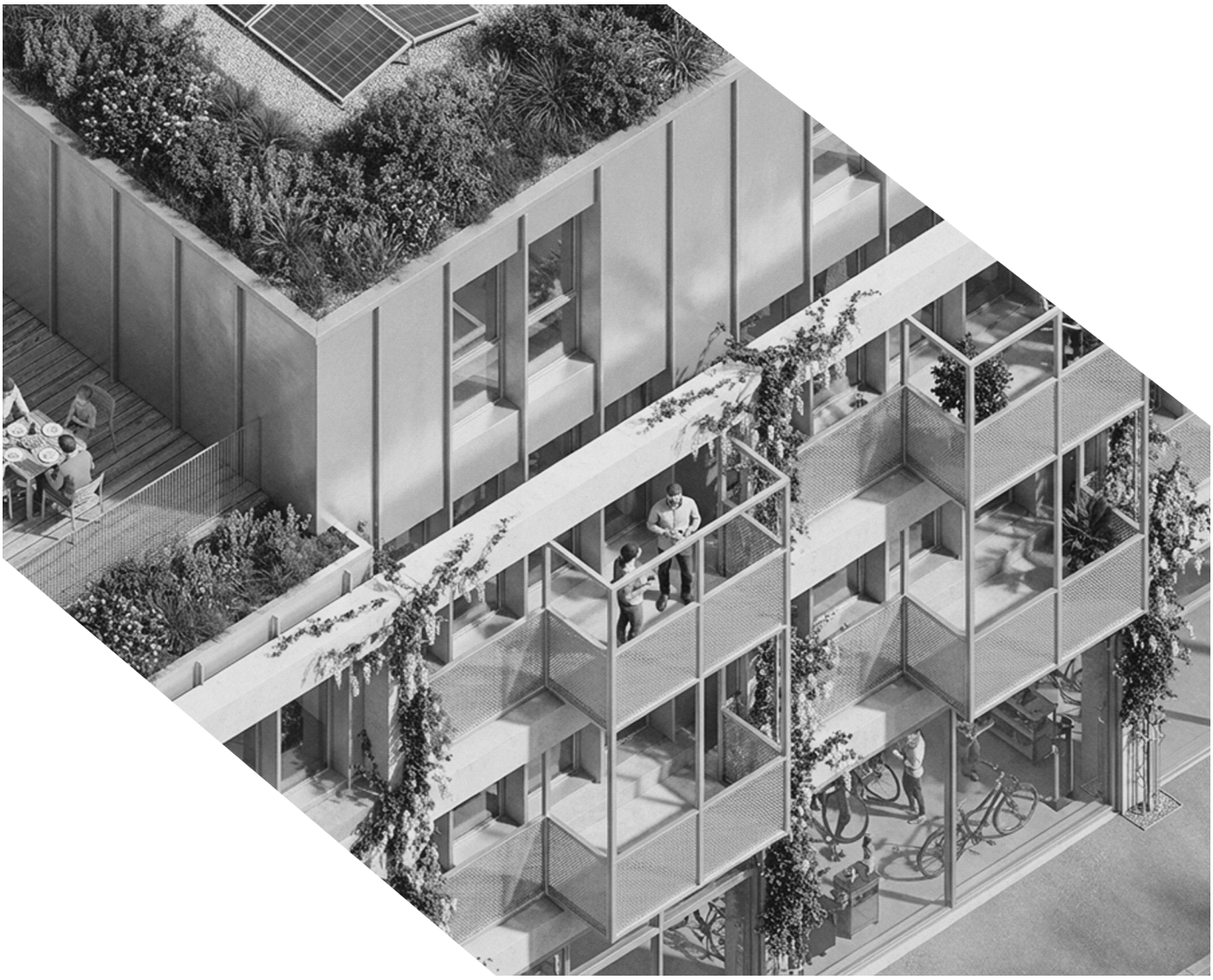
TRANSFORMATION DU GARAGE KIA

CHAUSSÉE DE WAVRE 1682

STABILITÉ : WOW ENGINEERING
ÉTUDE DE L'EXISTANT



CLIENT : OLIVIER MAES /
JOXA-INVEST + KORAMIC REAL ESTATE

WOW ENGINEERING

Chaussée de Mons, 95
B-1070 Bruxelles
Belgique

+32 81 414 899
contact@wow-engineering.com
www.wow-engineering.com

Étude de stabilité de l'existant
Phase Avant-Projet

25.025 Garage KIA

Rénovation d'un ancien garage automobile en immeuble collectif

1682 Chaussée de Wavre 1160 Bruxelles



Ingénierie en Stabilité (IS)	WOW engineering Chée de Mons 95 – BE 1070 Anderlecht	+32 81 414 899 www.wow-engineering.com
Maître d'Ouvrage (MO)	Koramic Development Kapel ter Bede 84 – BE 8500 Kortrijk	
Architecte (AR)	Usages Rue Fernand Bernier 15 BE 1060 Bruxelles	

Table des matières

1 | Introduction et présentation du projet 5
2 | Généralités 6
3 | Documents de référence 7
3.1 Plans existants du projet 7
3.2 Documents externes au projet existant 7
4 | Situation existante 8
4.1 Géométrie globale 8
4.2 Superstructure existante 8
5 | Situation projetée 9
5.1 Description 9
5.2 Système porteur « vertical » 9
5.3 Contreventement 10
6 | Hypothèses 11
6.1 Détermination des propriétés mécaniques des matériaux 11
6.1.1 Propriétés mécaniques des aciers d'armature 11
6.1.2 Propriétés mécaniques du béton 11
6.2 Charges 13
6.2.1 Charges variables 13
6.2.2 Charges permanentes 17
6.3 Combinaisons 18
6.3.1 Etats limites ultimes 18
6.3.2 Etats limites de service 18
6.3.3 Facteurs de réduction 18
6.3.4 Critères de vérification 19
7 | Fondations - Descente de charges 21
7.1 Comparaison des variantes avec réhausse en structure type légère et béton 21
7.1.1 Colonnes [ELS] 21
7.1.2 Poutres 21
7.2 Effet de la division de la portée principale, ... 22
8 | Vérification des poutres 23
8.1 Efforts internes en phase projet 23

