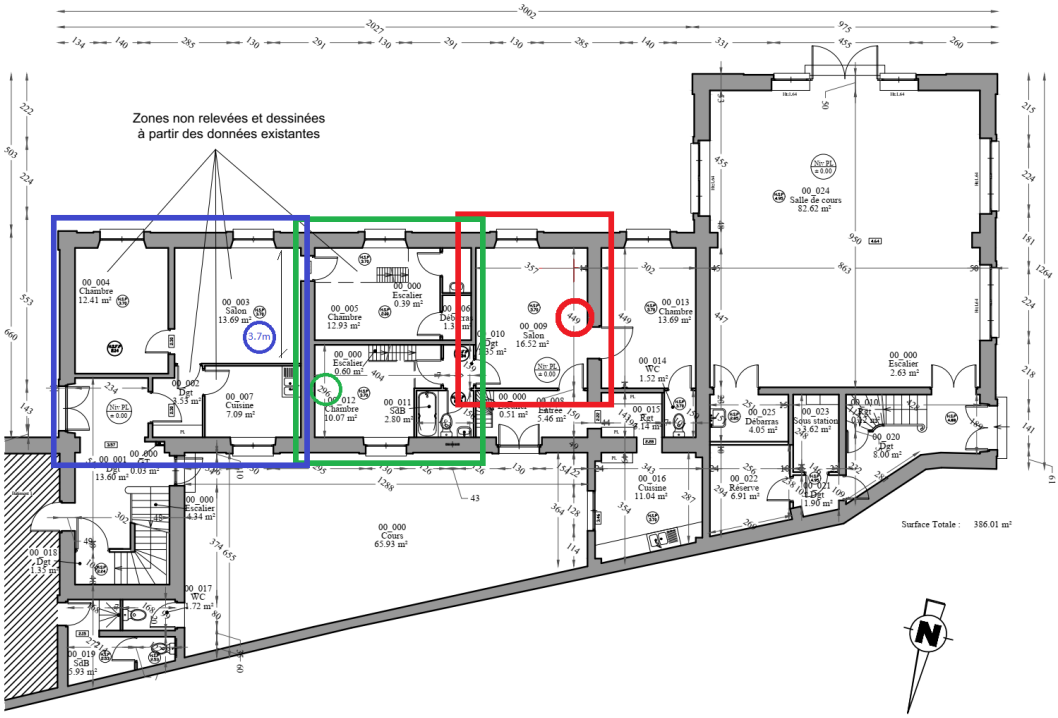


FIGURE 6.3 – Cloisons du RDC

Si on considère les cloisons du RDC comme des appuis pour les poutres du plancher R+1, la poutre de $6m$ est coupée en deux portées de $1.5m$ et $4.5m$ (**plafond rouge** dans l'image ci dessus).

En considérant une schéma de poutre sur 3 appuis et non pas sur 2 appuis on obtient le moment maximale négatif sur l'appui qui vaut :

$$M_{edMin} = \frac{(1.35 \cdot 1.74 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.8}{8 \cdot (1.5 + 4.5)} \cdot (1.5^3 + 4.5^3) = 3.7 + 2.36 q_k$$

	M_{ed}	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$	$q_{k\,160}$	$q_{k\,235}$
	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kPa]$	$[kPa]$
IPE 100	$3.7 + 2.36 q_k$	5.5	8	0.76	1.82

TABLE 6.6 – Charge d'exploitation admissibles

La charge d'exploitation admissible pour les poutres sur 3 appuis est maintenant positive, donc la prise en compte de la cloison « aide » la porté des poutres, par contre aussi en acceptant un taux de travail limite de $235 MPa$ la charge admissible n'atteint pas les $250 kgm^2$ requises pour les bureaux.

