

VILLE DE MARSEILLE
Direction Etudes et Grands Projets de Construction – Service Maîtrise d'Ouvrage
Immeuble Allar – 9, rue Paul Brutus – 13015 Marseille

BOUCHES-DU-RHÔNE - MARSEILLE 6^{ème}
EGLISE SAINT-JOSEPH ET PRESBYTERE

D.C.E

RESTAURATION
DES PLAFONDS COUVERTURES PLANCHERS DE
L'ÉGLISE ST JOSEPH ET DU PRESBYTERE

DIAGNOSTIC STRUCTURE

Maître d'œuvre : ARCHITEKT-ON – 64, rue Édouard Herriot – 69002 LYON
contact@architekt-on.fr - 04 72 41 71 90

AFFAIRE N° 14.17.8.063

MARSEILLE (13)

Eglise Saint Joseph

Etat des lieux - Diagnostic structurel

Plafond de l'église et planchers du presbytère

Indice 0

Maître d'ouvrage :
Mairie de Marseille

Maître d'œuvre :
ARCHITEKT-ON
64 rue du Président Herriot
69002 LYON

Rédacteur : Armand Thomas

Vérificateur : Éric Merlin

29 septembre 2017

SOMMAIRE

I. OBJET DE L'ETUDE	3
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET DU CONTEXTE	4
A. Description succincte de l'ouvrage	4
B. Historique	6
C. Contexte de l'étude	6
1. Aspect structurel	6
2. Etat sanitaire	7
III. HYPOTHESES DE L'ETUDE	8
A. Hypothèses sur les matériaux	8
B. Calculs des flèches	9
C. Hypothèses de calculs	10
1. Charges permanentes	10
2. Charge d'exploitation sur plancher	10
3. Charges d'exploitation en toiture	10
4. Charges climatiques	11
5. Charges sismiques	12
IV. DIAGNOSTIC DES PLANCHERS DU PRESBYTERE NORD	13
A. Planchers hauts du rez-de-chaussée	13
1. Salle 1.2 dite salle cinéma	15
2. Salle 1.4	20
3. Salle 1.5 presbytère	26
B. Planchers hauts du premier étage	29
1. Salle 2.4	30
2. Salle 2.39	34
1. Salles 2.12 et 2.14	37
C. Synthèse du diagnostic	42
V. DIAGNOSTIC DES PLAFONDS DE L'EGLISE	44
A. Nef de l'église	44
1. Charpentes de la nef	44
2. Ossatures support des plafonds	48
B. Bas-côtés	50
1. Charpentes des bas-côtés	50
2. Ossatures support des plafonds des bas-côtés	53
C. Synthèse du diagnostic	57
VI. ORIENTATION DU PROJET DE CONSOLIDATION	59
A. Planchers du Presbytère	59
B. Plafonds de l'église	59

I. OBJET DE L'ETUDE

La présente étude, réalisée pour le compte de la ville de Marseille, a pour objet le diagnostic structurel des plafonds de l'Eglise Saint Joseph et des planchers du presbytère Nord associé, situés rue Paradis à Marseille (13).

Ce diagnostic constitue un état des lieux des structures porteuses bois avec l'analyse plus approfondie des planchers présentant des altérations. Les charpentes de l'église font l'objet du second chapitre de ce diagnostic.

Ce diagnostic se base sur nos visites de l'ouvrage effectuées le 26 juin 2017 et 13 septembre 2017.

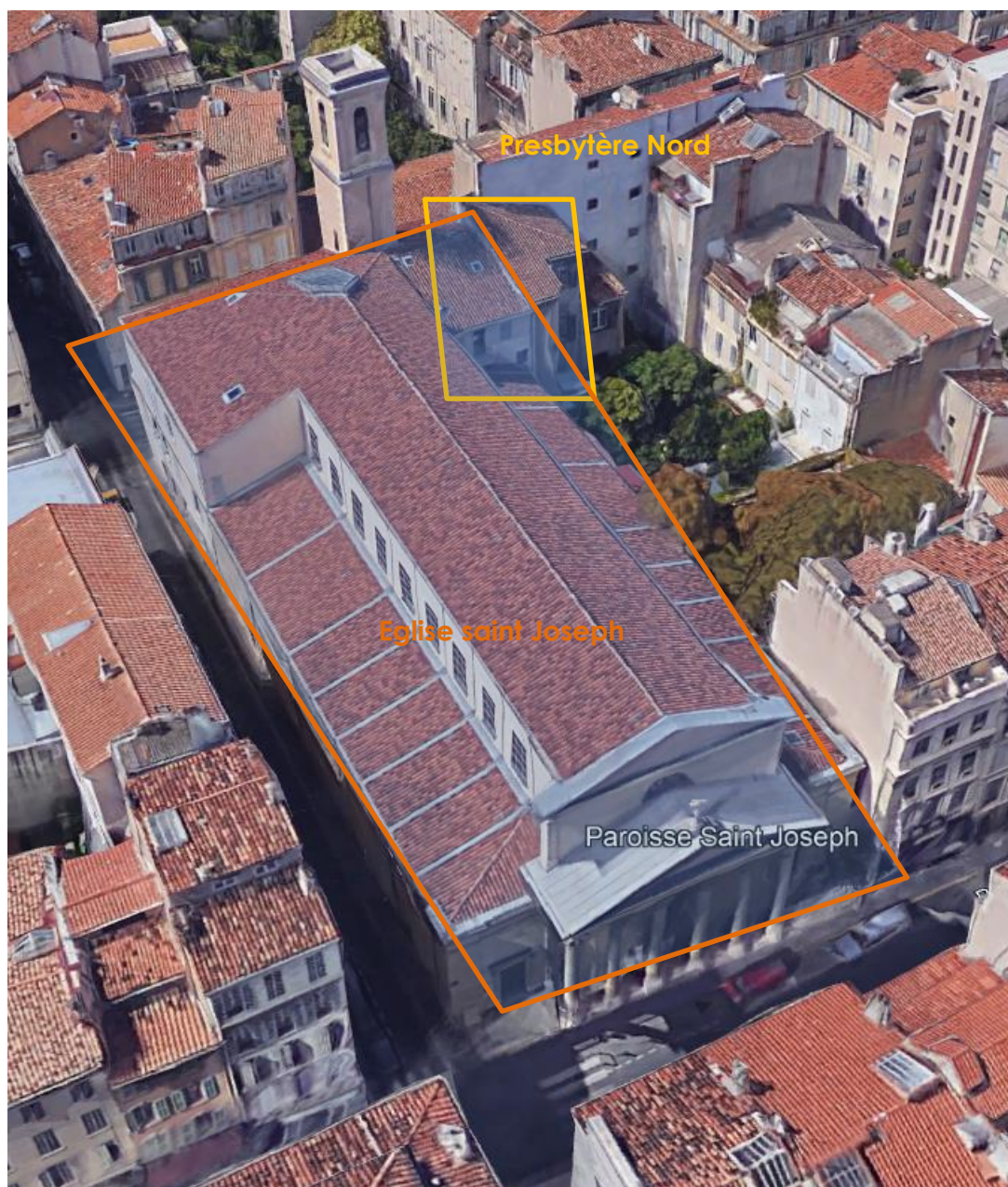


Photo 1 Vue aérienne de la paroisse Saint Joseph

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET DU CONTEXTE

A. Description succincte de l'ouvrage

L'Eglise Saint Joseph se situe au 124 rue du Paradis à Marseille (13).



Figure 1 : Vue en plan (extrait Google Earth)

De forme rectangulaire, le bâtiment principal se compose d'un seul RDC avec des combles accessibles. Les charpentes du bâtiment (nef et bas-côtés) supportent à la fois les couvertures et les plafonds en caisson.

Le presbytère rattaché à l'ouest de l'église est de type R + 2. Il abrite principalement des locaux à usage d'habitation.

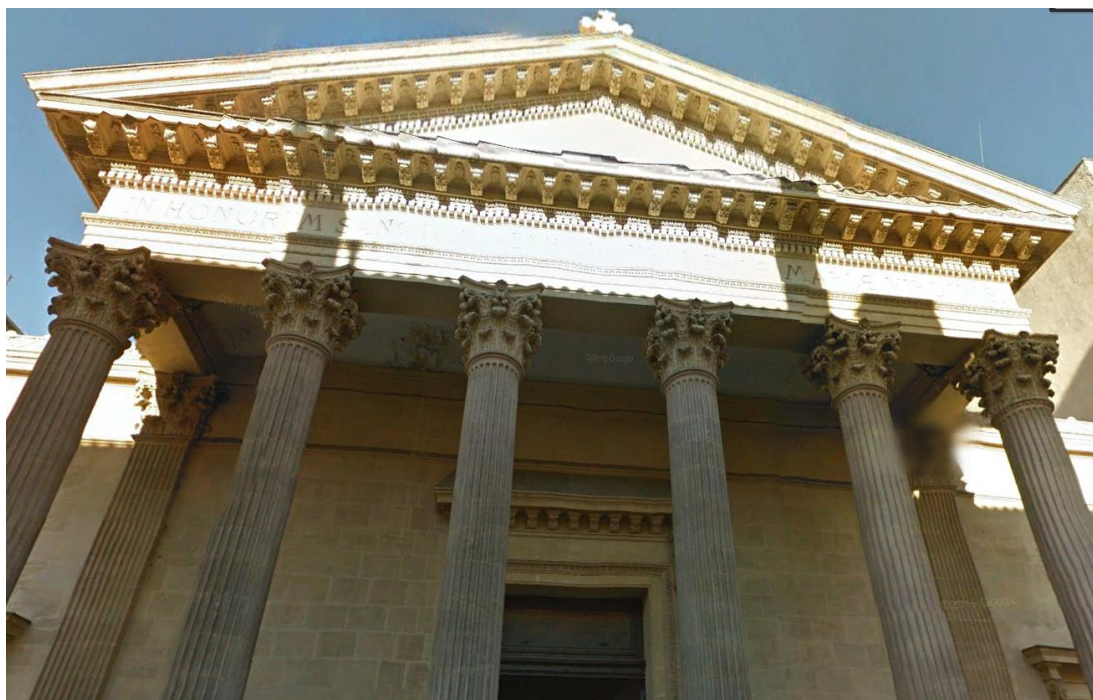


Figure 2 : Vue de la façade Est

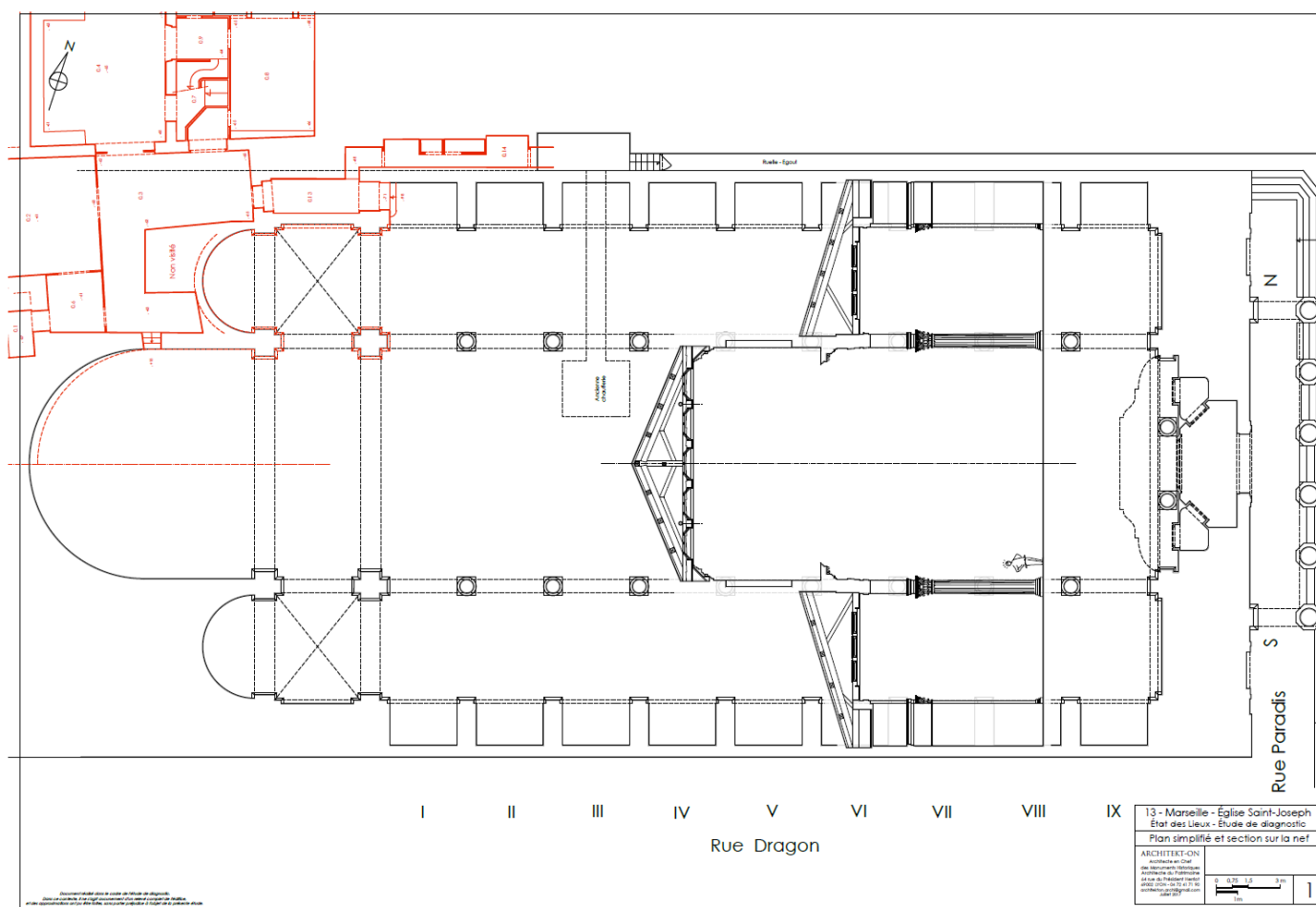


Figure 3 Vue en plan de l'Eglise (extrait plans Architekt-on)

B. Historique

L'église Saint-Joseph a été édifiée en 1837-1864 sur les plans de Pascal Coste et sous la direction de Vincent Barral, tous deux architectes et élèves de M.-R. Penchaud. Il s'agit d'une église de type basilical, dont la façade est terminée en 1864 par l'architecte Ferrié sur les dessins de Coste. En 1868, Henry Espérandieu reconstruit la tribune destinée à recevoir le grand orgue Cavaillé-Coll et réalise le plafond à caissons de la nef.

Chronologie sommaire :

1837-1864 : construction sur les plans de Pascal Coste

1868 : construction de la nouvelle tribune et du plafond à caissons de la nef

1925 : achèvement du décor des nefs latérales et des chapelles

Cet édifice a été classé au titre des Monuments Historiques le 9 février 1999

C. Contexte de l'étude

1. Aspect structurel

Des problèmes structuraux sont apparus à l'intérieur de l'église durant l'été 2015.

Dans les bas-côtés de la nef, des morceaux de plâtre se sont détachés du faux plafond, une partie du plafond suspendu à caissons a cédé et des déplacements de poutres de charpentes ont été constatés.

Dans la sacristie, le plancher s'est effondré partiellement au premier étage.

Dans les deux cas, le mauvais état de la couverture, refaite depuis, est à l'origine d'infiltrations qui ont contribué à la dégradation de ces ouvrages.

Toutes les mesures pour assurer la sécurité des personnes ont été prises dans l'attente d'être en capacité de déterminer l'origine des désordres, leur gravité et d'évaluer les travaux de restauration à engager pour y remédier.

Le diagnostic réalisé par l'APAVE en date du 10-9-15 a été établi sur un examen visuel des plafonds suspendus, du fait de la hauteur des plafonds et de l'accès difficile et dangereux des pléniums.

Ce diagnostic n'a pas permis de déterminer les causes des désordres observés.

De plus, l'accès de l'église a été interdit au public le 1er septembre 2016 en raison de l'évolution des désordres mettant en péril la sécurité des personnes (cf rapport Apave du 24-08-2016).

2. Etat sanitaire

Les constats de l'état parasitaire réalisés par ALCYON le 27-02-2015 et le 12-07-2016 concluent à la présence de dégradations dans le bois dues à des petites vrillettes, à des agents de pourriture cubique et à la présence de dégradations dues au Capricorne des maisons.

III. HYPOTHESES DE L'ETUDE

A. Hypothèses sur les matériaux

Les bois sont considérés pour l'ensemble des ouvrages être de type résineux et de classe C22. Nous retenons les caractéristiques décrites dans le tableau suivant (extrait de l'EN 338) :

	Résineux												Feuillus							
	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Propriétés de résistance (en N/mm ²)																				
Flexion	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Traction axiale	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Traction transversale	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression axiale	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Compression transversale	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Cisaillement	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Propriétés de rigidité (en kN/mm ²)																				
Module moyen d'élasticité axiale	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Module d'élasticité axiale (au 5 ^e percentile)	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Module moyen d'élasticité transversale	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Module moyen de cisaillement	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Masse volumique (en kg/m ³)																				
Masse volumique	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900
Masse volumique moyenne	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080
NOTE 1 Les valeurs données ci-dessus pour la résistance à la traction, la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, le module d'élasticité au 5e percentile, le module moyen d'élasticité transversale et le module moyen de cisaillement ont été calculées en utilisant les équations données à l'Annexe A.																				
NOTE 2 Les propriétés disposées dans le tableau sont compatibles avec des bois présentant une teneur en humidité résultant d'une température de 20 °C et une humidité relative de 65 %.																				
NOTE 3 Il est possible que le bois se conformant aux classes C45 et C50 ne soit pas disponible facilement.																				
NOTE 4 Les valeurs caractéristiques pour la résistance au cisaillement sont données pour du bois sans fissures, selon l'EN 408. Il convient de couvrir l'impact des fissures par les règles de calcul.																				

B. Calculs des flèches

Il existe deux critères de flèches à vérifier pour les éléments en bois dans les bâtiments neufs :

- critère de flèche à long terme sous l'ensemble des charges (permanentes et additionnelles). Cette flèche intègre les phénomènes de fluage.
- critère de flèche à court terme sous les surcharges d'exploitation.

Le premier critère de flèche n'a pas de sens pour un plancher ancien qui a été modifié lors de son existence. Il est donc remplacé par les conditions suivantes :

- les revêtements de sol et cloisons portés par le plancher ne doivent pas présenter de désordres
- la flèche du sol actuellement observée sur place doit être compatible avec l'utilisation du bâtiment,
- le plancher ne doit pas être rechargé.

Les critères à vérifier par un élément structurel d'une structure ancienne du point de vue de l'Eurocode 5 sont alors :

- le critère de contrainte de flexion,
- le critère de contrainte de cisaillement,
- critère de flèche à court terme sous les surcharges d'exploitation : flèche maximale instantanée (nota : sans fluage) sous les seules charges d'exploitation, prise égale au 300ème de la portée ($L/300$).