8.2 Efforts résistant des éléments....23
8.2.1 Moment....23
8.2.2 Effort tranchant....24
8.3 Vérification au feu....24
8.3.1 Enrobage minimal....24
9 | Vérification des colonnes....27
9.1 Efforts résistants....27
9.2 Vérification au feu....27
9.2.1 Données des sondages....27
9.2.2 Facteur de réduction pour le niveau de chargement situation incendie....28
9.2.3 Conclusions....29
10 | Vérification des dalles....30
10.1 Efforts résistants....30
10.1.1 Dalle pleine....30
10.1.2 Hourdis....30
10.2 Vérification au feu....30
10.2.1 Données des sondages....32
10.2.2 Enrobage minimal....32
10.2.3 Vérification des valeurs d'enrobage....33
11 | Carbonatation....34

1 | Introduction et présentation du projet

Ce document vise à déterminer la faisabilité technique du projet de transformation de l'ancien garage KIA situé Chaussée de Wavre 1682 à Auderghem. Le bâtiment d'origine date de 1985. Les plans d'archive montrent que des travaux de modification ont eu lieu en 1993-1994.

Le document synthétise les premières analyses structurelles, les études des configurations types, les prédimensionnements des éléments structurels.

Il permet de retracer le parcours de la réflexion structurelle jusqu'aux principes retenus.

Le site est situé **Chaussée de Wavre 1682, 1160 Auderghem**



Figure 1 - Localisation du projet

Le projet consiste en la transformation d'un ancien garage automobile de la marque KIA en logements collectifs, un commerce au rez-de-chaussée et un parking.

2 | Généralités

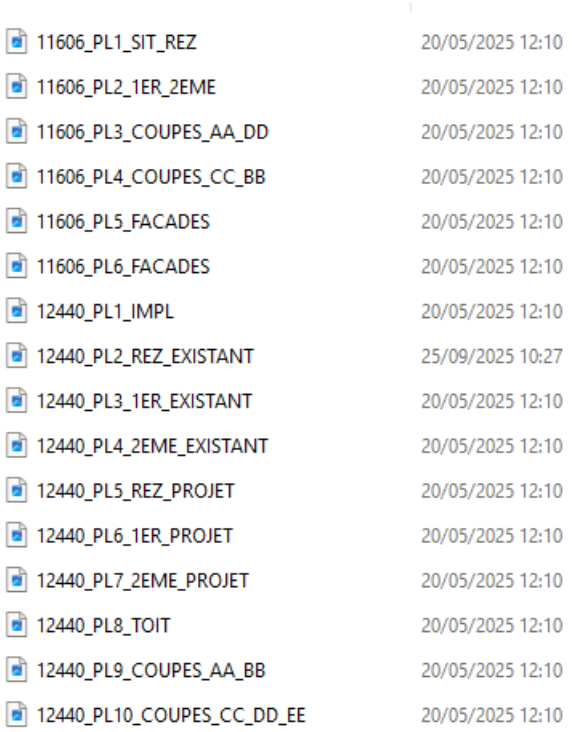
Ce document sert de fondement à l'analyse de la stabilité de la structure existante du Garage KIA (Chaussée de Wavre 1682, Auderghem) et de la faisabilité technique de sa transformation en logements et commerce. Il s'appuie sur les campagnes d'auscultation réalisées par le CRIC-OCCN (octobre 2025 et mai 2026) ainsi que sur les plans architecturaux fournis par le bureau USAGES Architecture. Les résultats de ces investigations, combinés aux plans du projet, permettent de concevoir et de dimensionner les interventions structurelles de manière appropriée. L'ensemble de ces études dépend des documents fournis par le maître d'ouvrage et des observations réalisées lors des visites sur le site.

En l'absence de plans de ferraillage et de fondations, l'apparition d'éléments imprévisibles pendant l'exécution est inévitable. Les campagnes d'auscultation CRIC-OCCN permettent de lever un maximum d'inconnues. Toutefois, des imprévus peuvent survenir durant l'exécution, car il est impossible de sonder entièrement la structure existante

3 | Documents de référence

3.1 Plans existants du projet

[1] Plans d'architecture existants du bâtiment (dossier 250310 AR Plan existants)



3.2 Documents externes au projet existant

[2] Rapport d'essai RAP-02V-25-610 - CRIC-OCCN, auscultation du bâtiment (dalles, colonnes, poutres), octobre 2025

[3] Rapport d'essai RAP-01V-26-236 - CRIC-OCCN, auscultation complémentaire (dalle et poutre en béton armé), mai 2026] Instructions Relatives aux Ouvrages en Béton Armé – 3eme édition 1934 – Association Belge de Standardisation

[4] Rapport 2025-00684 KORAMIC DEVELOPMENT NV - Chaussée de Wavre 1682 - Bruxelles

4 | Situation existante

4.1 Géométrie globale

Le bâtiment du Garage KIA, situé Chaussée de Wavre 1682 à Auderghem, est un immeuble à usage commercial existant de type garage automobile. Il est constitué d'une structure en béton armé comprenant des hourdis, des colonnes et des poutres réparties sur plusieurs niveaux (bas RDC, haut RDC, R+1 et R+2).