En considérant la cloison exactement à mi porté de la poutre donc avec 2 portées de $3m$ (**plafond vert ci dessus**), le moment agissant devient :

$$M_{edMin} = \frac{(1.35 \cdot 1.74 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.8 \cdot 3^2}{8} = 2.11 + 1.35 q_k$$

	M_{ed}	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$	$q_{k\,160}$	$q_{k\,235}$
	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kPa]$	$[kPa]$
IPE 100	$2.11 + 1.35 q_k$	5.5	8	2.51	4.36

Table 6.7 – Charge d'exploitation admissibles

La charge d'exploitation admissible couvre largement les $250 kg/m^2$ requises aussi en considérant l'acier le plus défavorable.

Pour le **plafond bleu** avec deux portées de $2.3m$ et $3.7m$ on obtient le moment maximale négatif sur l'appui qui vaut :

$$M_{edMin} = \frac{(1.35 \cdot 1.74 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.8}{8 \cdot (2.3 + 3.7)} \cdot (2.3^3 + 3.7^3) = 2.46 + 1.57 q_k$$

	M_{ed}	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$	$q_{k\,160}$	$q_{k\,235}$
	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kPa]$	$[kPa]$
IPE 100	$2.46 + 1.57 q_k$	5.5	8	1.94	3.53

Table 6.8 – Charge d'exploitation admissibles

Dans ce cas on arrive à atteindre la charge d'exploitation demandée uniquement en considérant un acier avec une limite élastique de $235 MPa$.

On reporte un schéma récapitulatif de la charge admissible pour les planchers du R+1 en tenant compte de la présence des cloisons au RDC et une limite élastique de $235 MPa$ pour les aciers.

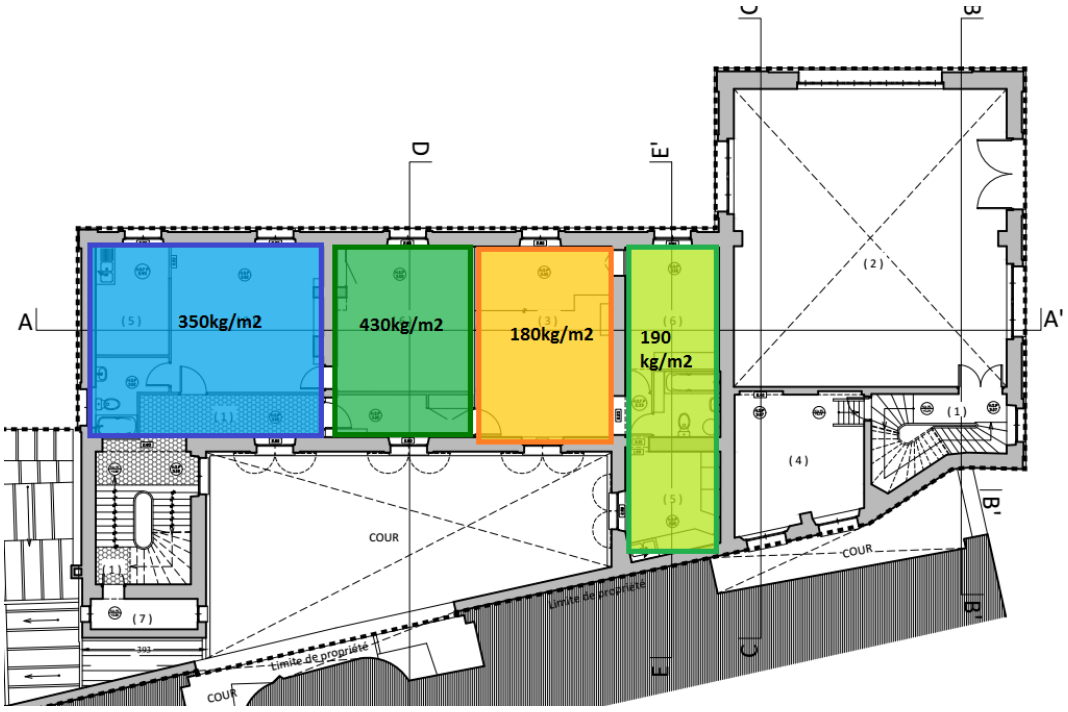


Figure 6.4 – Charges admissibles R+1 acier $S235$

6.4 Poutres R+2

Pour le calcul des planchers du R+2 on considère les cloisons du R+1 comme des appuis pour les solives métalliques du R+2.