C. Hypothèses de calculs

1. Charges permanentes

Les charges permanentes de planchers et de toiture prises en compte sont données dans les différentes parties du diagnostic, salle par salle. Ces charges ont été déterminées sur la base des sondages réalisés lors de notre intervention.

2. Charge d'exploitation sur plancher

Les charges d'exploitation des planchers sont calculées sur la base des structures porteuses reconnues.

Les passerelles techniques des combles de l'église sont inaccessibles au public. Il s'agit de circulations d'entretien, nous retenons une charge d'exploitation de 80 daN/m².

3. Charges d'exploitation en toiture

D'après l'annexe nationale de l'Eurocode 1, pour les toitures de catégorie H (toiture inaccessible sauf pour entretien) avec une pente comprise entre 3 et 5%, nous retenons une charge ponctuelle de **150 daN** appliquée au milieu de la panne ou une charge répartie de 80 daN/m² sur 10 m².

Tableau 6.10 (NF) - Toitures de catégorie H : charges d'exploitation

Type de la toiture	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Toiture de pente inférieure à 15 % recevant une étanchéité	0,8	1,5
Autres toitures	0	1,5

Tableau 1 Critères de charges d'exploitation à l'Eurocode 1

4. Charges climatiques

Marseille (13) se situe en région de neige A2 (altitude = 30m)

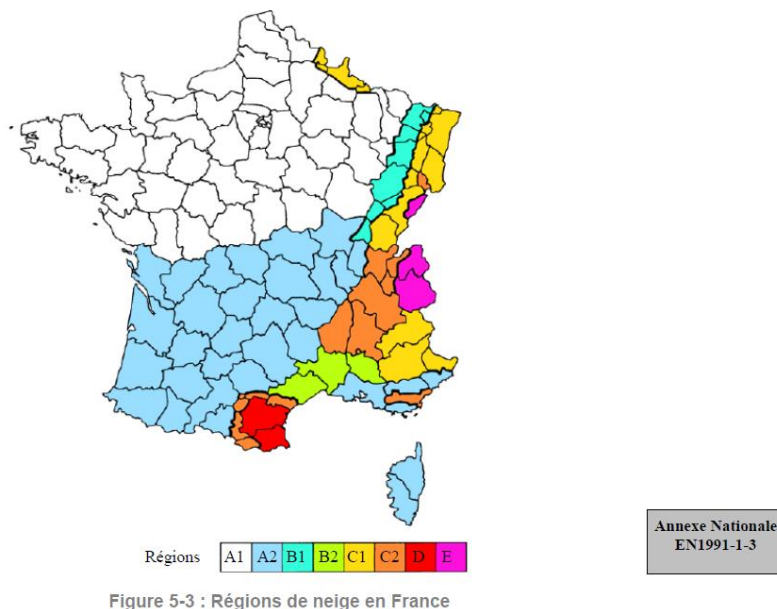


Figure 5-3 : Régions de neige en France

Régions de neige	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
charge de neige caractéristique au sol s_{k0} (kN/m ²) à une altitude inférieure à 200 m	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
charge de neige exceptionnelle s_{Ad} (kN/m ²)	-	1,00	1,00	1,35	-	1,35	1,8	-

Figure 4 Valeur des charges de neige

Soit une charge de neige de S_k de 45 daN/m² et S_{Ad} de 100 daN/m².

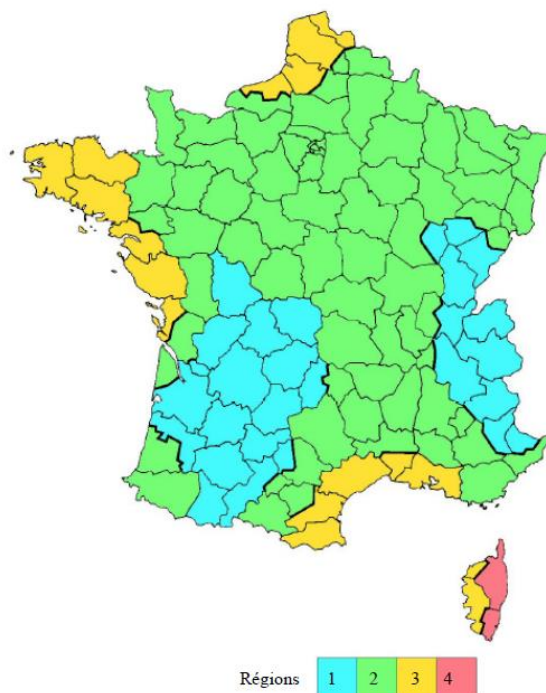
La pente de la toiture est égale à 20° environ pour la charpente de la nef et 14° pour celle des bas-côtés. Le coefficient de forme est donc égal à : $\mu_1 = 0,8$.

La charge de neige est donc égale à :

$$S_d = 0,8 \times 45 = 36,0 \text{ daN/m}^2$$

$$S_{Ad} = 0,8 \times 100 = 80,0 \text{ daN/m}^2$$

Marseille (13) se situe en région de vent 3. Nous retenons les hypothèses suivantes :



avec

Régions	France métropolitaine				D.O.M.	
	1	2	3	4	Guyane	Guadeloupe Martinique Réunion (Mayotte)
Vitesse de base $v_{b,0}$ (m/s)	22	24	26	28	17	34

Figure 5 Vitesses de base

La vitesse de base est donc de 26 m/s.

5. Charges sismiques

Marseille (13) se situe en zone de sismicité 2. Notre diagnostic n'a pas pour objectif l'analyse sismique des ouvrages.

IV. DIAGNOSTIC DES PLANCHERS DU PRESBYTERE NORD

A. Planchers hauts du rez-de-chaussée

Le diagnostic est mené salle par salle.

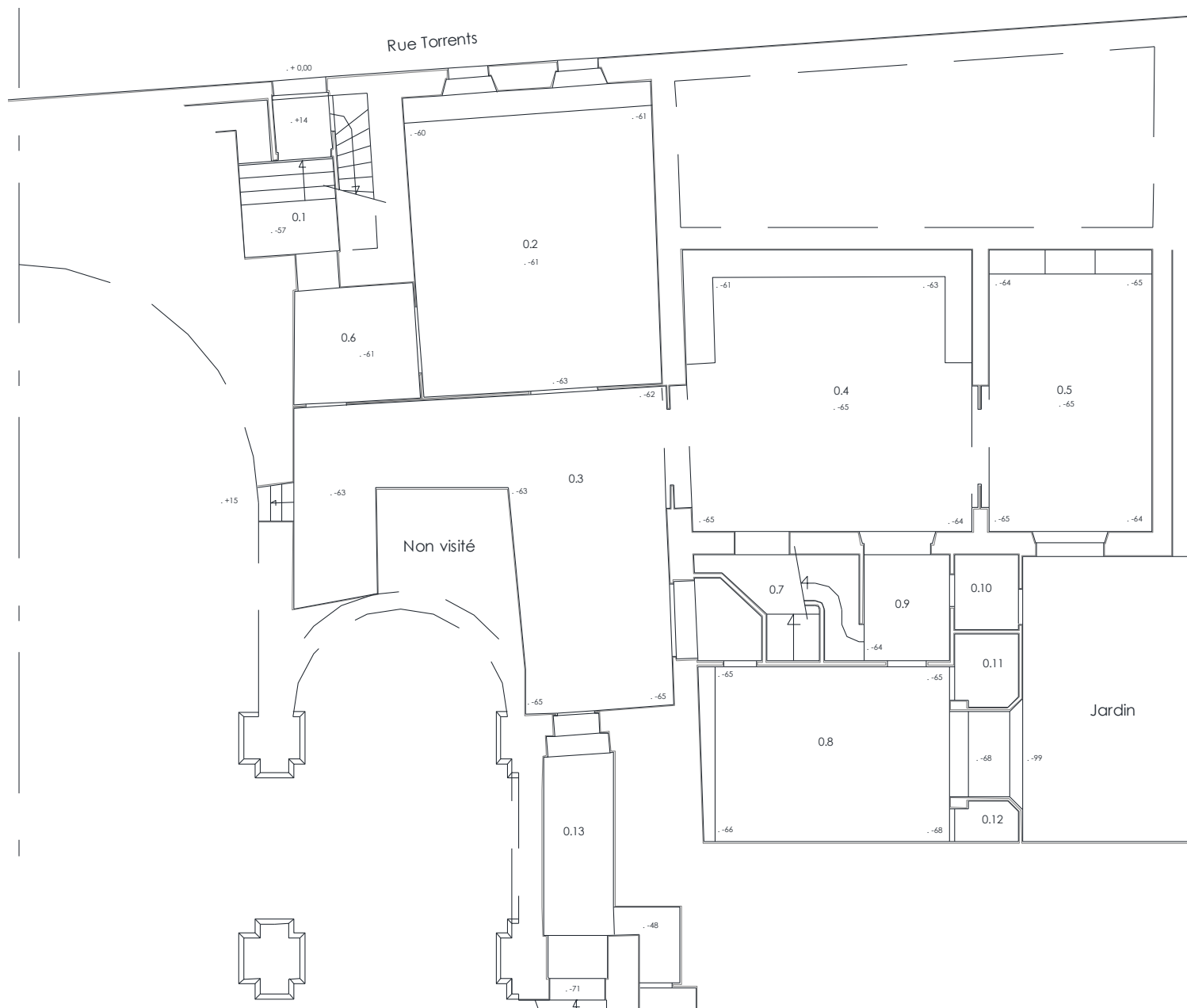


Figure 6 Vue en plan du Rez de Chaussée - Extrait plan Architect-On - Numérotation des salles (0.1 à 0.13)

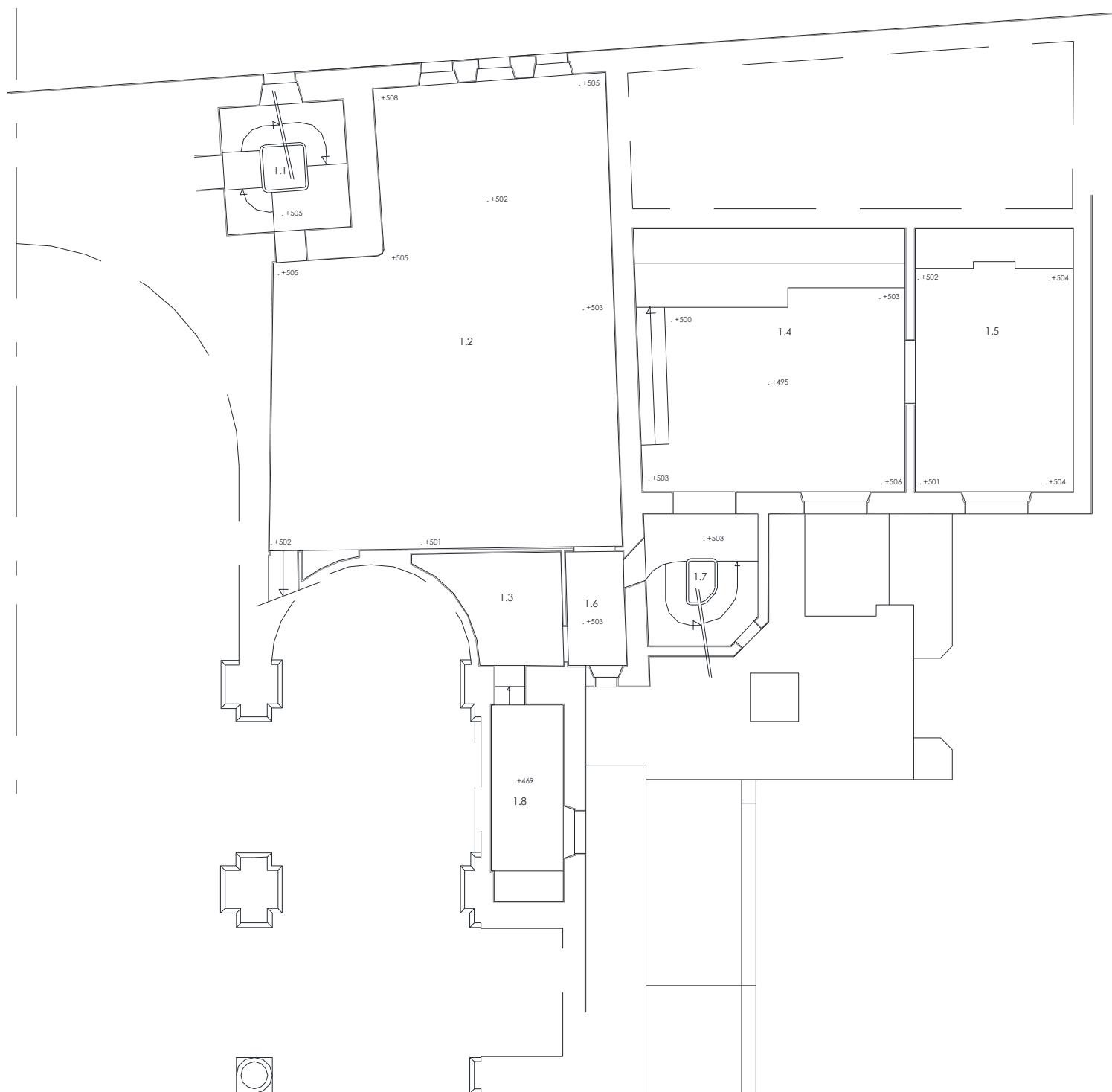


Figure 7 Vue en plan du Premier étage - Extrait plan Architect-On - Numérotation des salles (1.1 à 1.8)

1. Salle 1.2 dite salle cinéma

Les poutres porteuses portent parallèlement à la rue. Nous distinguons donc deux portées distinctes de 5,60 m et 8,30 m (voir plan ci-dessous).

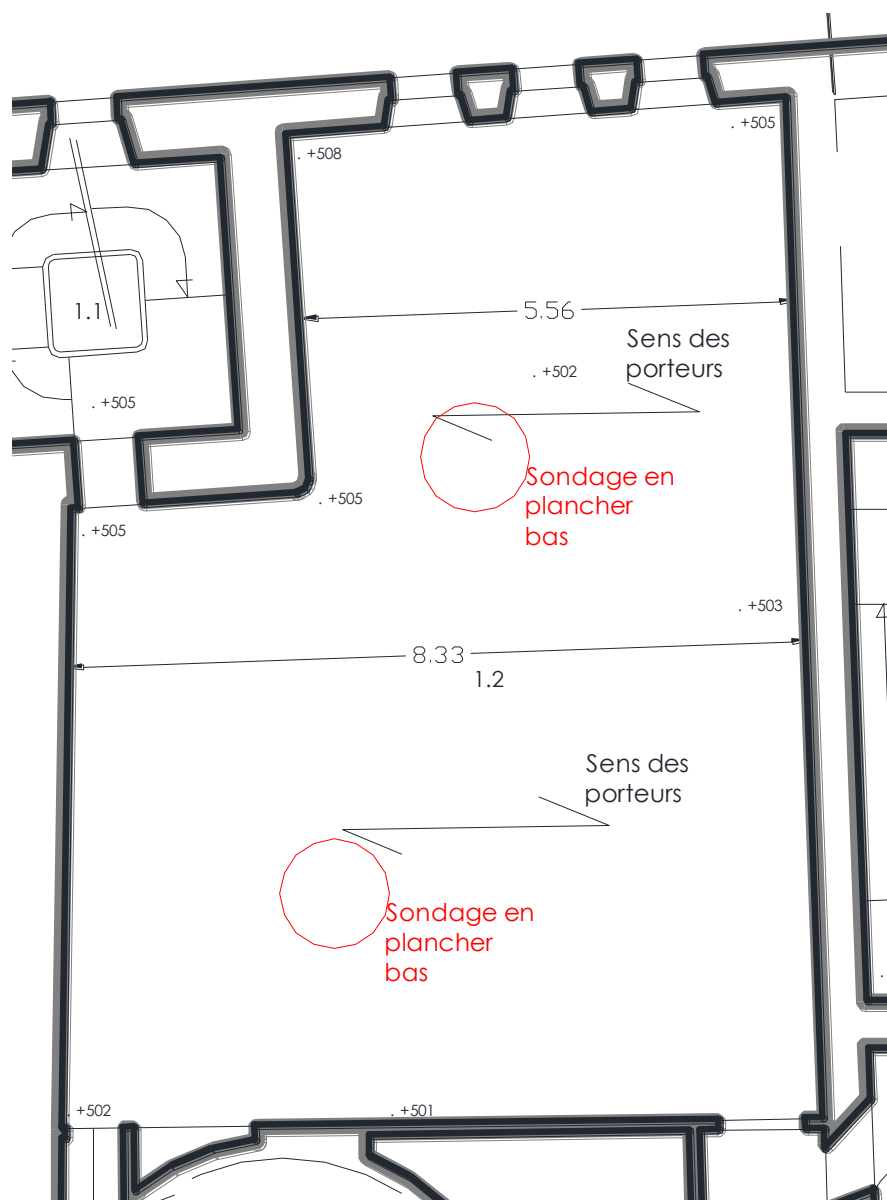
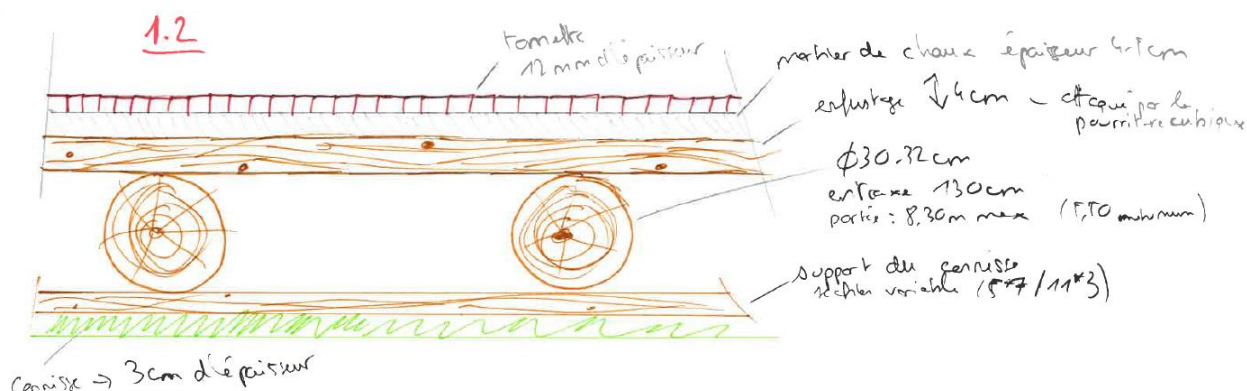


Figure 8 Vue en plan du 1^{er} étage - Disposition des porteurs

Figure 9 Relevé du sondage côté rue PB 1^{er} étage salle 1.2

Sur la base de la composition des planchers reconnues, nous calculons les charges permanentes suivantes :

Plancher Bas de la salle 1.2

Définition des charges rapportées au m²

		H	B	E	d
G1 =	27 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	15 mm x	1000 mm	1,00 m	1800 kg/m ³ Tomette
G2 =	68 kg/m ² : Poids du SUPPORT	40 mm x	1000 mm	1,00 m	1700 kg/m ³ Mortier de chaux
G3 =	22 kg/m ² : Poids du SUPPORT	40 mm x	1000 mm	1,00 m	550 kg/m ³ Enfustage
G4 =	5 kg/m ² : Poids du SUPPORT	70 mm x	50 mm	0,40 m	550 kg/m ³ Entretoises
G5 =	30 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	30 mm x	1000 mm	1,00 m	1000 kg/m ³ Cannisse plâtrée
G =	152 kg/m² : Total Poids Propres				



Photo 2 Correspondant au sondage relevé en salle 1.2 - côté rue, portée 5,60 m



Photo 3 Correspondant au sondage relevé en salle 1.2 - portée 8,30 m



Photo 4 Altération de l'enfutage par de la pourriture cubique



Photo 5 Altération de l'enfutage par de la pourriture cubique

Dans cette salle, nous nous sommes placés dans le cas de la portée la plus défavorable soit 8,30 mètres.