Une campagne d'auscultation approfondie a été réalisée par le CRIC-OCCN en octobre 2025 (37 éléments) et en mai 2026 (7 éléments complémentaires), comprenant des scans Ferroscan et radar, des carottages pour essais de compression, des décapages d'armatures, des mesures de carbonatation et des fouilles localisées pour caractériser les fondations.

La superstructure est composée d'un système poteaux-poutres en béton armé. Les sections des colonnes relevées varient entre 245x405 mm et 495x600 mm selon les niveaux. Les poutres présentent des sections variables. Les dalles sont en béton armé, de type hourdis ou pleine selon les zones.

Les fouilles réalisées par le CRIC-OCCN ont révélé des semelles continues sous certaines colonnes (C.0.7, C.0.10). La profondeur maximale investiguée est de 1,40 m. Cette profondeur est limitante car elle n'a pas permis de mettre en évidence les fondations des colonnes C05 et C09

4.2 Superstructure existante

La superstructure du Garage KIA est constituée d'un système poteaux-poutres en béton armé. Les colonnes présentent des sections comprises entre 245x405 mm et 495x600 mm selon les niveaux. Les poutres ont des sections variables allant de 155x600 mm à 420x580 mm, avec des variations entre appui et mi-travée. Les dalles sont en béton armé (type hourdis ou pleine selon les zones).

Les campagnes d'auscultation CRIC-OCCN (RAP-02V-25-610 et RAP-01V-26-236) ont permis de lever un maximum d'incertitudes. Des points complémentaires pourront nécessiter des investigations supplémentaires lors de la phase Pro ou de l'exécution.

5 | Situation projetée

La figure ci-dessous montre une coupe du projet illustrant les niveaux projetés. La transformation prévoit la création de logements collectifs répartis sur plusieurs étages, un commerce au rez-de-chaussée (Chaussée de Wavre), un parking de 10 places et 30 emplacements vélos, ainsi qu'un patio de 482 m^2 et une toiture verte avec panneaux solaires.

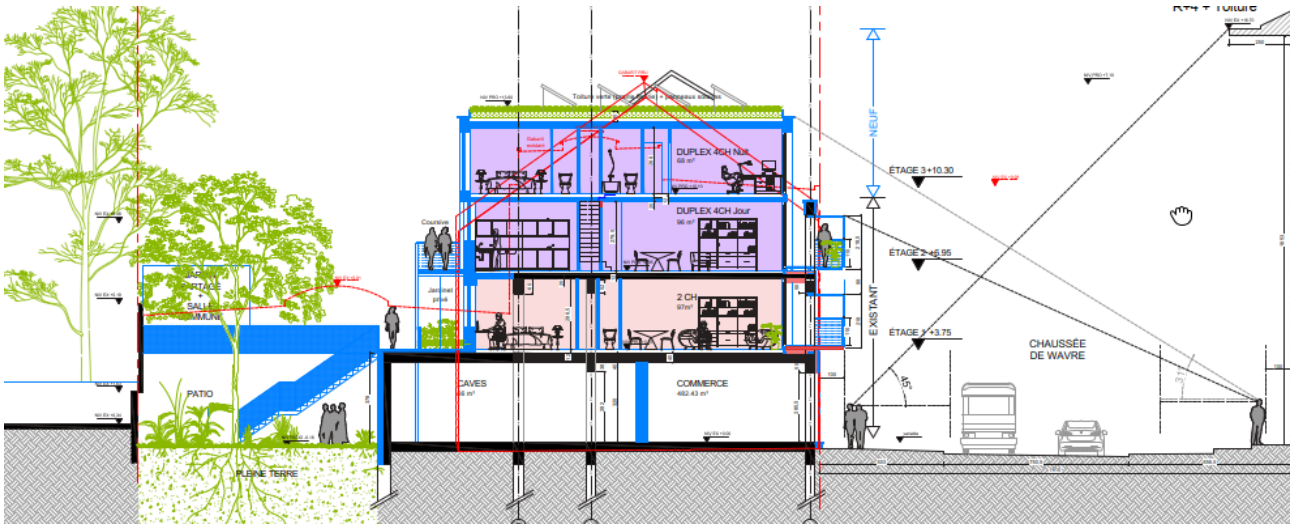


Figure 2 - Coupe du projet de transformation (source : USAGES Architecture, 16/02/2026)

5.1 Description

Le programme de la transformation comprend les éléments suivants :

1. Commerce au rez-de-chaussée côté Chaussée de Wavre
2. Parking intérieur de 10 places voitures et 30 emplacements vélos au rez-de-chaussée.
3. Patio central en pleine terre apportant lumière naturelle aux logements.
4. Logements collectifs sur les niveaux R+1 (cote proj. +3,75 m), R+2 (+6,95 m) et R+3 (+10,10 m), dont un duplex 4 chambres en toiture (+10,10/+13,60 m).
5. Jardins privatifs et terrasses au niveau R+2 (+6,95 m).
6. Toiture végétalisée (prairie fleurie) et panneaux solaires en toiture.

5.2 Système porteur « vertical »

Le bâtiment projeté conserve la structure existante en béton armé (poteaux, poutres, dalles) comme ossature principale. Les nouveaux planchers créés sont à définir en fonction des résultats des vérifications structurelles. Des renforcements locaux sont à prévoir selon la descente de charges issue du programme architectural. Des renforcements seront nécessaires pour toute création de nouvelle trémie dans les planchers existant. Un nouvel axe poteur est ajouté pour diviser la portée des hourdis existants en deux. Cela permet de ne pas surcharger les fondations existantes avec l'ajout des nouveaux étages et d'ajouter du poids sur les hourdis existants.