Dans ce cas les couloirs chargent de manière linéique le plancher du R+1 que à leur fois chargent le plancher du RDC et la cloison du couloir des caves.

Le couloir du R+1 a une largeur de $1.35m$ ce qui correspond aux portées des poutres du R+2 de $1.35m$ et $4.65m$

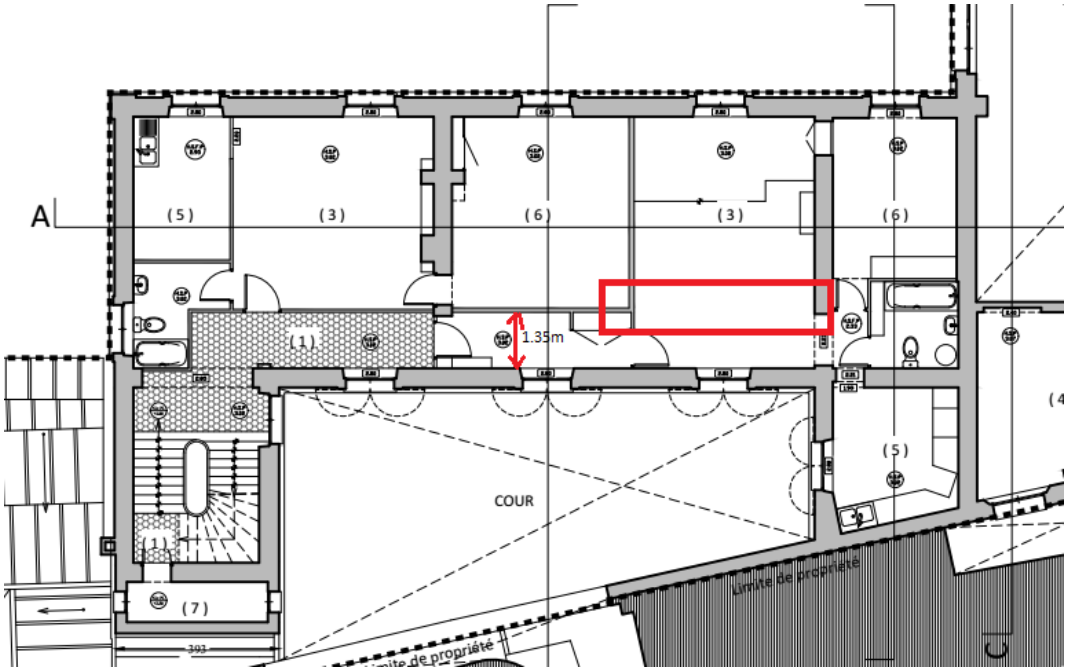


Figure 6.5 – Cloisons du R+1

L'absence de la cloison sur la dernière pièce (en rouge dans l'image ci dessous), nous oblige à considérer une poutre en pleine portée de $6m$ pour le plancher correspondant à l'étage R+2.

Pour cette portion de plancher les analyses faites au chapitre sur les poutres avec $6m$ de porté s'appliquent.

En considérant un schéma de poutre sur 3 appuis pour les autres planchers on obtient le moment maximal négatif sur l'appui qui vaut :

$$M_{edMin} = \frac{(1.35 \cdot 1.74 + 1.5 \cdot q_k) \cdot 0.8}{8 \cdot (1.5 + 4.5)} \cdot (1.35^3 + 4.65^3) = 4.03 + 2.58 q_k$$

	M_{ed}	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$	$q_{k\,160}$	$q_{k\,235}$
	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kNm]$	$[kPa]$	$[kPa]$
IPE 100	$4.03 + 2.58 q_k$	5.5	8	0.57	1.54

Table 6.9 – Charge d'exploitation admissibles

La charge d'exploitation admissible est d'environ $150 kg/m^2$ en considérant un acier de meilleure qualité, alors qu'elle est fortement limitée à environ $60 kg/m^2$ pour un acier moins résistant.