Poutre sur 2 appuis :		Diamètre : 30.00 cm - Longueur : 830.00 cm		
Entraxe/Bande de chargement :		130.00 cm		
Taux/Critère dimensionnant :		244 % (Flèche de 2nd oeuvre)		
Vérification des contraintes de FLEXION			98% ✓	
Vérification de la contrainte de CISAILEMENT			20% ✓	
Vérification des FLÈCHES			244% ✗	

Dans notre mise au calcul, nous avons pris une charge d'exploitation de 20 daN/m².

Cas ELS 1 : Permanente + 0.3*Expl. Plancher												
Unités : cm												
Travée	Flèche résultante finale			Flèche instantanée		Flèche 2nd oeuvre		Wc	Winst,G	Winst,G1	Wcreep	Kdef
	Wnet,fin	/Limite	Pos	Winst,Q	/Limite	W2	/Limite					
1/2	-5.91	142% (1/140)	50%	-0.12	4% (<1/999)	-2.96	223% (1/337+5mm)	0.00	-3.57	-2.95	-2.22	0.60

Cas ELS 8 : Permanente + Expl. Plancher												
Unités : cm												
Travée	Flèche résultante finale			Flèche instantanée		Flèche 2nd oeuvre		Wc	Winst,G	Winst,G1	Wcreep	Kdef
	Wnet,fin	/Limite	Pos	Winst,Q	/Limite	W2	/Limite					
1/2	-6.20	149% (1/134)	50%	-0.41	15% (<1/999)	-3.25	244% (1/302+5mm)	0.00	-3.57	-2.95	-2.22	0.60

Notons que la flèche précédemment calculée rentre dans le cadre d'un plancher neuf et prend en compte le fluage du bois. Dans l'existant, le bois a déjà flué.

Ici, la flèche qui nous concerne est égale à : $W_{inst,G} - W_{inst,G1} + W_{inst,Q} = 3.57 - 2.95 + 0.41 = 1.03$ cm < $L/1000 + 5$ mm = 1,33 cm. Soit un taux de travail ELS de 77 % .

La capacité portante du plancher de cette salle est malgré tout limitée par les conditions de contrainte à 20 daN/m².

Ces résultats sont corrélés avec les défauts observés sur site (souplesse du plancher, présence de fortes flèches).

Notons que sur les deux sondages réalisés, nous n'avons pas observé d'altérations préoccupantes des poutres porteuses. Les altérations sont par contre assez marquées sur les enfustages (voir photographies précédentes) sans que cela ne remettent en question pour l'instant la stabilité des planchers.

2. Salle 1.4

Les poutres porteuses portent parallèlement à la rue.

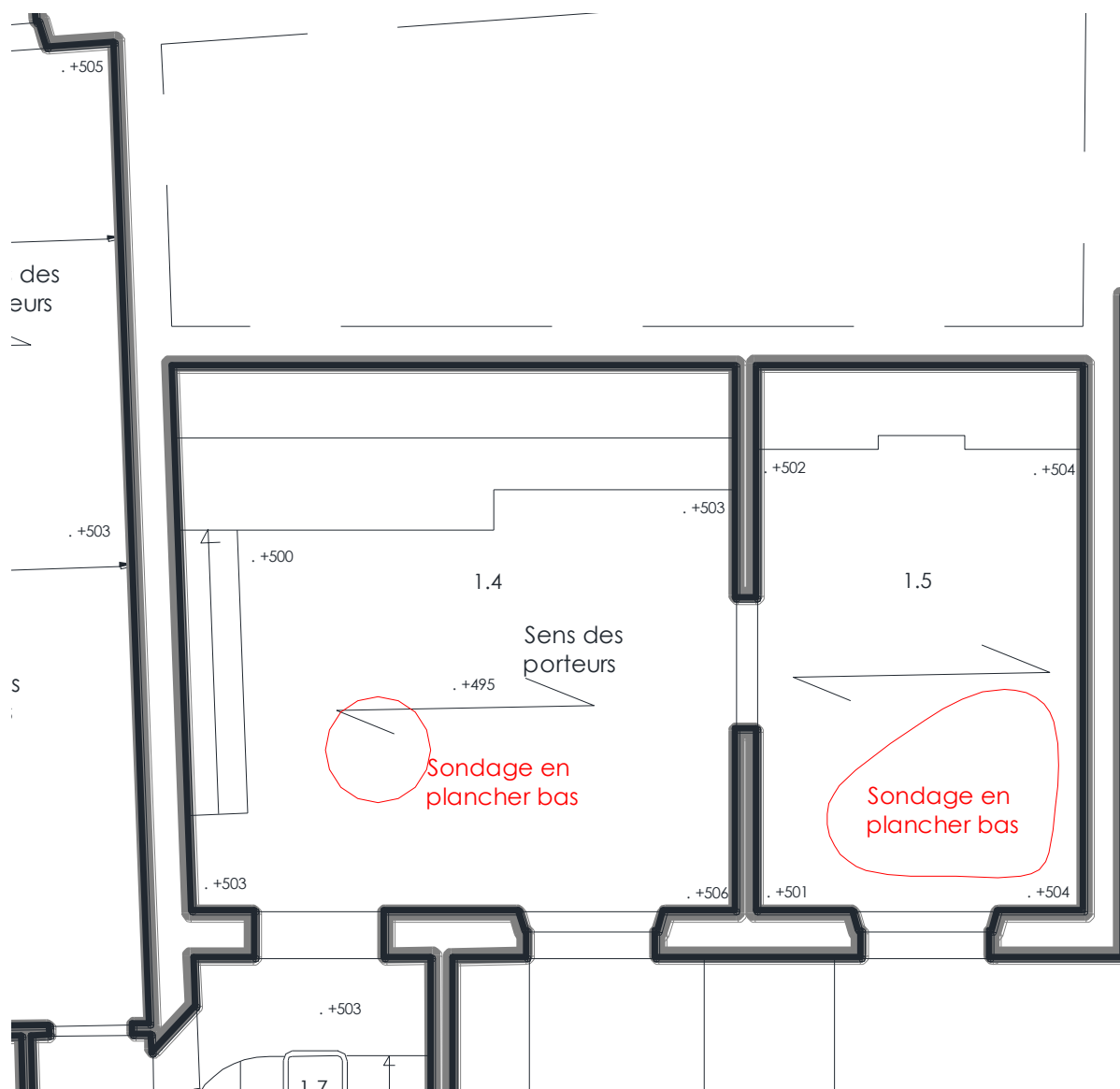


Figure 10 Vue en plan du 1^{er} étage - Disposition des porteurs

Les sondages donnent la composition suivante :

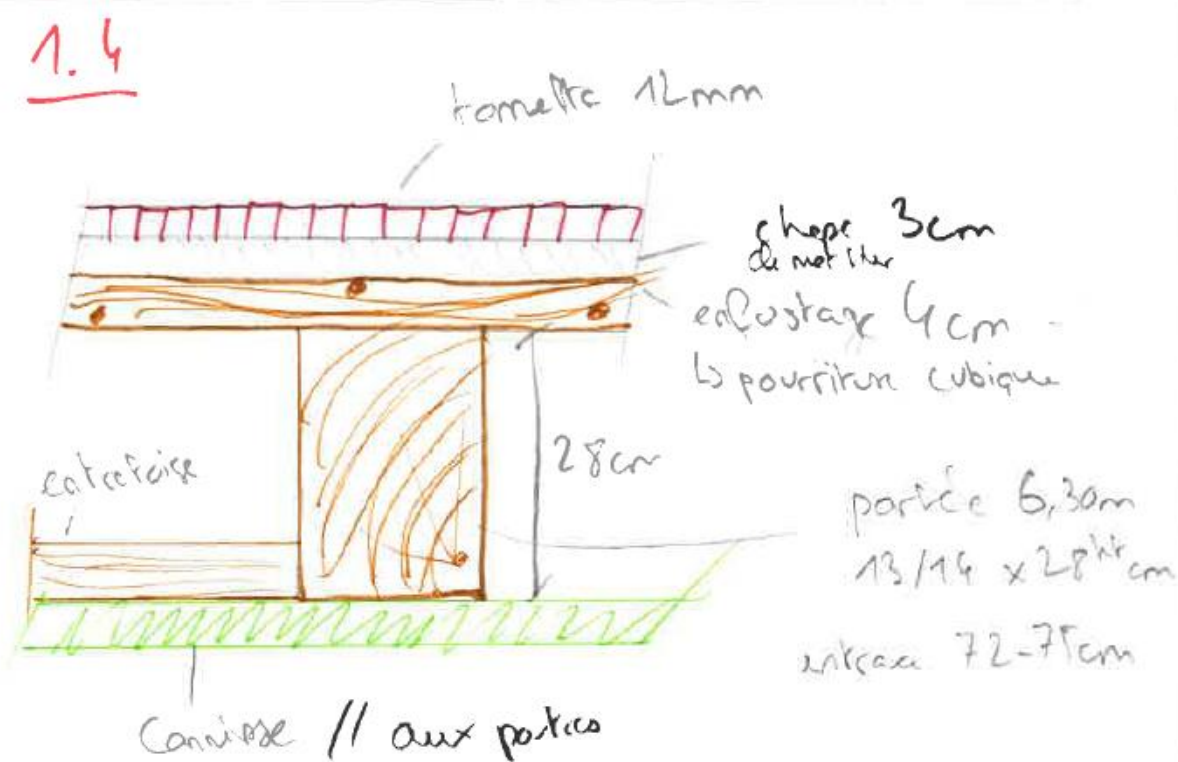


Figure 11 Relevé du sondage PH RDC salle 1.4



Photo 6 Vue des ossatures porteuses



Photo 7 Altération de l'enfustage



Photo 8 Déformation du plancher (forte flèche avec fissuration du revêtement de tomette)



Photo 9 Déformation du plancher (forte flèche avec fissuration du revêtement de tomette)



Photo 10 Présence de placards lourds



Photo 11 Déformation du plancher (forte flèche avec formation de jeux sous les plinthes)

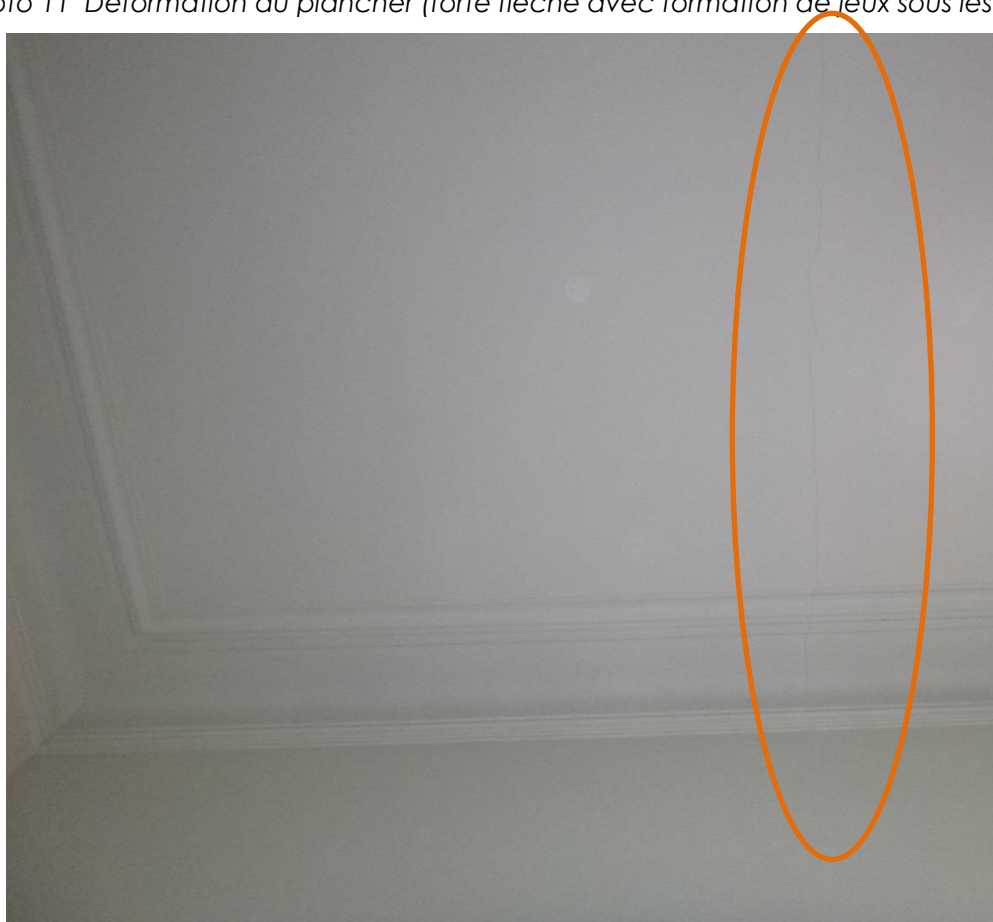


Photo 12 Fissuration du plafond de la salle 0.4

Nous retenons les hypothèses de charges suivantes :

Plancher Bas de la salle 1.4

Définition des charges rapportées au m ²		H	B	E	d
G1 =	22 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	12	mm x 1000	mm	1,00 m 1800 kg/m ³ Tomette
G2 =	60 kg/m ² : Poids du SUPPORT	35	mm x 1000	mm	1,00 m 1700 kg/m ³ Mortier de chaux
G3 =	22 kg/m ² : Poids du SUPPORT	40	mm x 1000	mm	1,00 m 550 kg/m ³ Enfustage
G4 =	25 kg/m ² : Poids du SUPPORT	130	mm x 140	mm	0,40 m 550 kg/m ³ Entretoises
G5 =	30 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	30	mm x 1000	mm	1,00 m 1000 kg/m ³ Canisse plâtrée
G =	158 kg/m² : Total Poids Propres				

Nous avons pris en compte une charge supplémentaire de 50 daN/m² localisée au droit des placards.

La mise au calcul de l'élément nous donne :

Poutre sur 2 appuis : Section [cm] : **13.00 / 28.00** - Longueur : 630.00 cm

Entraxe/Bande de chargement : **75.00 cm**

Taux/Critère dimensionnant : **176 % (Flèche de 2nd oeuvre)**

Vérification des contraintes de FLEXION **74% ✓**

Vérification de la contrainte de CISAILEMENT **29% ✓**

Vérification des FLÈCHES **176% ✗**

Dans notre mise au calcul, nous avons pris une charge d'exploitation de 100 daN/m².

Cas ELS 1 : Permanente + 0.3*Expl. Plancher											
Unités : cm											
Travée	Flèche résultante finale			Flèche instantanée		Flèche 2nd oeuvre		Wc	Winst,G	Winst,G1	Wcreep
1/2	Wnet,fin	/Limite	Pos	Winst,Q	/Limite	W2	/Limite				Kdef
	-2.77	88% (1/227)	50%	-0.20	10% (<1/999)	-1.52	135% (1/618+5mm)	0.00	-1.53	-1.25	-1.04
Cas ELS 8 : Permanente + Expl. Plancher											
Unités : cm											
Travée	Flèche résultante finale			Flèche instantanée		Flèche 2nd oeuvre		Wc	Winst,G	Winst,G1	Wcreep
1/2	Wnet,fin	/Limite	Pos	Winst,Q	/Limite	W2	/Limite				Kdef
	-3.24	103% (1/195)	50%	-0.67	32% (1/945)	-1.99	176% (1/424+5mm)	0.00	-1.53	-1.25	-1.04

Notons que la flèche précédemment calculée rentre dans le cadre d'un plancher neuf et prend en compte le fluage du bois. Dans l'existant, le bois a déjà flué.

Ici, la flèche qui nous concerne est égale à : $W_{inst,G} - W_{inst,G1} + W_{inst,Q} = 1.53 - 1.25 + 0.67 = 0.95$ cm < $L/1000 + 5$ mm = 1,13 cm. Soit un taux de travail ELS de 84 %.

Nous calculons une capacité portante de plancher de 100 daN/m² sur la base des critères de contrainte. Ces résultats sont corrélés avec les défauts observés sur site (souplesse du plancher, présence de fortes flèches, fissuration des plafonds inférieurs et des revêtements supérieurs).

Notons que sur le sondage réalisé ne met pas en évidence d'altérations préoccupantes des poutres porteuses. Les altérations sont par contre assez marquées sur les enfustages (voir photographies précédentes) sans que cela ne remettent en question pour l'instant la stabilité des planchers.

3. Salle 1.5 presbytère

Les poutres porteuses portent parallèlement à la rue.