5.3 Contreventement

Le système de contreventement du bâtiment existant n'est pas clairement mis en évidence. Cependant, nous estimons que le monte charge ainsi que la cage d'escalier qui vont être démolis participaient au contreventement. Il faut donc s'assurer que de nouveaux éléments peuvent reprendre les efforts de vent. Le contreventement du projet sera assuré en combinaison avec :

- Les diaphragmes de plancher (existants en béton armé, nouveaux à définir)
- Des croix de contreventement
- Les voiles de l'ascenseur
- Des portiques béton ou acier

6 | Hypothèses

6.1 Détermination des propriétés mécaniques des matériaux

6.1.1 Propriétés mécaniques des aciers d'armature

Dans les années 60 apparaît le crénelage qui va augmenter l'adhérence acier-béton mais aussi augmenter la limite élastique conventionnelle (fyk) grâce à l'écrouissage des aciers lors de la réalisation des crénelures. Les aciers atteignent alors des limites élastiques conventionnelles de **400** à **500** MPa mais perdent leur capacité à plastifier (capacité déjà consommée par l'écrouissage).

Selon notre expérience, les armatures crénelées sont formées avec de l'acier TOR 400 S qui a donc les caractéristiques suivantes :

- Module d'élasticité : $E = 200\,000$ MPa
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Limite d'élasticité : $f_{yk} = 400$ MPa
- Facteur de sécurité : $\gamma_{M,1} = 1,15$
- Résistance : $f_{yd} = 347$ MPa

Ces aciers sont alors souvent combinés aux aciers lisses, plus ductiles (limite d'élasticité : 200 MPA). Ces derniers sont principalement utilisés pour les armatures « secondaires » tels que les étriers, les armatures transversales, les épingles, … tandis que les armatures plus résistantes étaient réservées pour les armatures principales des éléments, généralement droites car plus difficile à plier compte tenu de leur plus grande résistance et de leur relative fragilité.

Les sondages destructifs donnent des indications sur la nature des armatures. Etant donné que les éléments étudiés ont vraisemblablement été préfabriqués, nous considérons que le même type d'armature a été utilisé pour les éléments qui n'ont pas fait l'objet d'un sondage destructif lors de leur vérification.

6.1.2 Propriétés mécaniques du béton.

6.1.2.1 Résultats des sondages

Vu la préfabrication des éléments, il est probable que le béton employé soit le même pour les colonnes et poutres. Les hourdis précontraints devraient, quant à eux, être constitués d'un béton d'une composition différente.

Plusieurs carottages ont été effectués dans les éléments sondés. Ces carottages sont des cylindres de 75mm de diamètre. Chaque échantillon a été retravaillé pour obtenir un cylindre d'élancement unitaire. Chaque échantillon a ensuite subi un essai à la compression dont les résultats sont exposés dans le tableau ci-dessous. Ces résultats sont mis en parallèle avec ceux des tests au scléromètres pour lesquels l'organisme sondeur a transformé l'indice de rebond en résistance.

Elément	Résistance à la compression [N/mm^2]	Résistance à la compression à partir de l'essai au scléromètre [N/mm^2]
C.0.2	53,9	62,3
C.0.4	58,7	45,1
C.0.7	45,3	58,3
C.1.2	44,1	56,4
C.1.4	41,1	41,5
C.1.5	34,9	50,7
C.2.2	39,5	50,7
C.2.4	35,3	38
P.0.2	37,7	/
~~**P.0.3**~~	~~87,6~~	~~70,3~~
P.0.4	38,9	58,3
P.1.1	50,8	52,6
P.1.4	31,8	47
~~**P.2.1**~~	~~117,5~~	~~66,3~~

Aucune corrélation ne peut être observée entre les essais au scléromètre et les essais en compression.

6.1.2.2 Détermination de f_{ck} selon NBN EN1990 annexe D

Après les essais à la compression, il a été déterminé que les poutres P.0.3, P.2.1 et P.2.2 sont constitués d'un béton de type différent. En effet ces éléments sont préfabriqués et précontraints et proviennent certainement d'une autre ligne de préfabrication que les autres éléments préfabriqués qui constituent la structure analysée.

Ces résultats sont traités pour déterminer la valeur de résistance caractéristique du béton employé.

Les données sont traitées en distinguant deux échantillons : poutres et colonnes et en combinant les deux échantillons pour évaluer leur résistance globale.

Le coefficient de variation Vx n'est pas connu et la distribution log-normale et normale sont considérées. Les valeurs intermédiaires sont calculées à l'aide des formules et tableaux de l'annexe D

En évaluant dans un même échantillon poutres et colonnes, les résultats sont les suivants pour une distribution log-normale :

6B. Statistical determination of a single property - Log Normal Distribution				D7
Mean of the n sample results - Ln based	m_Y	3,74	N/mm²	
Estimated value of the standard deviation σ	s_Y	0,19	N/mm²	
k_n for characteristic values	k_n	1,920	-	Table D1
$k_{n,d}$ for design values	$k_{n,d}$	Not applicable	-	Table D2
Design Value of Property X	X_d	29,35	N/mm²	Note (2) or Note (4)

Les résultats en considérant une distribution normale sont les suivants :

6A. Statistical determination of a single property - Normal Distribution				D7
Mean of the n sample results	m_X	42,67	N/mm²	
Estimated value of the standard deviation σ	s_X	8,22	N/mm²	
Value of Vx (taken if unknown)	s_X / m_X	0,19	-	
k_n for characteristic values	k_n	1,920	-	Table D1
$k_{n,d}$ for design values	$k_{n,d}$	Not applicable	-	Table D2
Design Value of Property X	X_d	26,89	N/mm²	D.1 or D.4