On reporte un schéma récapitulatif de la charge admissible pour les planchers du R+2 en tenant compte de la présence des cloisons au R+1 et une limite élastique de $235 MPa$ pour les aciers.

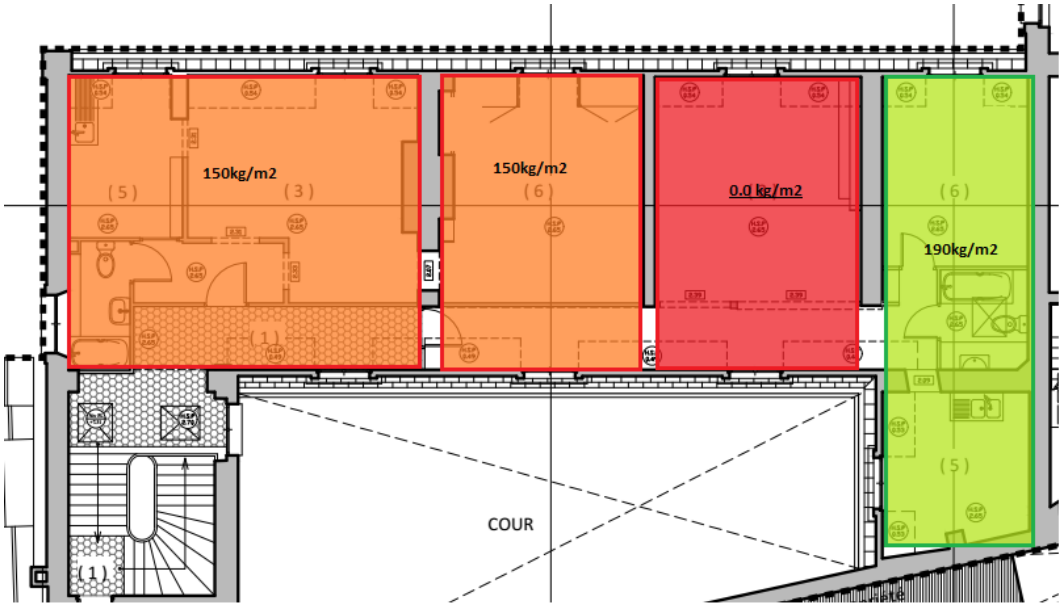


Figure 6.6 – Charges admissibles R+2 acier $S235$

Table des figures

1.1 Localisation Manufacture Gobelins . . . 6
1.2 Localisation Aile Chabrol . . . 7
1.3 Vue de l'Aile Chabrol (Photo Agence Arch-R) . . . 8
1.4 Plan de l'Aile Chabrol RDC et R+1 (Plan Agence Arch-R) . . . 9
1.5 Plan RDC (Plan Agence Arch-R) . . . 10
1.6 Plan R+1 (Plan Agence Arch-R) . . . 11
1.7 Sondage 1 R+1 . . . 12
1.8 Sondage 3 R+1 . . . 13
1.9 Détail remplissage sondage 3 R+1 . . . 14
1.10 Sondage 4 R+1 . . . 15
1.11 Plan R+2 (Plan Agence Arch-R) . . . 16
1.12 Sondage 1 R+2 . . . 17
1.13 Sondage 2 R+2 . . . 18
1.14 Sondage 3 R+2 . . . 19
1.15 Coupe Longitudinale (Agence Arch-R) . . . 20
1.16 Position Sondage Plafond RDC/Plancher R+1 . . . 21
1.17 Vue du sondage du plancher R+1 de l'Aile Chabrol . . . 22

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

6.1 Profils IAP 1962 . . . 36
6.2 Plan des caves . . . 40
6.3 Cloisons du RDC . . . 41
6.4 Charges admissibles R+1 acier $S235$ . . . 43
6.5 Cloisons du R+1 . . . 44
6.6 Charges admissibles R+2 acier $S235$ . . . 45