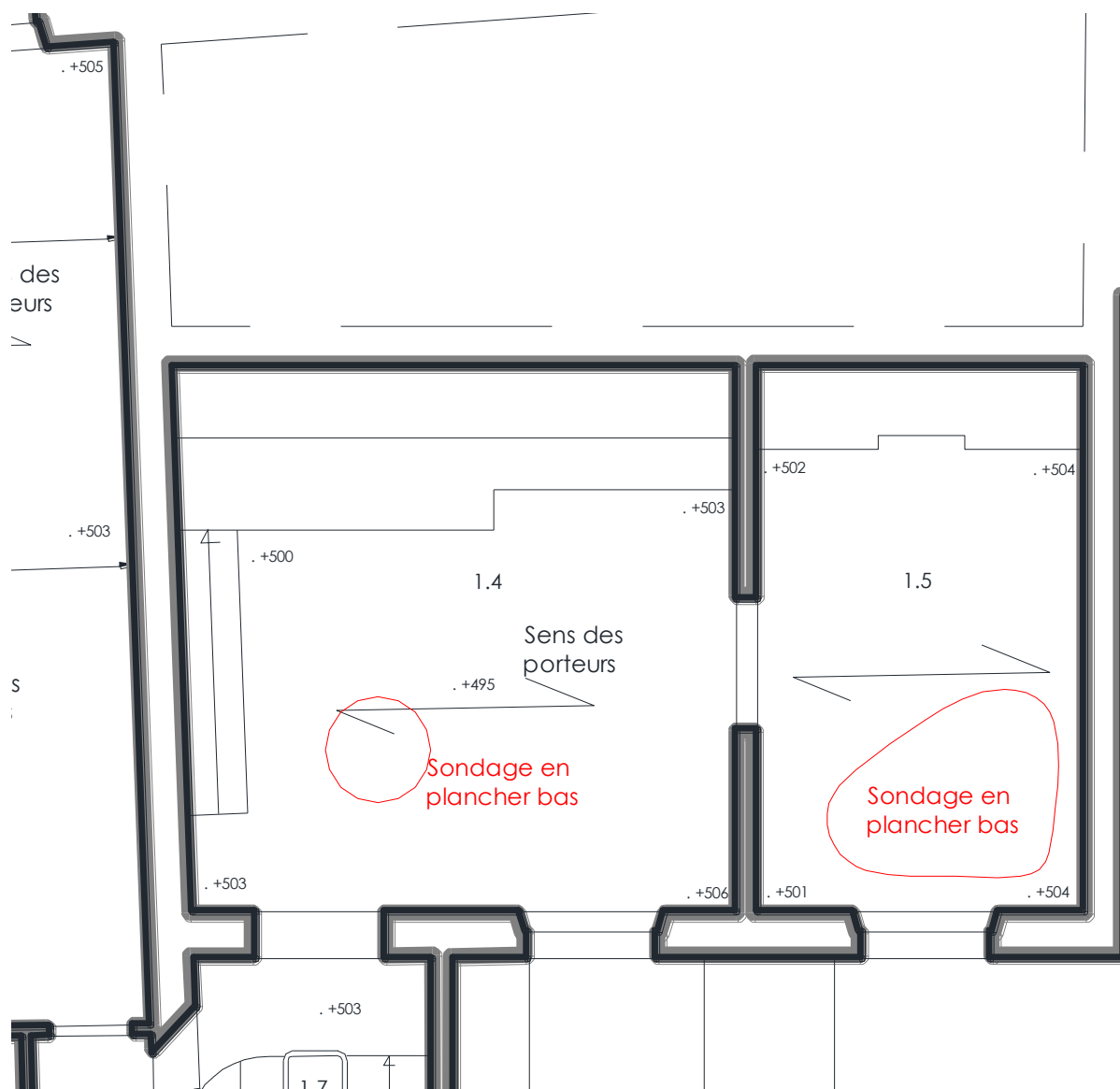


Figure 12 Vue en plan du 1^{er} étage - Disposition des porteurs

Les sondages donnent la composition suivante :

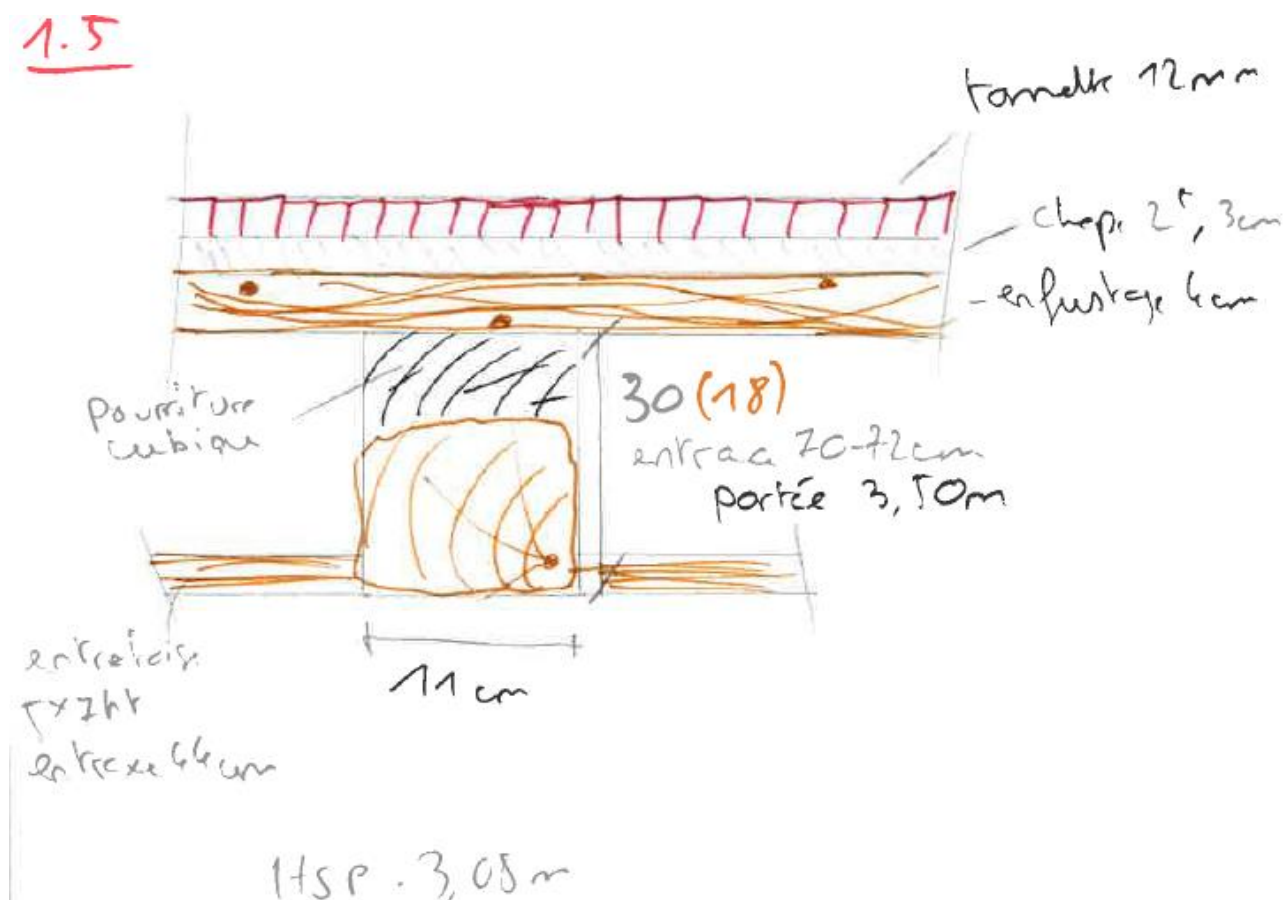


Figure 13 Relevé des structures PH RDC en salle 1.5



Photo 13 Correspondant au sondage relevé en salle 1.5

Nous retenons des hypothèses de charges identiques à la salle précédente :

Plancher Bas de la salle 1.4

Définition des charges rapportées au m ²		H	B	E	d	
G1	= 22 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	12	mm x 1000	mm	1,00	m 1800 kg/m3 Tomette
G2	= 60 kg/m ² : Poids du SUPPORT	35	mm x 1000	mm	1,00	m 1700 kg/m3 Mortier de chaux
G3	= 22 kg/m ² : Poids du SUPPORT	40	mm x 1000	mm	1,00	m 550 kg/m3 Enfustage
G4	= 25 kg/m ² : Poids du SUPPORT	130	mm x 140	mm	0,40	m 550 kg/m3 Entretoises
G5	= 30 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	30	mm x 1000	mm	1,00	m 1000 kg/m3 Cannisse plâtrée
G	= 158 kg/m² : Total Poids Propres					

La mise au calcul de l'élément nous donne, avec une charge d'exploitation de 150 daN/m² :

RÉSULTATS : RÉSUMÉ

</

Le plancher est largement dimensionné pour reprendre les charges d'exploitation de 150 daN/m².

Toutefois, comme le montre la photographie précédente, les sommiers de cette salle ont subi des dégradations importantes dues à de la pourriture cubique. La section résiduelle la plus faible relevée est de 11 x 18 cm ht.

La mise au calcul de l'élément altéré donne une capacité portante insuffisante. Les sections résiduelles des poutres devront être supérieures à 11 x 20 cm ht pour une utilisation des locaux à 150 daN/m².

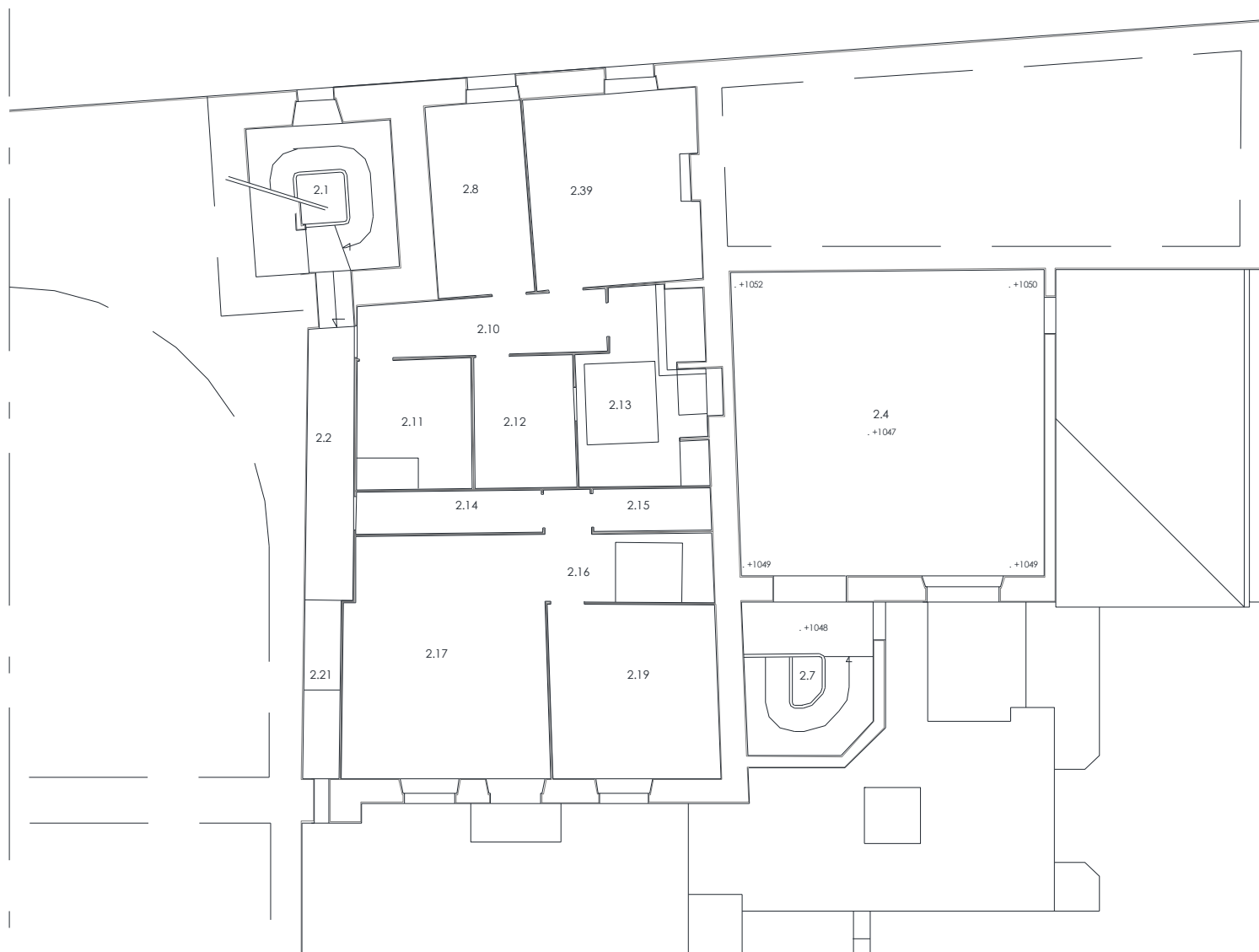
B. Planchers hauts du premier étage

Figure 14 Vue en plan du Deuxième étage - Extrait plan Architekt-On - Numérotation des salles

1. Salle 2.4

Les poutres porteuses portent parallèlement à la rue.

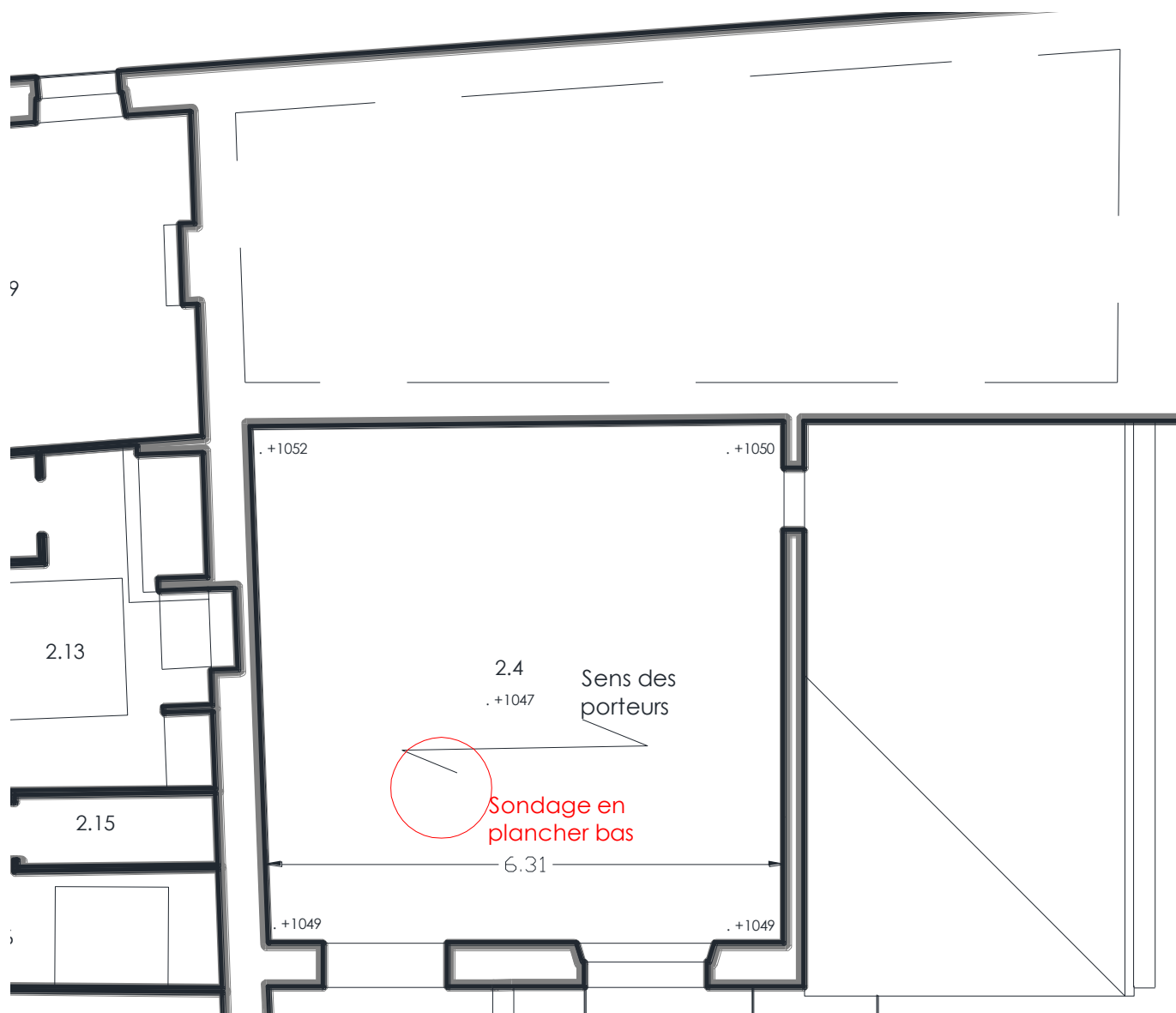


Figure 15 Vue en plan du 2^{ème} étage - Disposition des porteurs

Les sondages donnent la composition suivante :

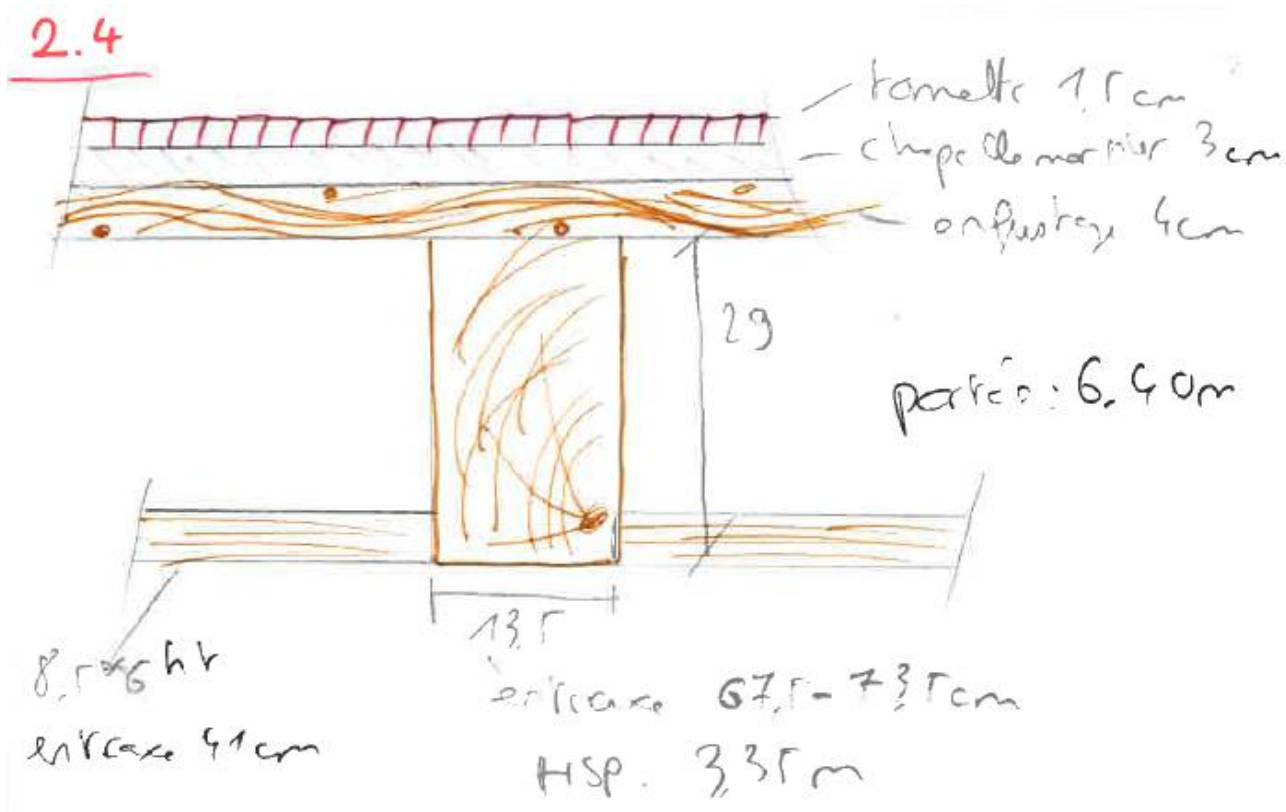


Figure 16 Relevé du sondage PH R+1 salle 2.4



Photo 14 Vue du sondage en plancher



Photo 15 Vue intérieur du plancher

Le sondage ne met pas en évidence d'altérations particulières.