Pour la suite de nos calculs, nous assimilerons ce béton à un béton de classe **C25/30.**

6.2 Charges

6.2.1 Charges variables

6.2.1.1 Charges d'exploitations existantes

En Belgique en 1985, la norme applicable était la **NBN B 03-101** (édition 1977, en vigueur jusqu'aux Eurocodes). Les charges d'exploitation pour planchers de type garage/parking y étaient définies comme suit :

Véhicules légers (voitures)

- Charge uniforme répartie : **2,5 kN/m²**

6.2.1.2 Charges d'exploitation

Les catégories de charges présentes dans le cadre de ce projet sont :

- Catégorie A : Habitation, résidentiel
- Catégorie H : Toitures inaccessibles
- Catégorie I : Toitures accessible pour un usage de catégorie A

Les charges d'exploitation de catégorie A se retrouvent dans le tableau suivant :

Tableau 6.2 ANB – Charges d'exploitation sur les planchers, balcons et escaliers dans les bâtiments

Catégorie de la surface chargée		q_k (kN/m²)	Q_k [3] (kN)
Catégorie A			
• **Planchers**		2,0	2,0
• **Escaliers**		3,0	2,0
• **Balcons**		4,0	2,0
Catégorie B [2]		3,0	3,0
Catégorie C [2] **:**	C1	3,0	4,0 [4]
	C2	4,0	4,0 [4]
	C3	5,0	4,0
	C4 [1]	5,0	7,0
	C5	5,0	4,5
Catégorie D [2] **:**	D1	5,0	4,0
	D2	5,0	7,0

NOTES :
1) Les effets dynamiques des charges concentrées sont inclus dans la valeur de Q_k.
Les effets dynamiques des charges réparties sont à prendre en compte suivant 2.2(3)
2) Les charges définies pour les catégories B, C et D s'appliquent aux planchers, aux escaliers et aux balcons. La charge répartie sur les balcons ne sera toutefois pas inférieure à 4 kN/m².
3) La charge concentrée Q_k s'applique sur une surface carrée de 50 mm de côté.
4) Pour les marches d'escaliers, Q_k = 3,0 kN.

Tableau 1 - Catégories d'utilisation et charges associées - NBN EN 1991-1-1 & ANB

Pour la catégorie H, il faut se référer au tableau suivant.

Tableau 6.10 ANB – Toitures de catégorie H : charges d'exploitation

Catégorie	q_k (kN/m²)	Q_k (kN)
Catégorie H	0,8 – A/100 ≥ 0,2	1,5

NOTE 2 : Sur les toitures en pente, q_k est appliquée par m² de surface de la toiture projetée verticalement jusqu'à une pente de 20 degrés ; elle n'est pas prise en considération sur des pentes de plus de 60 degrés ; entre 20 et 60 degrés, on interpole linéairement.

NOTE 3: Pour les toitures de catégorie H,
- aux états-limites ultimes : la charge uniformément répartie q_k agit sur une aire A limitée, projetée verticalement et définie comme suit :
  A = L x D (m²)
  où L est la longueur de l'élément porteur entre appuis ou en porte-à-faux (m)
  D est la largeur de l'élément porteur (par exemple tôle de toiture) ou la distance entre éléments porteurs (par exemple entre pannes) (m)
- aux états-limites de service : la charge uniformément répartie q_k n'est pas considérée (voir aussi 3.3.2.(1)).

Tableau 2 - Charges associées à la catégorie H - NBN EN 1991-1-1 & ANB

Les charges d'exploitation des toitures accessibles pour un usage de catégorie A sont identiques à celle de catégorie A, elles se trouvent dans le tableau 2.

Les charges des cloisons sont prises en compte en majorant les charges d'exploitation de 50 kg/m^2 (hypothèse : cloisons de moins de 200 kg/m). Cette charge devra être confirmée en fonction de la capacité réelle des planchers.

6.2.1.3 Charges de neige [0,40 kN/m^2]

Les charges de neige concernant le projet sont définies conformément à la NBN EN 1991-1-1-3.

6.2.1.4 Charges de vent [0,99 kN/m^2]

Pour tenir compte des efforts de vent appliqué sur la structure du projet, les hypothèses suivantes ont été considérées, en fonction de la zone d'implantation du projet et la catégorie de rugosité du terrain :

- Période de retour : **50 ans**
- Vitesse de référence fondamentale : **$V_{b,0}$ = 25m/s**
- Catégorie de terrain : **II**
- Hauteur de référence : **14 m**

La vitesse de référence fondamentale est définie selon la zone géographique du projet, ici, la région Bruxelles Capitale est donnée par la NBN EN 1991-1-4 sur la figure suivante :