La mise au calcul de l'élément nous donne :

		Poutre sur 2 appuis :		Section (cm) :	13.50 / 29.00	- Longueur :	640.00 cm		
		Entraxe/Bande de chargement :		70.00 cm					
		Taux/Critère dimensionnant :		181 % (Flèche de 2nd oeuvre)					
		Vérification des contraintes de FLEXION							75% 
		Vérification de la contrainte de CISAILEMENT							30% 
		Vérification des FLÈCHES							181% 

Cas ELS 1 : Permanente + 0.3*Expl. Plancher

Unités : cm												
Travée	Flèche résultante finale			Flèche instantanée		Flèche 2nd oeuvre						
	Wnet,fin	/Limite	Pos	Winst,Q	/Limite	W2	/Limite	Wc	Winst,G	Winst,G1	Kdef	
1/2	-2.56	80% (1/250)	50%	-0.26	12% (<1/999)	-1.46	128% (1/668+5mm)	0.00	-1.34	-1.10	-0.96	0.60

Cas ELS 8 : Permanente + Expl. Plancher

Unités : cm												
Travée	Flèche résultante finale			Flèche instantanée		Flèche 2nd oeuvre						
	Wnet,fin	/Limite	Pos	Winst,Q	/Limite	W2	/Limite	Wc	Winst,G	Winst,G1	Kdef	
1/2	-3.16	99% (1/203)	50%	-0.86	40% (1/742)	-2.06	181% (1/410+5mm)	0.00	-1.34	-1.10	-0.96	0.60

Notons que la flèche précédemment calculée rentre dans le cadre d'un plancher neuf et prend en compte le fluage du bois. Dans l'existant, le bois a déjà flué.

Ici, la flèche qui nous concerne est égale à : $W_{inst,G} - W_{inst,G1} + W_{inst,Q} = 1.34 - 1.1 + 0.86 = 1.1$ cm < $L/1000 + 5$ mm = 1.14 cm. Soit un taux de travail ELS de 96 %.

La capacité portante du plancher de cette salle est donc de 150 daN/m².

2. Salle 2.39

Les poutres porteuses portent parallèlement à la rue.

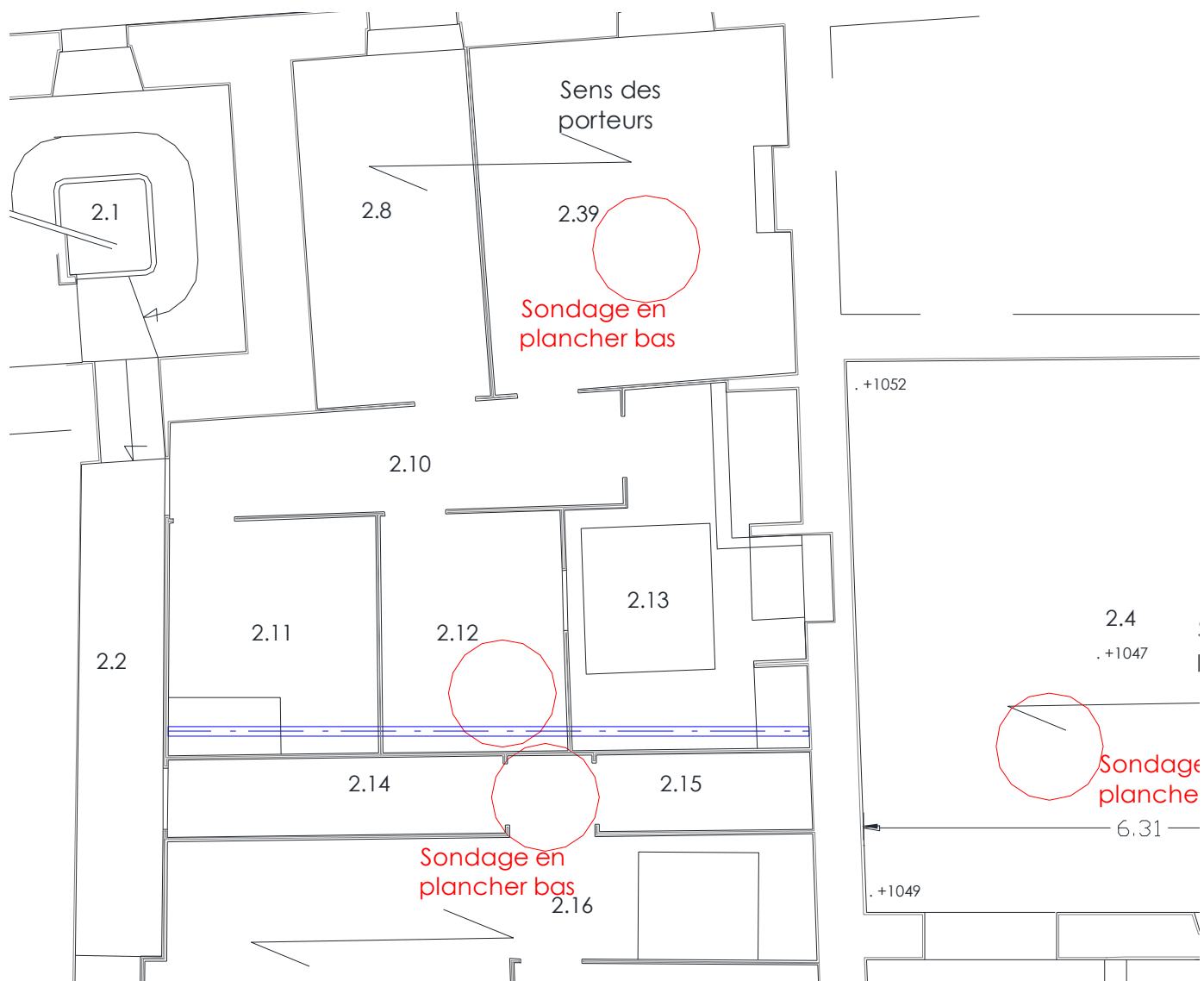


Figure 17 Vue en plan du 2^{ème} étage - Disposition des porteurs

Les sondages donnent la composition suivante :

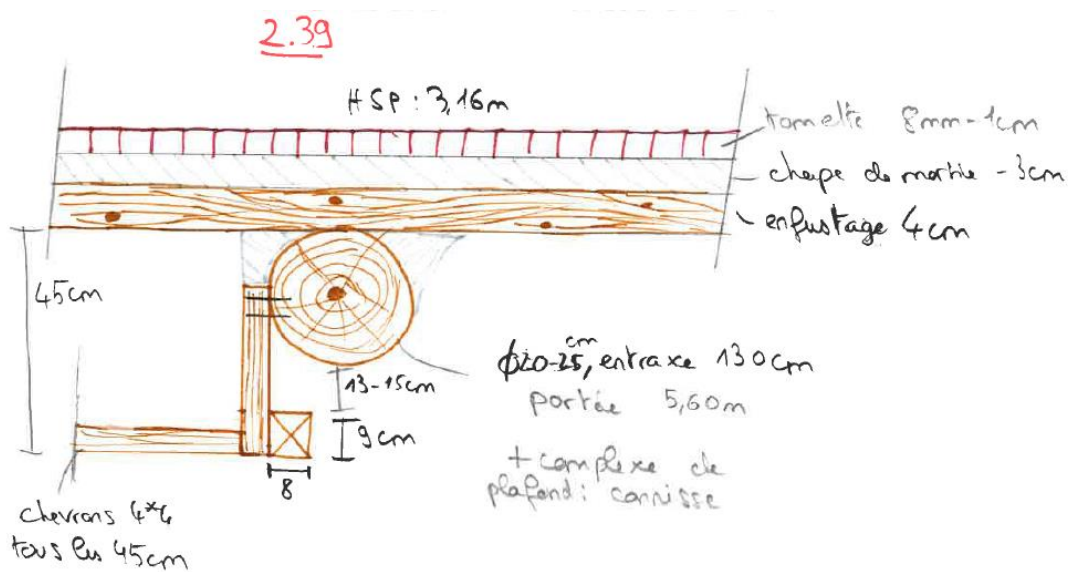


Figure 18 Relevé du sondage PH R+1 salle 2.39



Photo 16 Correspondant au sondage relevé en salle 2.39

Le calcul de descente de charges donne :

Plancher Bas de la salle 2.39

Définition des charges rapportées au m ²		H	B	E	d
G1 =	22 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	12	mm x 1000	mm	1,00 m 1800 kg/m ³ Tomette
G2 =	60 kg/m ² : Poids du SUPPORT	35	mm x 1000	mm	1,00 m 1700 kg/m ³ Mortier de chaux
G3 =	22 kg/m ² : Poids du SUPPORT	40	mm x 1000	mm	1,00 m 550 kg/m ³ Enfustage
G4 =	25 kg/m ² : Poids du SUPPORT	130	mm x 140	mm	0,40 m 550 kg/m ³ Entretoises
G5 =	2 kg/m ² : Poids du SUPPORT	40	mm x 40	mm	0,45 m 550 kg/m ³ Chevrons
G6 =	30 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	30	mm x 1000	mm	1,00 m 1000 kg/m ³ Cannisse plâtrée
G =	160 kg/m² : Total Poids Propres				

La mise au calcul des poutres principales donne :

RÉSULTATS : RÉSUMÉ

	Poutre sur 2 appuis :	Diamètre : 25.00 cm - Longueur : 560.00 cm	
	Entraxe/Bande de chargement :	130.00 cm	
	Taux/Critère dimensionnant :	133 % (Flèche résultante)	

	Vérification des contraintes de FLEXION	100%
--	---	------

Travée	Réelle	Limite	Taux	Cas + Déf
1/2	101.12	101.54	100%	ELU 1

	Vérification de la contrainte de CISAILEMENT	40%
--	--	-----

Travée	Réelle	Limite	Taux	Cas + Déf
1/2	7.02	17.5	40%	ELU 1

	Vérification des FLÈCHES	133%
--	--------------------------	------

Travée	Flèche résultante finale (cm)			Flèche instantanée (cm)			Flèche 2nd oeuvre (cm)			Cas + Déf
	Wnet,fin	/long	/Lim	Winst,Q	/long	/Lim	W2	/long	/Lim	
1/2	-3.72	1/150	133%	-0.44	<1/999	24%	-1.72	1/458+5mm	133%	ELS 8

Suivant le critère de contrainte, nous calculons une capacité portante de 50 daN/m².

Le sondage ne met pas en évidence d'altérations particulières.

1. Salles 2.12 et 2.14

Les poutres porteuses portent parallèlement à la rue.

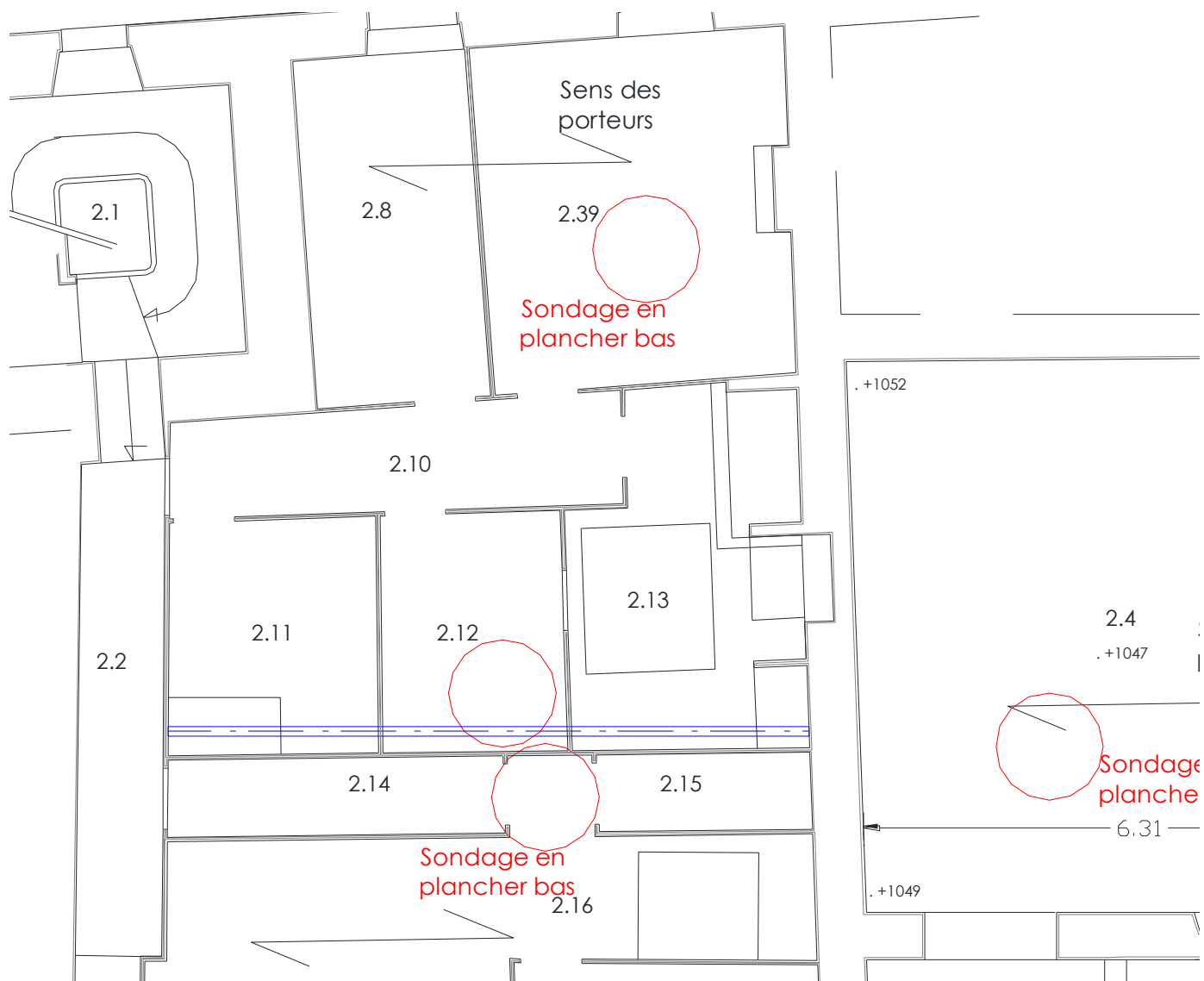


Figure 19 Vue en plan du 2^{ème} étage - Disposition des porteurs

Les sondages donnent une composition identique au sondage précédent avec des poutres de diamètre 30 cm moyen. Nous relevons toutefois la présence d'un fer IAO entre les poutres maîtresses bois (voir photographie suivante) :

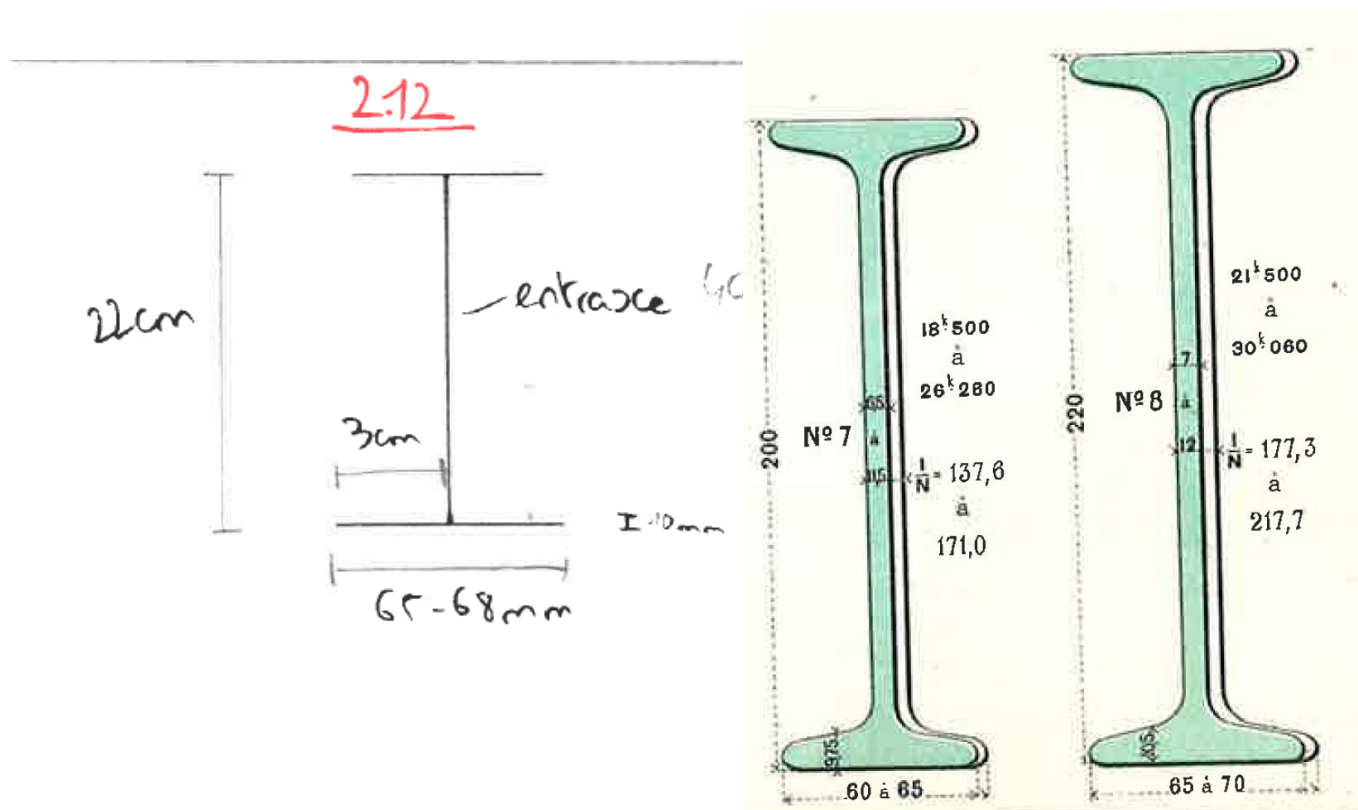


Figure 20 Relevé du sondage PH R+1 en salle 2.12



Photo 17 Correspondant au sondage relevé en salle 2.12



Cassure ?

Photo 18 Correspondant au sondage relevé en salle 2.12

La mise au calcul des poutres principales prenant en compte une charge d'exploitation de 50 daN/m² donne :

Poutre sur 2 appuis : Diamètre : 30.00 cm - Longueur : 750.00 cm Entraxe/Bande de chargement : 120.00 cm Taux/Critère dimensionnant : 134 % (Flèche résultante)										
Vérification des contraintes de FLEXION										99% ✓
Travée	Contrainte Flexion (daN/cm²)			Cas + Déf						
1/2	Réelle	Limite	Taux	ELU 1						
	100.62	101.54	99% ✓							
Vérification de la contrainte de CISAILEMENT										23% ✓
Travée	Cte Cisaillement (daN/cm²)			Cas + Déf						
1/2	Réelle	Limite	Taux	ELU 1						
	4.00	17.5	23% ✓							
Vérification des FLÈCHES										134% ✗
Travée	Flèche résultante finale (cm)			Flèche instantanée (cm)			Flèche 2nd oeuvre (cm)			Cas + Déf
1/2	Wnet,fin	/long	/Lim	Winst,Q	/long	/Lim	W2	/long	/Lim	ELS 8
	-5.04	1/149	134% ✗	-0.25	<1/999	10% ✓	-2.07	1/476+5mm	132% ✗	

Suivant le critère de contrainte, nous calculons une capacité portante de 50 daN/m².

Le sondage ne met pas en évidence d'altérations particulières (fractures ou dégradation des bois).

La présence du fer I peut toutefois s'expliquer par la faiblesse d'une poutre maîtresse.

La mise au calcul de ces fers est relativement difficile à mener puisque nous ne connaissons pas leur date de fabrication. Les caractéristiques mécaniques des fers ont en effet beaucoup évolués en début du siècle (voir ci-dessous).

VÉRIFICATION DES OUVRAGES MÉTALLIQUES ANCIENS : CARACTÉRISTIQUES RÉGLEMENTAIRES DU MÉTAL

ANNÉE	Évolution des fers I				Évolution des procédés d'élaboration				RÈGLEMENT	MÉTAL	$\frac{\sigma_r}{\sigma_e}$	$\frac{\sigma_e}{\sigma_r}$	$\frac{\sigma_a}{\sigma_r}$	σ_r	σ_e	σ_a
	IAO	IPN	IAP	IPE	FER	ACIER										
						Puddledage	Bessemer	Martin								
1774																
1845																
1855																
1865																
1877									09.07.1877 P et C	fer ou acier	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{5}$	300	120	60
1878																
1890																
1891									29.08.1891 P et C	fer puddlé	$\frac{3}{8}$	$\frac{13}{24}$	$\frac{1}{5}$	320	120	65
										fer fondu (acier)	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{5}$	420	160	85
1903									1903 chemins de fer	acier laminé	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	400	200	100
1915									08.01.1915 P et C	acier laminé	$\frac{4}{7}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{7}$	420	240	120
1927									10.05.1927 P et C	AC 42	$\frac{4}{7}$	$\frac{13}{24}$	$\frac{13}{42}$	420	240	130
1933									07.02.1933 P et C	AC 54	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	540	360	180
1935																
1945																
1946									MRU 1946	acier doux	$\frac{4}{7}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{12}{35}$	420	240	144
1956									CM 1956	ADX	$\frac{4}{7}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{8}{21}$	420	240	160
1985									CM 1986*	E24	$\frac{4}{7}$	$\frac{2}{3}$ à $\frac{3}{4}$	$\frac{8}{21}$ à $\frac{3}{7}$	420	240	160 à 180

* Règlement en cours de révision

σ_r , contrainte de rupture – σ_e , limite élastique – σ_a , contrainte admissible – Unité Mégapascal (1 MPa = 10 bars)

Portée de la poutre	7,40 m	l				
Charges	Ponctuelle 1	ss	Ponctuelle 2		Réparties	
Composante permanente	0 kg	1,35	0 kg	1,35	126 kg/ml	1,35
Composante surcharge	0 kg	1,5	0 kg	1,5	90 kg/ml	1,5
Résultante Ponctuelle 1	0 kg	P1	0 kg	P2	346 kg/ml	Q
Distance de l'extrémité A	0,00 m	x1	0,00 m	x2	2557,4 kg	Pr
Composantes d'appui en A	0 kg	P1A	0 kg	P2A	1278,7 kg	PrA
Composantes d'appui en B	0 kg	P1B	0 kg	P2B	1278,7 kg	PrB
Réactions d'appui en A	1279 kg	RA				
Réactions d'appui en B	1279 kg	RB				
Moment fléchissant maximum	2366 kgm	Mfmax	enveloppe			
Profilé retenu	IOA	en	Acier E24			
B base	6,8 cm	Moment inertie réduit w				217 cm ³
H hauteur	22 cm	Moment inertie Ix				2387 cm ⁴
s flexion maximum	1090 kg/cm	<	2350 kg/cm	s flexion max. autorisé		
Coefficient sécurité contrainte	2,16	OK				
E Module de Young	2100000 kg/cm	Contrôle des flèches				
Flèche maximum sous charge	P 1	P 2	Réparties		Total	
Flèche maximum	0,00 cm	0,00 cm	1,92 cm		1,92 cm	
Flèche relative à la portée	1/386ème	<	1/300ème		OK	
Charge permanente	210 daN/m	ent	0,60 m	CP	126 daN/m	
Surcharge d'exploitation	150 daN/m			SE	90 daN/m	

Le fer en place est capable de reprendre une bande de chargement de plancher de 60 cm avec une limite élastique de 1 090 daN/cm² (limite élastiques des IAO en 1 905).

Il a donc un impact très limité sur la capacité portante générale du plancher.

C. Synthèse du diagnostic

Les plans suivants précisent les capacités portantes des planchers bois.



Figure 21 Vue en plan du premier étage – Charges d'exploitation admissibles des planchers

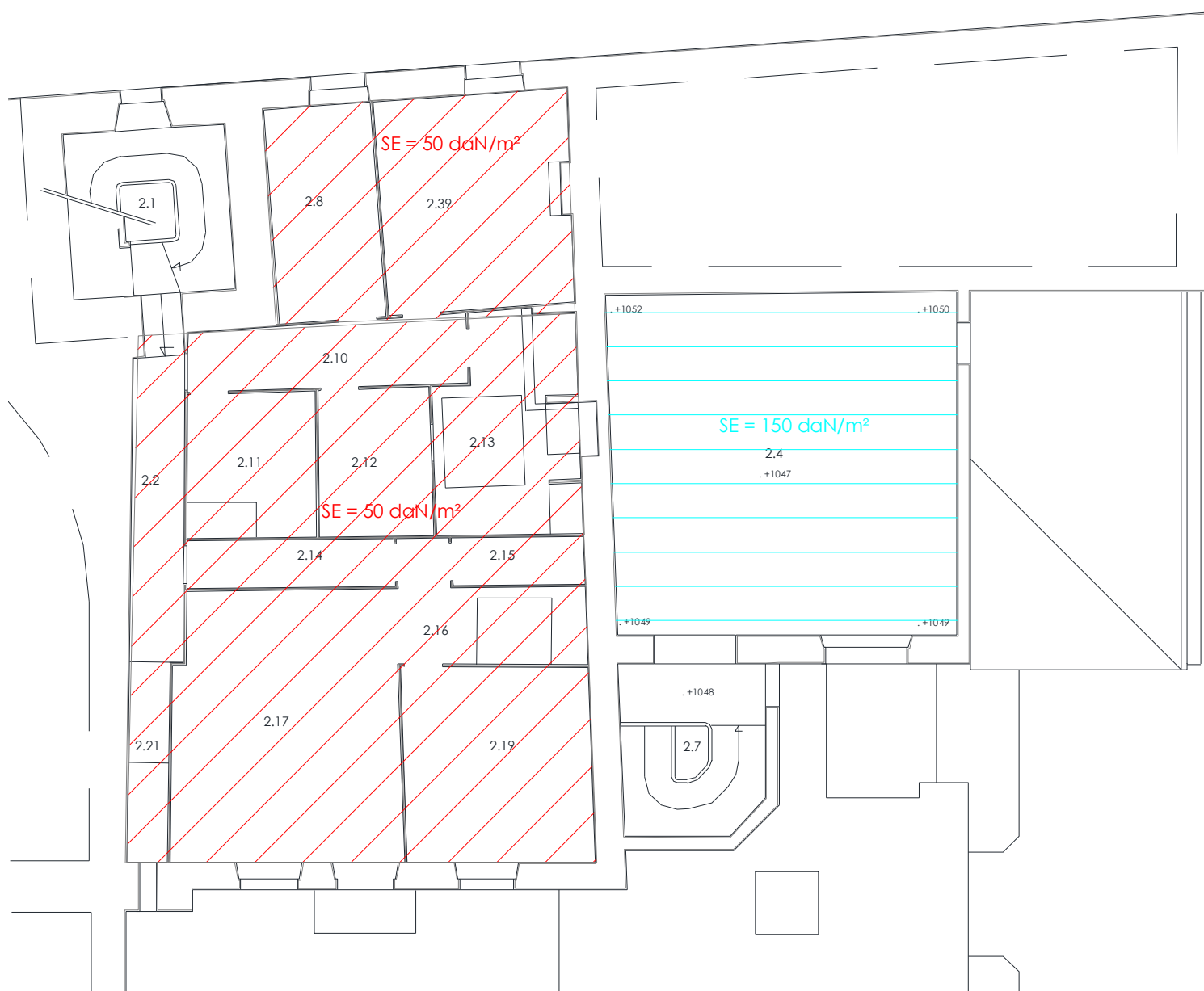


Figure 22 Vue en plan du second étage – Charges d'exploitation admissibles des planchers

Globalement, les capacités portantes des planchers sont relativement faibles. Ces résultats sont corrélés avec les souplesses de plancher et les fissurations des plafonds observées sur site.

Sur le plan sanitaire notre diagnostic ne peut être exhaustif puisque la grande majorité des structures est restée masquée. Plusieurs sondages mettent toutefois en évidence des altérations des bois. Elles se développent principalement au niveau des enfustages sans que cela ne remettent en question la stabilité global ou local.

Les altérations observées sont de type pourriture cubique et petite vrille. Ces altérations se développent en atmosphère humide et peuvent donc être associées aux défauts d'étanchéité des couvertures (nombreuses traces d'infiltration en plafond des combles), aux dégâts des eaux dans les pièces humides (SdB et toilettes) et aux lavages répétés à grandes eaux.

V. DIAGNOSTIC DES PLAFONDS DE L'EGLISE

A. Nef de l'église

Les plafonds en caisson de la nef sont suspendus aux charpentes bois traditionnelles. Nous vérifions dans un premier temps les charpentes principales puis les ossatures support des plafonds.

1. Charpentes de la nef

La charpente de la nef est composée de fermes traditionnelles dont le schéma statique est le suivant :

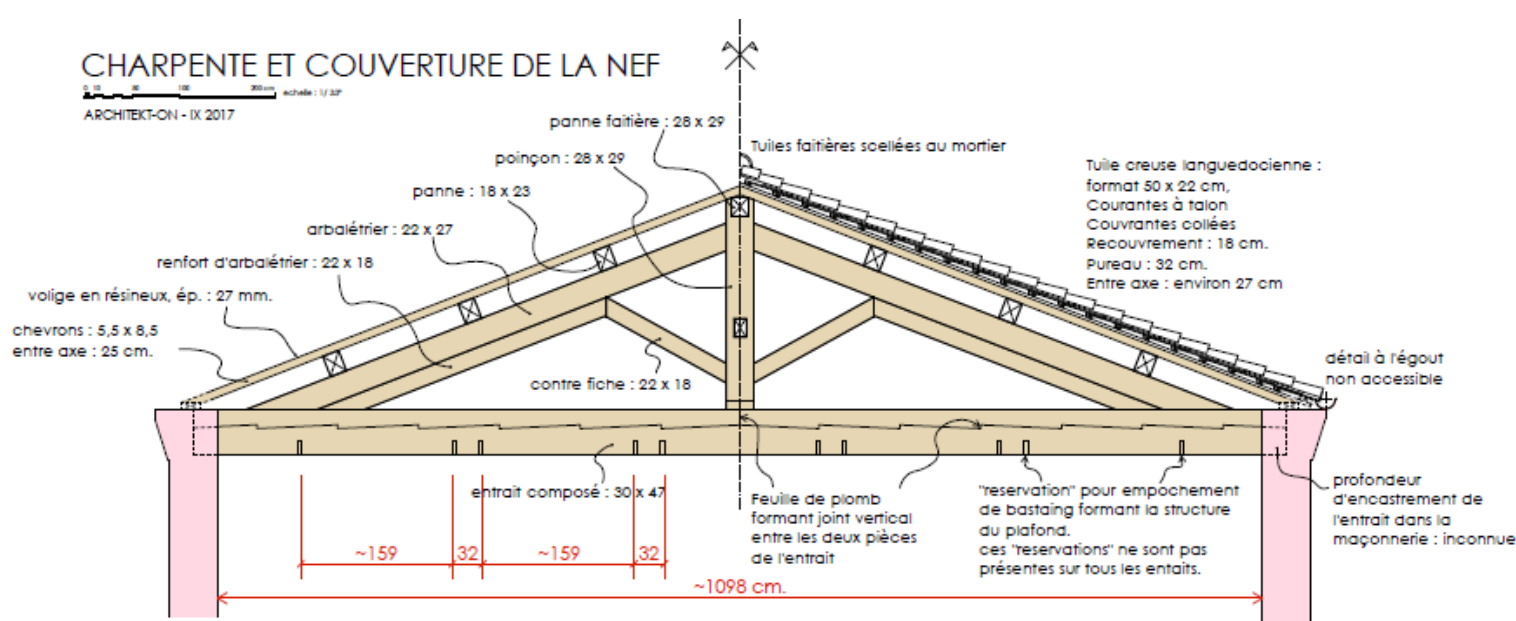


Figure 23 Description d'une ferme courante de la nef (extrait plan architecte)

Les charpentes présentent comme particularité :

- Des poinçons non liés aux entrails,
- Des entrails en poutres armées portant de mur à mur.

Les poutres armées comportent un joint droit central à l'aplomb des poinçons. Il nous semble que ces éléments ont été volontairement dissociés pour que les assemblages des membrures supérieures travaillent toujours en compression (inversion d'effort avec membrure supérieure tendue en cas de suspension de l'entrait au poinçon).



Photo 19 Assemblage poinçon/entrait

Nous retenons les hypothèses de charges suivantes :

Toiture fermes bas-côtés/nef

Définition des charges rapportées au m ²		H	B	E	d
G1 =	23 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	230 mm x	180 mm	1,00 m	550 kg/m ³ Pannes
G2 =	10 kg/m ² : Poids du SUPPORT	85 mm x	55 mm	0,25 m	550 kg/m ³ Chevrons
G3 =	14 kg/m ² : Poids du SUPPORT	25 mm x	110 mm	0,11 m	550 kg/m ³ Voliges
G4 =	140 kg/m ² : Poids du SUPPORT	1000 mm x	1000 mm	1,00 m	140 kg/m ³ Tuile canal
G =	187 kg/m² : Total Poids Propres				

Plafonds bas-côtés/nef

Définition des charges rapportées au m ²		H	B	E	d
G1 =	30 kg/m ² : Poids du REVÊTEMENT	25 mm x	1000 mm	1,00 m	1200 kg/m ³ Cannelle
G2 =	17 kg/m ² : Poids du SUPPORT	80 mm x	150 mm	0,40 m	550 kg/m ³ Bastaings, ossature secondaire
G3 =	3 kg/m ² : Poids du SUPPORT	150 mm x	40 mm	1,00 m	550 kg/m ³ Traverses, ossatures principales
G4 =	2 kg/m ² : Poids du SUPPORT	10 mm x	400 mm	0,50 m	300 kg/m ³ Décors cartons peints
G =	52 kg/m² : Total Poids Propres				

Les entrails ont une section globale de 30 x 47 cm ht mais s'agissant de poutres assemblées mécaniquement, nous réduisons l'inertie de cette pièce par application de l'annexe B de l'Eurocode 5 :

Sections rectangulaires				
Section inférieure (mm)			Section supérieure (mm)	
b	300		b	300,00
h	300		h	170,00
A	90 000		A	51 000,00
cdg	150		cdg	85,00
Soy	13 500 000		Soy	19 635 000,00
Ioy	2 700 000 000		Ioy	7 682 300 000,00
I2	675 000 000		I1	122 825 000,00

Calcul d'inertie global

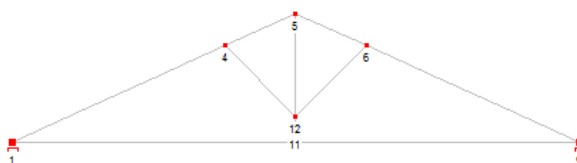
Aire totale		Soy	Zg	Ioy	Igy
141000		33 135 000	235	10 382 300 000	2 595 575 000

ELS			ELU
Gamma 1	0,15554341		0,10936599
a2	19,04		13,71
a1	215,96		221,29
(EI)ef	12 004 235 676 229		10 878 759 421 470
Ief	1 200 423 568		1 200 423 568

La section des entrails est donc ramenée à 30 x 36 cm ht.

La mise au calcul d'une ferme type donne :

Classe de projet :	Norme : Normale
Classe de service :	Classe 2 - Extérieure abritée
Encombrement de la Structure :	11.0 m (Largeur) X 2.5 m (Hauteur)
Matériau principal :	Résineux C22
Poids global de la structure :	1045 kg
Volume global de la structure :	2.549 m ³
Type de chargement :	Charges réparties Permanente, Neige, Vent
Entraxe/Bande de chargement principal :	400.00 cm
Nombre de combinaisons étudiées :	96 (39 ELS et 57 ELU)
Combinaison ELU dimensionnante :	Cas ELU 1 : 1.35*Permanente
Combinaison ELS dimensionnante :	Cas ELS 1 : Permanente



VÉRIFICATION des CONTRAINTES, FLÈCHES ET DÉPLACEMENTS

Pièces	-ELU-					-ELS-					Critère Dimensionnant
	ATF	Flexion Comp/Tract	Flexion Déversement	Traction Transversale	Cisaillement	Wnet,fin	Flèches* Winst,Q	W2	Déplacements* Vertical	Horizontal	
Arbalétrier											
1/5	-	83% ✓	----	----	36% ✓	53% ✓	28% ✓	67% ✓	14% ✓	----	✓ Flexion +C/T
5/9	-	83% ✓	----	----	36% ✓	63% ✓	31% ✓	93% ✓	14% ✓	----	✓ Flèche de 2nd oeuvre
Entrait											
1/9	-	93% ✓	----	----	22% ✓	138% ✗	----	72% ✓	0% ✓	----	✗ Flèche résultante
Poinçon											
11/5	-	13% ✓	----	----	----	0% ✓	----	----	15% ✓	----	✓ Déplacement Vertical
Contre-Fiche											
4/12	-	18% ✓	----	----	0% ✓	1% ✓	----	----	17% ✓	----	✓ Flexion +C/T
12/6	-	18% ✓	----	----	0% ✓	1% ✓	----	----	25% ✓	----	✓ Déplacement Vertical

* Flèches : Taux de référence des flèches (Voir Définition Barres)

* Déplacements : Vertical - Taux en référence aux déplacements max verticaux 1/300 de la portée (Voir configuration)

Horizontal - Taux en référence aux déplacements max des têtes de poteaux 1/150 de leur hauteur (Voir configuration)

SYNTHÈSE FLÈCHES SUR PIÈCES - ANALYSE TRAVÉES DIMENSIONNANTES (cm)

Pièces	Flèche résultante finale				Cas + Déf	Flèche instantanée				Cas + Déf	Flèche 2nd oeuvre		
	Wnet,fin	/Limite*	Travée (lg)			Winst,Q	/Limite*	Travée (lg)			W2	/Limite*	Travée (lg)
Arbalétrier													
1/5	-1.19	53% (1/380) ✓	1-4 (453.11 cm)	ELS (NR 2) 2		0.56	28% (<1/999) ✓	1-5 (604.15 cm)	ELS (NR 1) 12		-0.61	67% (1/748) ✓	1-4 (453.11 cm)
5/9	-1.43	63% (1/317) ✓	6-9 (453.11 cm)	ELS (NR 1) 13		-0.61	31% (1/983) ✓	5-9 (604.15 cm)	ELS (NR 1) 13		-0.84	93% (1/536) ✓	6-9 (453.11 cm)
Entrait													
1/9	-7.57	138% (1/145) ✗	1-9 (1100.00 cm)	ELS 1		0.00	----	0-0 (0.00 cm)	----		-3.37	72% (<1/999+25mm) ✓	1-9 (1100.00 cm)
Poinçon													
11/5	0.00	✓	11-5 (230.45 cm)	----		0.00	✓	0-0 (0.00 cm)	----		0.00	✓	0-0 (0.00 cm)
Contre-Fiche													
4/12	-0.01	✓	4-12 (194.45 cm)	----		0.00	✓	0-0 (0.00 cm)	----		0.00	✓	4-12 (194.45 cm)
12/6	-0.01	✓	12-6 (194.45 cm)	----		0.00	✓	0-0 (0.00 cm)	----		0.00	✓	12-6 (194.45 cm)

* Flèches : Taux de référence des flèches (Voir Définition Barres)

Les fermes apparaissent suffisamment dimensionnées pour reprendre les charges de couvertures mais très juste dimensionnées pour reprendre les charges de plafonds. Nous calculons pour les entrails un taux de contrainte de 93% et taux de flèche de 138% avec une déformation 7,5 cm centrée.