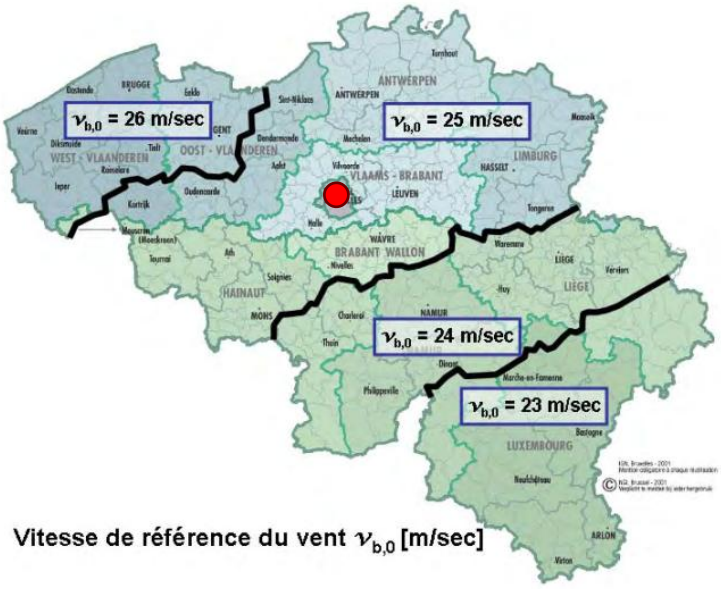


Figure 3 – Vitesse de vent de référence selon la NBN EN 1991-1-4

La figure suivante représente le périmètre à considérer pour déterminer la rugosité du terrain environnant. La zone à l'est du projet, le parc de Woluwe, est la zone la plus dégagée. Entre ce parc et le projet se trouve une zone d'habitat éparse. On considère donc une classe de rugosité II comme l'indique le tableau 4



Figure 4 - Zone d'influence pour la rugosité du terrain

Catégorie de terrain	
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer
I	Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles
II	Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur
III	Zone avec une couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes)
IV	Zone dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m

Tableau 3 - Catégorie de terrain selon rugosité selon EN 1991-1-4

Par rapport aux paramètres déterminés dans cette partie, les pressions de pointe dynamiques sont :

Classe III : $q_p(Z=20m) = 0,99\ kN/m^2$

6.2.2 Charges permanentes

6.2.2.1 Charges permanentes existantes – poids propres

Elément	Epaisseur totale [mm]	Composition (du haut vers le bas)
D.0.1	385	Béton 1 : 78 mm Béton 2 : 52 mm Vide : 205 mm Béton 2 : 50 mm
D.0.2	275	Béton : 125 mm Vide (alvéole) : 75 mm Béton : 75 mm
D.1.1	400	Béton 1 : 80 mm Béton 2 : 72 mm Vide : 148 mm Béton 2 : 100 mm
D.1.2	268	Béton : 103 mm Vide (alvéole) : 79 mm Béton : 86 mm

Hypothèses de charge			
Zone	$G_{k,1}$	Q_k	Type
Toiture	0,30	0,80	H
D.0.1	6,20	2,50	A
D.0.2	5,58	2,50	A
D1.1	6,20	2,50	A
D1.2	5,03	2,50	A

6.2.2.2 Logement sur hourdis existants

Surchages permanentes : complexe sur hourdis et dalle de compression existante = [1.5kN/m^2]

A confirmer en phase PRO

6.2.2.3 Logement sur CLT

Surchages permanentes : complexe sur hourdis et dalle de compression existante = [2.5kN/m^2]

A confirmer en phase PRO

6.2.2.4 Toiture verte extensive sur CLT (Version bois)

Surcharges permanentes

- **Isolation, système de toiture verte et substrat : 1 kN/m^2**
- Isolation panneaux solaires : 0.7kN/m^2

6.2.2.5 Façades

- Mur en **ossature bois** : **1 kN/m²**

6.3 Combinaisons

6.3.1 Etats limites ultimes

6.3.1.1 Situation durable ou transitoire

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

6.3.1.2 Situation accidentelle

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \, ou \, \psi_{2,1}) \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

6.3.2 Etats limites de service

6.3.2.1 Combinaison caractéristique

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

6.3.2.2 Combinaison fréquente

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

6.3.2.3 Combinaison quasi-permanente

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

6.3.3 Facteurs de réduction

6.3.3.1 Coefficient α_n

Selon l'EN 1991-1, lorsque les charges d'exploitation de plusieurs étages agissent sur les poteaux et murs, les charges d'exploitation totales peuvent être réduites par l'application d'un coefficient de réduction α_n. Autrement dit, ce facteur permet de considérer la probabilité réduite que tous les étages ne sont pas complètement chargés simultanément à un instant t.

Ce coefficient n'est applicable seulement lorsque tous les étages sont classés dans la même catégorie d'exploitation (A, B, ...). Dans notre cas, l'hypothèse prise est que l'ensemble des bâtiments n'accueilleront que du logement (catégorie A). Ce coefficient est donc différent en fonction de la position des éléments analysés (nombre d'étages situés au-dessus).

À titre d'exemple, voici une liste des coefficients de réduction α_n selon les configurations possibles dans le projet, où n est le nombre d'étage au-dessus des éléments structuraux chargé de la même catégorie.

$\boldsymbol{n}$	1	2	3	4	5
$\boldsymbol{\alpha_n}$ $\boldsymbol{(A, B, C, D)}$	1,00	1,00	0,90	0,85	0,82

6.3.3.2 Coefficient α_A

Selon l'EN 1991-1, lorsque Les charges d'exploitation correspondant à une catégorie unique sont appliquées à un élément homogène de plancher, elles peuvent être réduites au moyen d'un coefficient de réduction α_A, en fonction des aires portées par l'élément considéré. Autrement dit, ce facteur permet de considérer la probabilité réduite que toute la surface reprise par l'élément n'est pas complètement chargée à un instant t.

Ce coefficient n'est applicable que si l'entièreté de l'étage est classée dans une unique catégorie (A, B, ...)

6.3.3.3 NEN 8760

6.3.4 Critères de vérification

6.3.4.1 Etats limites ultimes

Les critères de vérification tels que définis dans les documents normatifs (Eurocodes, ...) sont retenus.