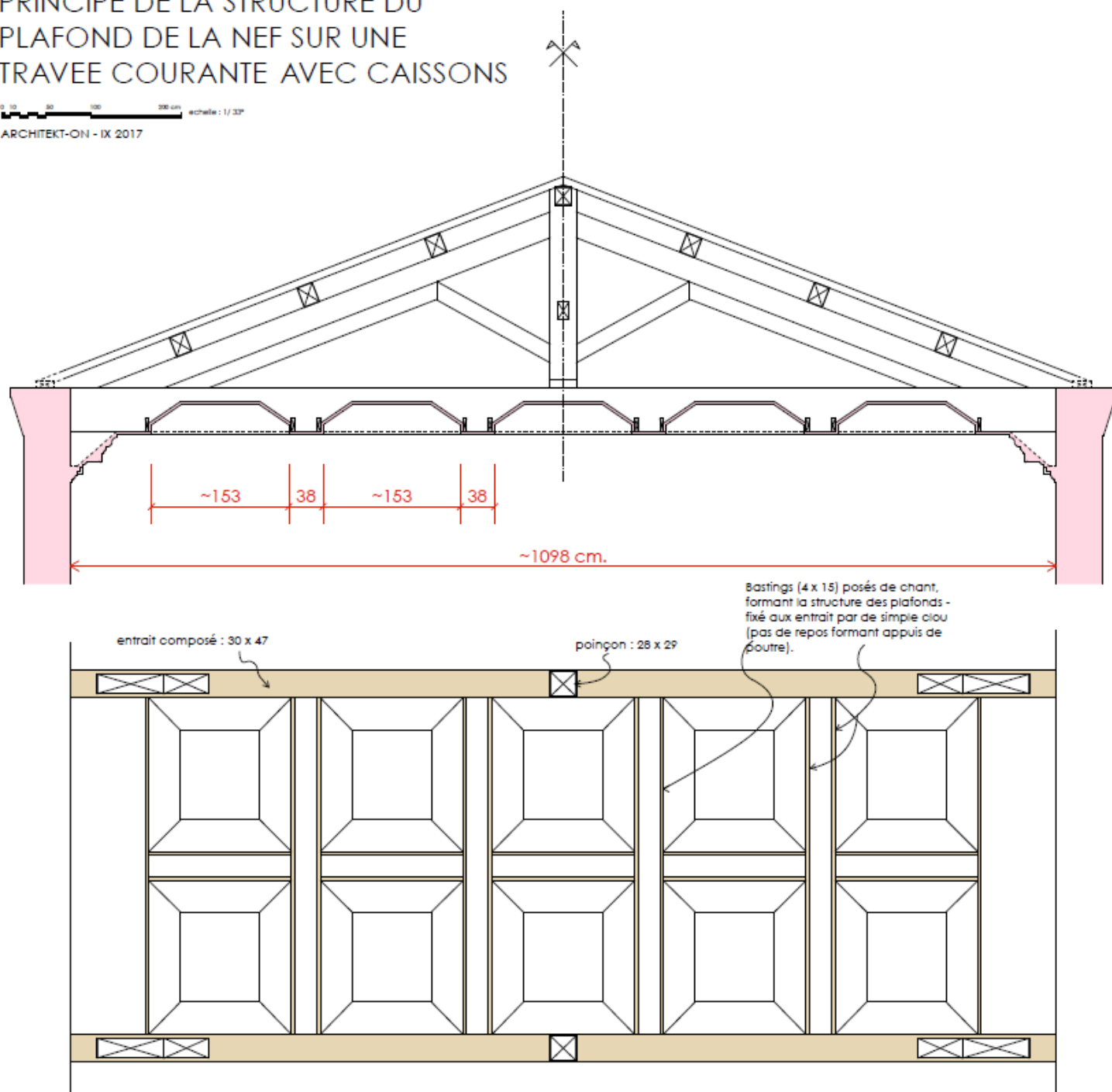
Cette déformation est difficile à corréliser avec les relevés sur site puisque nous ne connaissons pas les jeux d'assemblage poinçon/entrait à la construction. Il est toutefois probable que l'ensemble ait fléchi dans le temps participant ainsi à la désorganisation des plafonds.

2. Ossatures support des plafonds

Les relevés architectes précisent les dispositions de ces ossatures.

PRINCIPE DE LA STRUCTURE DU PLAFOND DE LA NEF SUR UNE TRAVÉE COURANTE AVEC CAISSONS

0 10 20 30 40 cm échelle : 1/32^e
ARCHITEKT-ON - IX 2017



La mise au calcul des bastings support des plafonds donne :

Libellé :		Basting support plafond		(L = 3,75 m / E = 0,95 m)		NOK		(σ) = 91 %		(τ) = 29 %		(f) = 110 %	
DONNES													
Classe de service :	Sous abri (13% < H < 20%)												
Qualité du bois :	C22												
Contrainte admissible flexion :	fm,k =	22 N/mm ²											
Contrainte admissible cisaillement :	fv,k =	2,4 N/mm ²											
Module d'élasticité :	E0,mean =	10 KN/mm ²											
Module de cisaillement :	Gmean =	0,63 KN/mm ²											
Densité :	410 kg/m ³												
Portée réelle :	Lr =	3,75 m											
Entraxe :	e =	0,95 m											
Effet système :	☐	NON											
Deversement bloquée :	☐	NON											
Largueur de la poutre :	b =	4 cm											
Hauteur de la poutre :	h =	15 cm											
Contreflèche (éventuelle) :	Wc =	0 cm											
Inertie :	IG,y =	1125 cm ⁴											
Module d'inertie :	WG,y =	150 cm ³											
Charge Permanente :	G1 =	50 daN/m ²											
Poids propre :	G2 =	3 daN/m ²											
Charge d'exploitation :	0 - Aucune												
	q =	0,00 daN/m ²											
	q(+) =	0,00 daN/m ²											
	Qp =	0,00 daN											
	Qp(+) =	0,00 daN											
CALCULS													
ELU													
Combinaison la plus défavorable :	C =	yg,sup · G			C =			71,0 daN/m ²			Coefficients		
Charge linéaire :	q =	67,4 daN/m									γM = 1,3		
Charge ponctuelle :	p =	0 daN									kmod = 0,6		
Moment flexion max :	Mf,y =	119 m·daN									ksys = 1		
Contrainte de flexion induite :	σm,d =	7,90 N/mm ²									kh = 1,3		
Résistance de flexion calculée :	fm,d =	13,20 N/mm ²									klef = 0,9		
Contrainte critique déversement :	σm,crit =	15,17 N/mm ²									kcrit = 0,66		
Elancement relatif :	λrel,m =	1,20									kf = 1,5		
TAUX DE TRAVAIL (flexion) :	TT =	0,91 ≤ 1			OK						kn = 5		
Effort tranchant max :	Fv,d =	126 daN									kv = 1,00		
Résistance de cisaillement calculée :	fv,d =	1,1 N/mm ²									kc,90 = 2,394		
Contrainte de cisaillement induite :	τd =	0,3 N/mm ²						Longueur d'appui mini :			25 cm		
TAUX DE TRAVAIL (cisaillement) :	TT =	0,29 ≤ 1			OK								
ELS													
Charge flèche instantanée (q) :	Cins =	0,00 daN/m ²			0,00 daN/m			Coefficients					
Charge lineal :	qins =	0,00 daN/m									kdef = 0,8		
Charge flèche instantanée (G + q) :	Cins =	52,59 daN/m ²			0,00 daN/m						ψ2 = 0		
Charge lineal :	qins =	49,96 daN/m											
Charge flèche différée :	Ccreep =	42,07 daN/m ²			0,00 daN/m								
Charge lineal :	qcreep =	39,97 daN/m											
Flèche instantanée (Q) :	Wins,q =	0,00 cm											
Flèche instantanée (G + Q) :	Wins,g+q =	1,14 cm			< 1,25 cm			TT = 0,91			OK		
Flèche différée :	Wcreep =	0,91 cm											
Flèche finale :	Wfin =	2,06 cm			< 3 cm			TT = 0,69			OK		
Flèche nette finale :	Wnet,fin =	2,06 cm			< 1,88 cm			TT = 1,10			NOK		

Les ossatures principales des plafonds apparaissent très juste dimensionnées en contrainte et en flèche. Les réactions d'appui sont de l'ordre de 126 daN ELU.

B. Bas-côtés

De la même manière que pour la nef, les plafonds en caisson sont suspendus aux charpentes bois traditionnelles.

1. Charpentes des bas-côtés

La charpente des bas-côtés est composée de demies fermes reposant sur des murs maçonnés (voir figure ci-dessous).

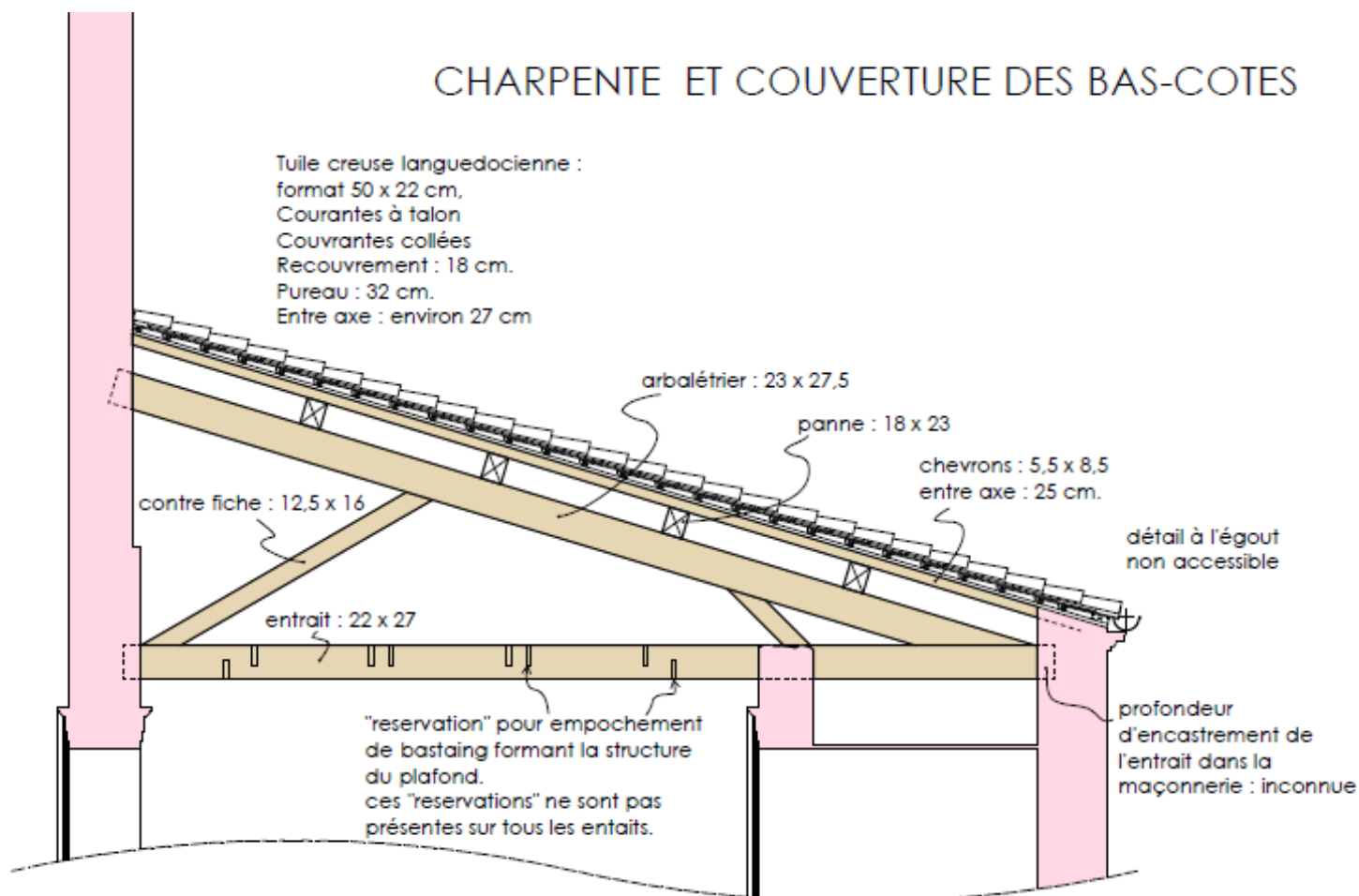


Figure 24 Description d'une demi-ferme courante de bas-côté (extrait plan architecte)

Les charges en présence sont identiques à celle de la charpente de la nef.

La mise au calcul des demi-fermes donne :

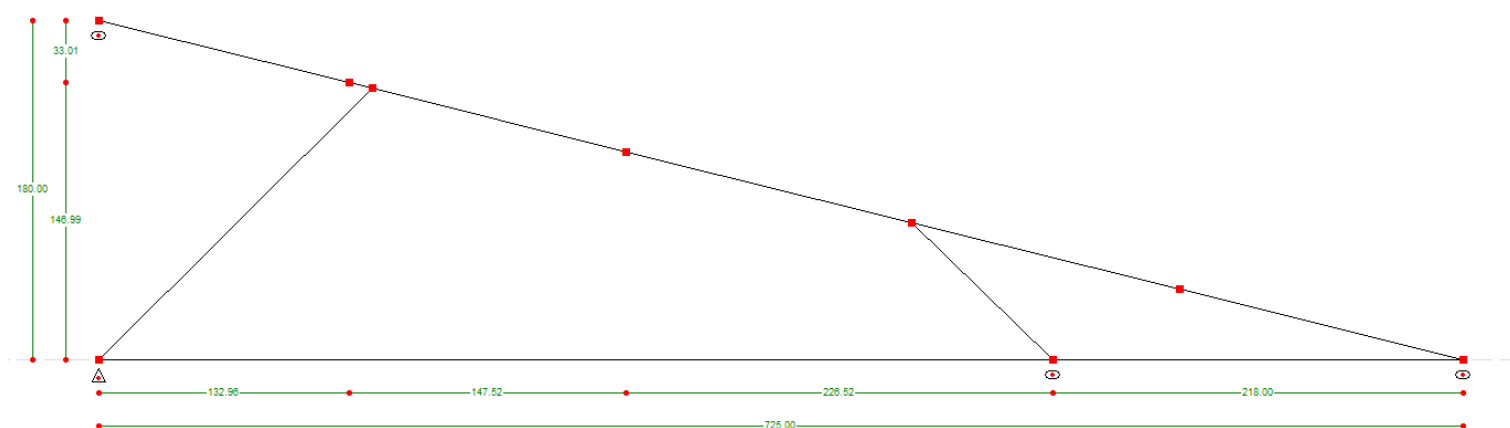


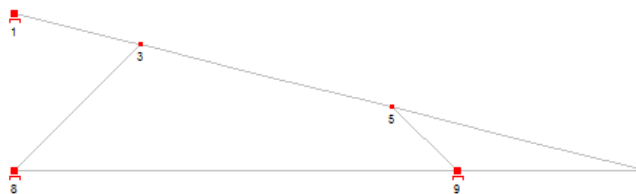
Figure 25 Schéma statique étudié



Photo 20 Appui d'une demi-ferme sur les refends du bas-côté

La mise au calcul du système étudié nous donne :

Classe de projet : Norme : Normale
 Classe de service : Classe 1 - Intérieure
 Encombrement de la Structure : 7.2 m (Largeur) X 1.8 m (Hauteur)
 Matériau principal : Résineux C22
 Poids global de la structure : 396 kg
 Volume global de la structure : 0.965 m3
 Type de chargement : Charges réparties
 Permanente, Neige, Vent
 Entraxe/Bande de chargement principal : 400.00 cm
 Nombre de combinaisons étudiées : 16 (8 ELS et 8 ELU)
 Combinaison ELU dimensionnante : Cas ELU 1 : 1.35*Permanente
 Combinaison ELS dimensionnante : Cas ELS 10 : Permanente + Neige



VÉRIFICATION des CONTRAINTES, FLÈCHES ET DÉPLACEMENTS



Pièces	ELU					ELS					Critère Dimensionnant
	ATF	Flexion Comp/Tract	Flexion Déversement	Traction Transversale	Cisaillement	Wnet,fin	Flèches* Winst,Q	W2	Déplacements* Vertical	Horizontal	
Arbalétrier 1/7 (CT)	-	35% ✓	-----	-----	36% ✓	19% ✓	4% ✓	22% ✓	0% ✓	-----	✓ Cisaillement
Entrait 8/7 (CT)	-	34% ✓	-----	-----	20% ✓	21% ✓	-----	20% ✓	0% ✓	-----	✓ Flexion +C/T
Contre-Fiche 5/9	-	39% ✓	-----	-----	0% ✓	0% ✓	-----	-----	10% ✓	-----	✓ Flexion +C/T
8/3	-	23% ✓	-----	-----	1% ✓	1% ✓	-----	-----	4% ✓	-----	✓ Flexion +C/T

2. Ossatures support des plafonds des bas-côtés

Les dispositions sont proches de celles observées sur la nef :