6.3.4.2 Etats limites de service

Les critères de déformations et de déplacements de la NBN B 03-003 sont également applicables. Concernant les états limites de service liés aux tassements d'appui, les limites suivantes sont respectées :

- Tassement absolu limité à 25mm
- Tassement relatif limité à L/500 entre deux points successifs

Les critères de déformation sont à discuter plus en détail avec les architectes et la maitrise d'ouvrage. La structure existante en béton a déjà fluée. Les critères doivent porter sur les nouvelles charges sans considérer le fluage.

Le bureau d'études stabilité rappelle que les déformations sortant du cadre normatif ne sont pas des problèmes structurels. Ce sont des problèmes de confort visuel et de compatibilité avec les

finitions. Ces déformations hors du cadre normatif peuvent être gérées par des jeux suffisants et des choix de finitions souples. Il est rarement nécessaire de renforcer / alourdir la structure pour cela ;

.

7 | Fondations - Descente de charges

Afin de vérifier les éléments sondés vis-à-vis des charges attendues après complétion du projet, une descente de charge a été réalisée. Les divers complexes de planchers et façades n'étant pas précisément connus à ce stade du projet, les hypothèses de charges considèrent des surcharges variables types qui se rapprochent des valeurs définitives.

Afin d'évaluer l'impact de la matérialité structurelle de la réhausse prévue sur les charges, une comparaison des deux solutions est proposée sur bases d'hypothèses de charges standard pour les deux modes constructifs.

La descente de charge prend déjà en compte la division de la plus grande portée en deux par l'ajout d'un axe porteur.

La descente de charge sera effectuée sur 5 colonnes correspondantes aux colonnes C,0,1, C,0,2, C,0,5, C,0,6 et C,0,7.

7.1 Comparaison des variantes avec réhausse en structure type légère et béton

7.1.1 Colonnes [ELS]

Colonne	Longeur reprise EXI	Longeur reprise PRO	N Ed EXI	N Ed PRO bois	N Ed PRO béton	% bois	% béton
C.0.1	5,8	2,8	552	484	621	88%	112%
C.0.2	5,8	3,2	552	636	819	115%	148%
C.0.5	1,3	2,3	268	309	413	116%	154%
C.0.6	5,5	3,25	459	482	628	105%	137%
C.0.7	4,2	2,4	233	405	524	174%	225%

La première analyse de descente de charge projetée en version structure légère et structure traditionnelle montre qu'en traditionnel, l'ensemble des fondations devrait être renforcé.

7.1.2 Poutres

Charges ELU légère = 3,3 * 1,35 + 2,8 * 1,5 = **8,7 kN/m²**

Charges ELU béton = 6,95 * 1,35 + 2,8 * 1,5 = **13.6 kN/m²**

Comparons les charges appliquées sur les poutres du couvrant du deuxième étage dans les deux cas de figures,

Pour la poutre de façade, reprise de 2,4 m de plancher, pour la poutre intermédiaire, reprise de 3,25 m de plancher et pour la poutre en façade arrière, reprise de 2,3 m de plancher,

Poutre	P Ed ELU léger [kN/m]	P Ed ELU béton [kN/m]
Poutre façade	20,88	32,6
Poutre intermédiaire	28,3	44,2
Poutre façade arrière	20	31,3

A ces charges s'ajoutent pour la poutre de façades, les charges liées à la façade qui n'ont pas été prises en compte

7.2 Effet de la division de la portée principale,

La portée initiale de l'aile 1 est de 12m, Elle est divisée en une portée de 5,6m et 6,4 m. Cette division a pour conséquence que la file de colonne en façade reprend 2,8 m de plancher au lieu de 6m soit 46,5%. La file de colonne en façade arrière reprend 3,2m de plancher au lieu de 6m soit 53.4%.

La portée principale de l'aile 2 mesure initialement 8,9m. Sa division crée une portée de 4,9m et 4m. Il en résulte que la façade reprend 2,4m de plancher au lieu de 4,45 m et la file intermédiaire reprend 3,25m au lieu de 5,9m.

Cette division a pour effet de diminuer les surface reprises par les poutres et colonnes et conserver les charges dans un ordre de grandeur similaire à celles qui s'exerçaient dans la phase existante malgré l'augmentation des charges permanentes. Bien que les éléments en superstructure soient clairement surdimensionnés, les fondations pourraient très bien ne pas l'être. Dès lors, il est nécessaire de ne pas augmenter les chargent qui s'y exercent.

8 | Vérification des poutres

8.1 Efforts internes en phase projet

Poutres	Longueur [m]	Chargement ELU [kN/m]	My Ed [kNm]	Vz Ed [kN]
~~P.0.1~~ / P.1.1	4,7	56	154,63	131,6
P.0.2 / P.1.2	4,7	47	129,78	110,45
P.0.4 / P.1.3	4,7	36	108,05	88,2
P.0.5 / P.1.4	4,7	47	141,06	115,15
P.0.6 / P.1.5	4,7	57	171,07	139,65

La poutre P.0.1 étant située dans une cage d'escalier, sa descente de charge n'est pas la même

8.2 Efforts résistant des éléments

8.2.1 Moment

Poutre	B [mm] (sous plancher)	H [mm] (sous plancher)	Enrobage min. [mm]	Nombre de barres	ø barres [mm]	My Rd [kNm]	G_2_adm [kN/m^2]
P.0.1	400	400	31	4	18	111.0	-2.56
P.0.2	400	500	25	5	18	310.3	4.17
P.0.4	400	500	28	4	18	233.0	13.05
P.0.5	400	580	23	5	22	476.5	5.80
P.0.6	400	500	19	6	22	506.6	5.69
P.1.1	400	500	29	5	22	506.4	30.68
P.1.2	400	500	29	5	22	506.4	25.35
P.1.3	155	600	22	2	22	185.6	19.47
P.1.4	420	505	14	2+3	20	568.7	5.62
P.1.5	395	500	25	6	22	504.1	24.59
P.2.3	250	530	26	2+2	18+15	112.3	4.96

La dernière colonne montre que les poutres ont encore de la réserve en <u>situation projetée</u> et peuvent encore supporter une surcharge permanente $G_{2,adm}$. Hormis la P0.1, en situation projetée,

la totalité des poutres ont encore de la réserve. Cela ne pose pas de soucis pour la P0.1 car elle sera démolie avec la démolition de la cage d'escalier.