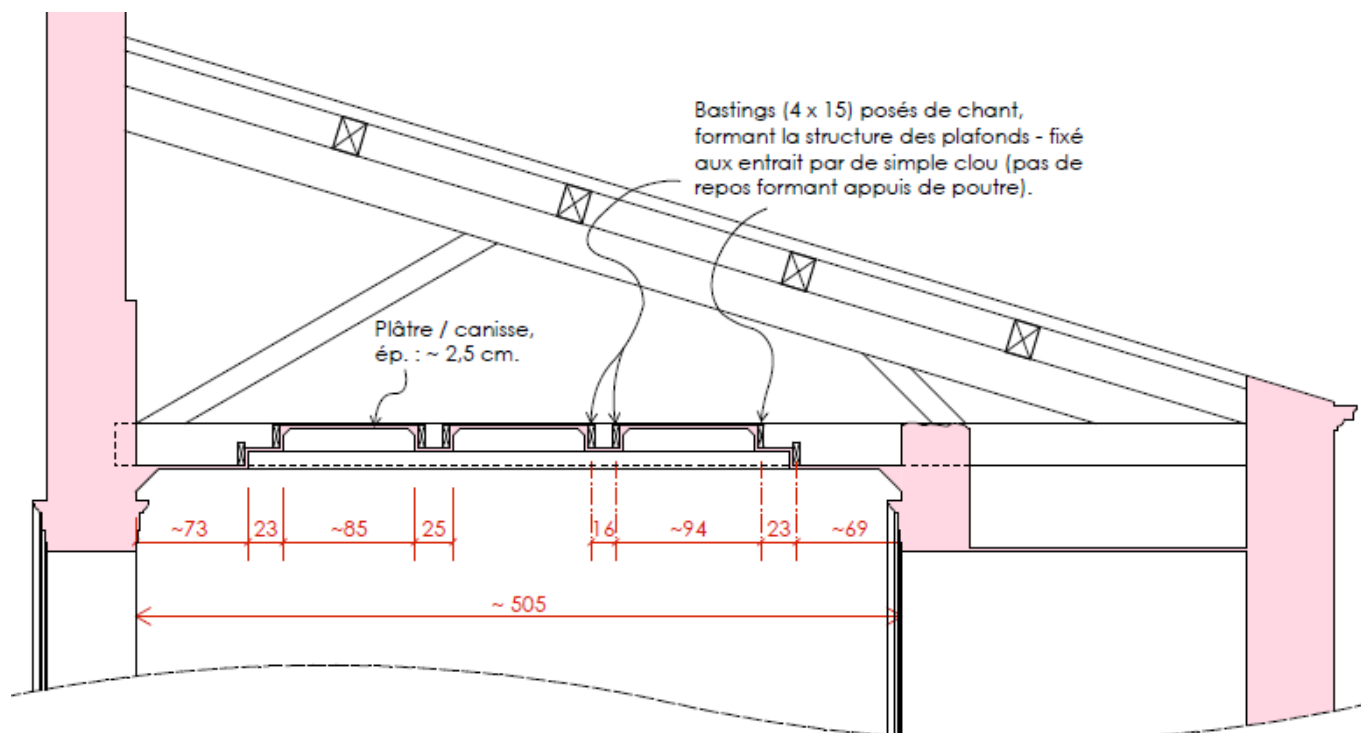


Photo 21 Vue des ossatures des plafonds des bas-côtés

La mise au calcul des bastaings portant de ferme à ferme donne :

Libellé :		Basting support plafond		(L = 3,75 m / E = 0,6 m)		OK		(σ) = 59 %		(τ) = 19 %		(f) = 71 %	
DONNES													
Classe de service :	Sous abri (13% < H < 20%)												
Qualité du bois :	C22												
Contrainte admissible flexion :	fm,k =	22 N/mm ²											
Contrainte admissible cisaillement :	fv,k =	2,4 N/mm ²											
Module d'élasticité :	E0,mean =	10 KN/mm ²											
Module de cisaillement :	Gmean =	0,63 KN/mm ²											
Densité :	410 kg/m ³												
Portée réelle :	Lr =	3,75 m											
Entraxe :	e =	0,60 m											
Effet système :	☐	NON											
Deverssement bloquée :	☐	NON											
Largueur de la poutre :	b =	4 cm											
Hauteur de la poutre :	h =	15 cm											
Contreflèche (éventuelle) :	Wc =	0 cm											
Inertie :	IG,y =	1125 cm ⁴											
Module d'inertie :	WG,y =	150 cm ³											
Charge Permanente :	G1 =	50 daN/m ²											
Poids propre :	G2 =	4 daN/m ²											
Charge d'exploitation :	O - Aucune												
	q =	0,00 daN/m ²											
	q(+) =	0,00 daN/m ²											
	Qp =	0,00 daN											
	Qp(+) =	0,00 daN											
CALCULS													
ELU													
Combinaison la plus défavorable :	C = γg,sup · G	C =			73,0 daN/m ²								
Charge linéaire :	q =	43,8 daN/m											
Charge ponctuelle :	p =	0 daN											
Moment flexion max :	Mf,y =	77 m·daN											
Contrainte de flexion induite :	σm,d =	5,14 N/mm ²											
Résistance de flexion calculée :	fm,d =	13,20 N/mm ²											
Contrainte critique déversement :	σm,crit =	15,17 N/mm ²											
Elancement relatif :	λrel,m =	1,20											
TAUX DE TRAVAIL (flexion) :	TT =	0,59 ≤ 1											
Effort tranchant max :	Fv,d =	82 daN											
Résistance de cisaillement calculé :	fv,d =	1,1 N/mm ²											
Contrainte de cisaillement induite :	τd =	0,2 N/mm ²											
TAUX DE TRAVAIL (cisaillement) :	TT =	0,19 ≤ 1											
ELS													
Charge flèche instantanée (q) :	Cins =	0,00 daN/m ²											
Charge lineal :	qins =	0,00 daN/m											
Charge flèche instantanée (G + q) :	Cins =	54,10 daN/m ²											
Charge lineal :	qins =	32,46 daN/m											
Charge flèche différée :	Ccreep =	43,28 daN/m ²											
Charge lineal :	qcreep =	25,97 daN/m											
Flèche instantanée (Q) :	Wins,q =	0,00 cm											
Flèche instantanée (G + Q) :	Wins,g+q =	0,74 cm			< 1,25 cm								
Flèche différée :	Wcreep =	0,59 cm											
Flèche finale :	Wfin =	1,34 cm			< 3 cm								
Flèche nette finale :	Wnet,fin =	1,34 cm			< 1,88 cm								

Ces ossatures apparaissent correctement dimensionnées pour reprendre les charge en présence.

Notons que les premières et les dernières travées des bas-côtés comportent des plafonds losangés et que les ossatures supports sont bien moins nombreuses que pour les plafonds courants.

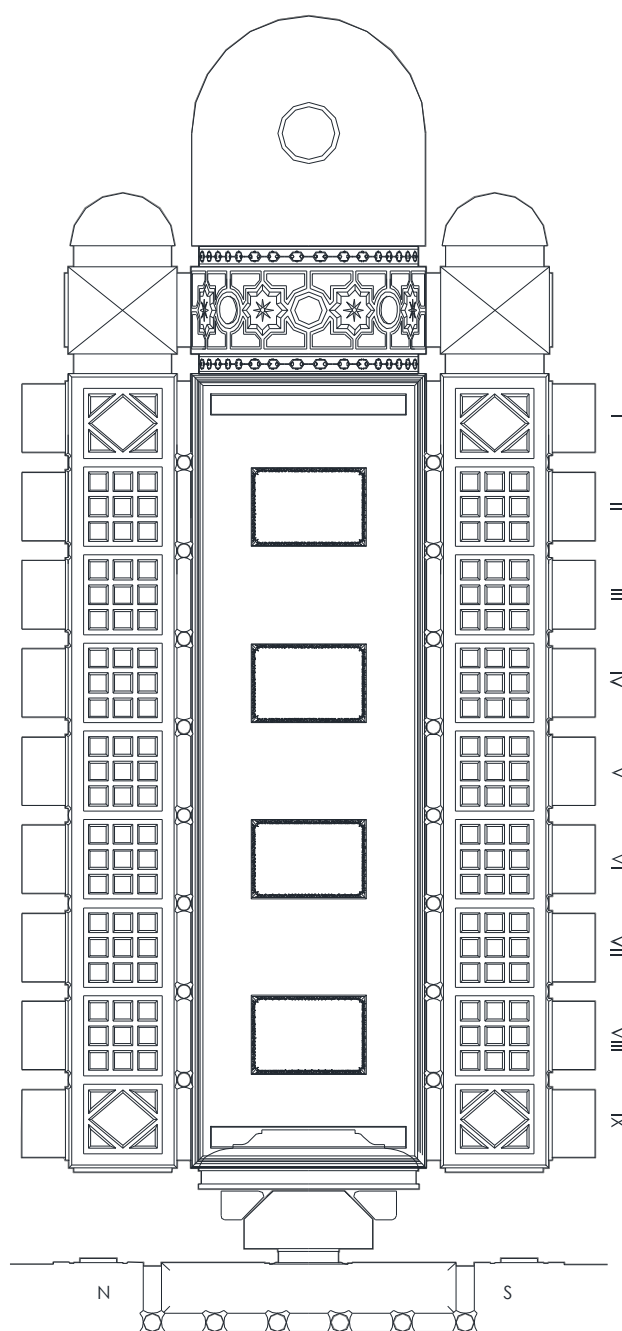


Figure 26 Vue en plan des plafonds de l'église

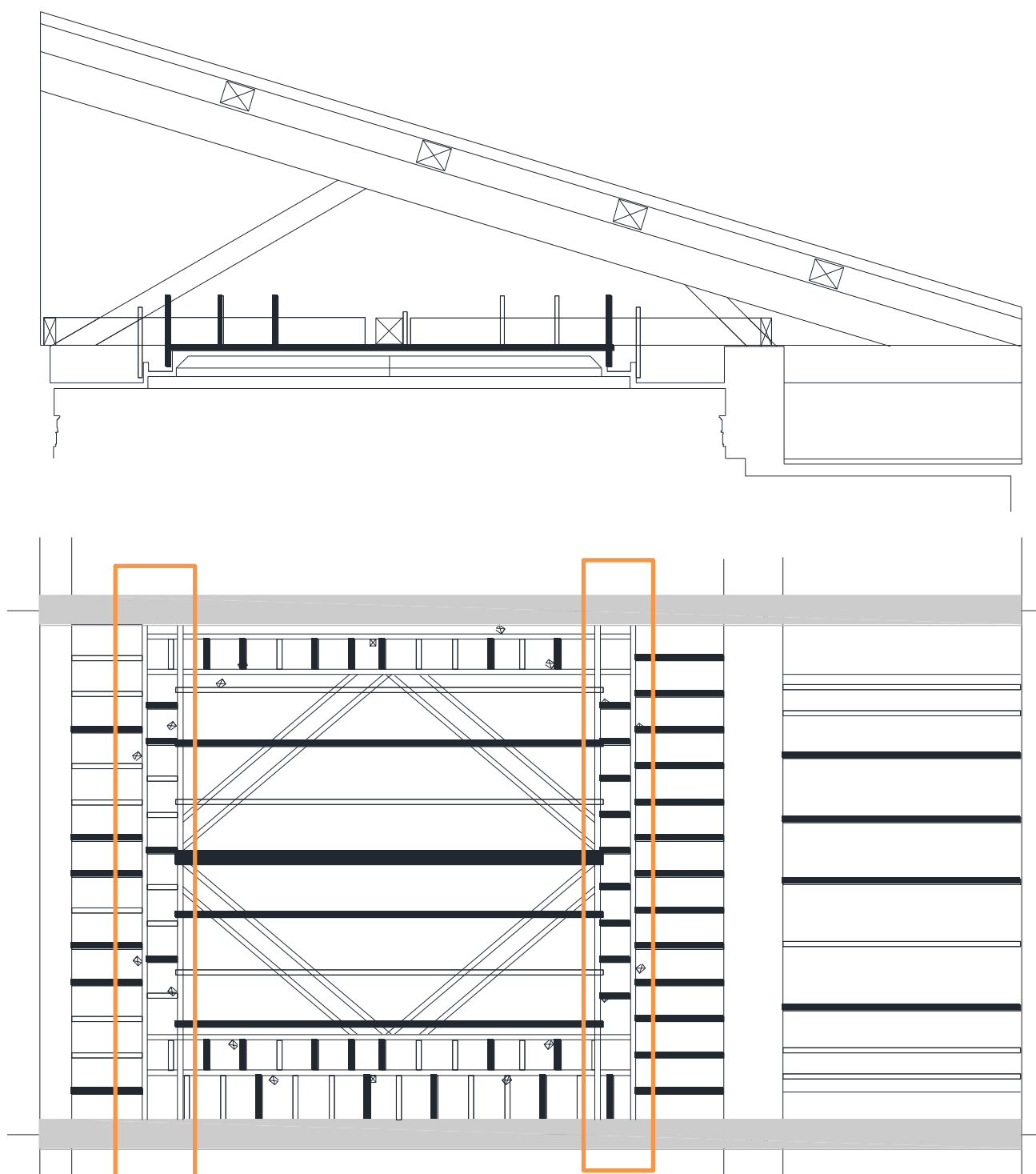


Figure 27 Disposition des ossatures des plafonds losangés des bas-côtés

Sur ces plafonds, les porteurs de ferme à ferme sont 2 fois moins nombreux (4 contre 8 pour les travées courantes) avec des charges qui restent inchangées.

Les bastings 4 x 15 cm ht apparaissent alors sous dimensionnés en contrainte et en flèche.

Les réactions d'appui sont de l'ordre de 210 daN ELU.

C. Synthèse du diagnostic

Les fermes de la nef et des bas-côtés apparaissent correctement dimensionnées pour reprendre les charges des couvertures.

Les entrails de la nef jouent le rôle de tirant vis-à-vis des fermes et ils travaillent en flexion simple entre les murs gouttereaux vis-à-vis des plafonds. Ils apparaissent très juste dimensionnés pour reprendre ces dernières charges.

La déformation de ces structures a pu participer à la désorganisation des décors en plafonds. Compte tenu de l'âge de l'ouvrage les fluages ont déjà opéré et les déformations observées ne devrait plus évoluer. Le projet de restauration devra éviter de recharger ces structures.

Les ossatures principales des plafonds qui portent d'entrait à entrait apparaissent correctement dimensionnées pour les travées courantes des bas-côtés, juste dimensionnées pour les travées de la nef et insuffisamment dimensionnées pour les plafonds losangés des bas-côtés.

Ces insuffisances peuvent être à l'origine de déformations dans les décors des plafonds.

L'effondrement du plafond du bas-côté Nord ayant motivé ce diagnostic, trouve toutefois son origine dans la rupture d'un appui de l'ossature principale d'un plafond losangé. Il met en relief un défaut généralisé des appuis de ces ossatures, aussi bien sur les bas-côtés que sur la nef. En effet, les bastings porteurs 4 x 15 cm ht sont cloués et insérés dans des entailles réalisées dans les entrails. Ces entailles ne comprennent étrangement pas de talon ce qui fait qu'il n'y a pas de reports de charges directes. L'entaille joue plutôt le rôle de maintien latéral et de guide mais ne participe pas à la reprise des charges verticales (voir photographies suivantes).



Photo 22 Appuis des bastings support des plafonds

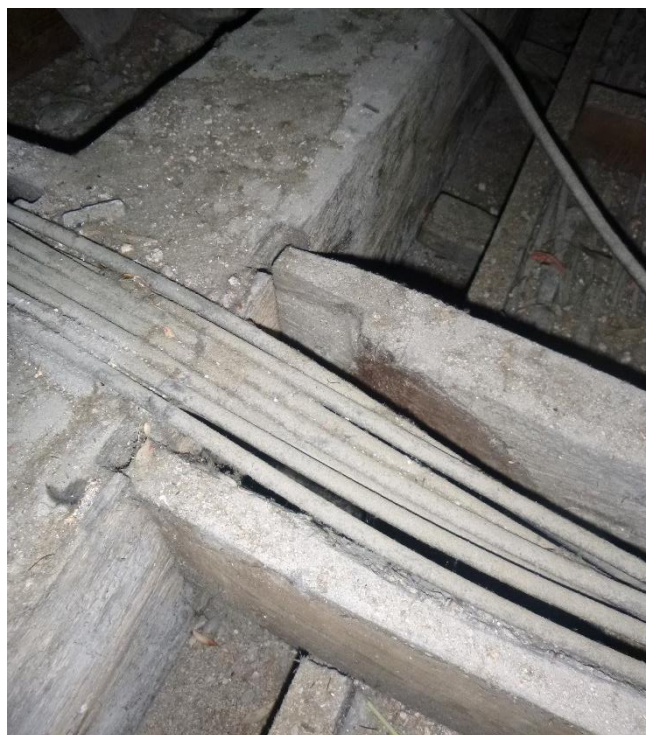


Photo 23 Conséquence du glissement d'assemblage de l'un des deux supports d'extrémités

Les dispositions observées sont clairement insuffisantes.

VI. ORIENTATION DU PROJET DE CONSOLIDATION

A. Planchers du Presbytère

Les planchers apparaissent globalement sous dimensionnés et localement en mauvais état.

Le plancher sinistré peut faire l'objet de réparations comprenant :

- Dépose généralisée des tomettes, marins et enfustage pour inspection, purges et traitement des bois,
- Reconstitution, remplacement et doublement des porteurs bois altérés,
- Reconstitution du complexe de plancher traditionnel.

Pour les autres planchers, le diagnostic ne met pas en évidence de risques imminents d'instabilités. Leur mise en conformité reste au choix du maître d'ouvrage. Le programme de travaux à envisager sera similaire aux réparations précédentes avec des parts de renforcement plus lourdes (section des nouvelles poutres en remplacement/doublement plus forte, voir mise en œuvre de profilés métalliques suivant les charges d'exploitation souhaitées par le maître d'ouvrage).

B. Charpentes de l'église

De manière général, les structures support des plafonds de l'église sont fragiles et très juste dimensionnées. Le projet ne devra pas recharger les structures en présence. Il devra au contraire réduire les charges lorsque cela est possible (remplacement des planchers des combles du bas-côté Sud par un plancher sur ossature secondaire portant d'entrait à entrait).

Les travaux de réparation doivent régler les problèmes d'appui des ossatures principales des plafonds. Nous préconisons la mise en œuvre d'équerres métalliques clouées ou vissées sur les entrails.

Les ossatures des plafonds losangés doivent être reprise en sous œuvre par un système de poutres bois en allège à l'instar des structures mise en œuvre en travaux de mise en sécurité courant septembre 2017.

Nous n'observons pas de désordres particuliers sur les autres parties de charpente si ce n'est une réparation malheureuse d'about de panne altéré par contrefiche métallique (voir photographie suivante). Ce bricolage induit des efforts horizontaux parasites en pied et en tête de console, il ne peut être que provisoire.



Photo 24 About de panne altéré reprise en sous œuvre par console métallique

Nous préconisons d'assainir la structure en déposant la console et en réparant l'about de pannes par moisage ou par reconstitution des bois au mortier de résine.