8.2.2 Effort tranchant

Poutre	B [mm]	H [mm]	Nombre de brins	ø brins [mm]	Espacement [mm]	Vz Rd max [kN]
P.0.1	400	400	4	8	200	107
P.0.2	400	500	2	8	150	160
P.0.4	400	500	4	8	200	113
P.0.5	400	580	4	8 lisses	150	176
P.0.6	400	500	4	8 lisses	150	157
P.1.1	400	500	4	10	200	410
P.1.2	400	500	4	10	150	547
P.1.3	155	600	2	10	150	250
P.1.4	420	505	4	10	200	168
P.1.5	395	500	4	10	210	321
P.2.3	250	530	2	10	200	101

8.3 Vérification au feu

8.3.1 Enrobage minimal

Selon le tableau 5.8 l'enrobage minimal pour une poutre en béton en REI 60 et REI 120 dépend de sa largeur. Les poutres du couvrant RDC (P0.X) seront REI 120 et le reste REI 60.

Tableau 5.6 : Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales pour les poutres continues en béton armé et précontraint

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)						
	Combinaisons possibles de a et de b_{min}, a étant la distance moyenne de l'axes des armatures au parement et b_{min} étant la largeur de la poutre				Epaisseur d'âme b_w		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min}= 80 a = 15*	160 12*			80	80	80
R 60	b_{min}= 120 a = 25	200 12*			100	80	100
R 90	b_{min}= 150 a = 35	250 25			110	100	100
R 120	b_{min}= 200 a = 45	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	b_{min}= 240 a = 60	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	b_{min}= 280 a = 75	500 60	650 60	700 50	170	170	160
a_{sd}=a+10 mm (voir note ci-dessous)							

Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5).

a_{sd} est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de b_{min} supérieures à celles données dans la colonne 3, aucune augmentation de la valeur de a_{sd} n'est requise.

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

Poutre	Résistance au feu normalisée	B [mm]	Enrobage min. (a) [mm]	Enrobage observé [mm]	
P.0.1	REI 120	400	35	33+17.5/2=41.75	Suffisant
P.0.2	REI 120	400	35	*32+16/2=40*	Suffisant
P.0.4	REI 60	*400*	12	32.2+14/2=39.2	Suffisant
P.0.5	REI 60	400	12	30.9+20/2=40.9	Suffisant
P.0.6	REI 60	*400*	12	*32.3+20/2=42.3*	Suffisant
P.1.1	REI 60	400	12	32.5+20/2=42.5	Suffisant
P.1.2	REI 60	400	12	32+20/2=42	Suffisant
P.1.3	REI 60	155	25+10=35	29.5+12/2=35.5	Suffisant
P.1.4	REI 60	420	12	35.1+20/2=45.1	Suffisant
P.1.5	REI 60	395	12	32.6+20/2=42.6	Suffisant

P.2.3	REI 60	250	12	36.6+10/2=41.6	Suffisant

9 | Vérification des colonnes

9.1 Efforts résistants

Colonne	Base [mm]	Hauteur [mm]	Nombre de barres [mm]	⌀ barres [mm]	Enrobage min, [mm]	N Rd [kN]
C.0.1	410	495	8	22	36	2467
C.0.2	410	495	8	20	21	2193
C.0.5	400	400	4	20	19	1673
C.0.6	400	400	4	20	26	1498
C.0.7	400	400	8	20	29	1844
C.1.1	400	495	4	20	33	2231
C.1.2	400	495	6	22	26	2437
C.1.3	400	400	8	20	34	2116
C.1.4	400	400	8	12 et 20	26	2006
C.1.5	400	400	4	20	29	1883
C.2.1	400	495	4	20	30	2372
C.2.2	405	600	4	20	32	2899
C.2.3	245	400	4	20	14	1050
C.2.4	400	400	4	20	28	1913

9.2 Vérification au feu

Les colonnes conservées dans le projet sont les colonnes C0,1, C0,2, C0,5, C0,6, C0,7, C1,1, C1,2, C1,3, C1,4, C1,5, C2,1, C2,2, C2,3, C2,4,

9.2.1 Données des sondages

Colonne	Base [mm]	Hauteur [mm]	⌀ barres [mm]	Enrobage min, [mm]	Dist, Axe/Surf, effective [mm]
C.0.1	410	495	22	36	47
C.0.2	410	495	20	21	31
C.0.5	400	400	20	19	29
C.0.6	400	400	20	26	36
C.0.7	400	400	20	29	39

C.1.1	400	495	20	33	43
C.1.2	400	495	22	26	37
C.1.3	400	400	20	34	44
C.1.4	400	400	12 et 20	26	36
C.1.5	400	400	20	29	39
C.2.1	400	495	20	30	40
C.2.2	405	600	20	32	42
C.2.3	245	400	20	14	24
C.2.4	400	400	20	28	38

9.2.2 Facteur de réduction pour le niveau de chargement situation incendie

La vérification des enrobages en situation incendie à partir des valeurs tabulées, nécessite la connaissance du facteur $\mu_i = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$, $N_{Ed,fi}$ étant la charge axiale de calcul en situation incendie,

A partir de la descente de charge réalisé précédemment pour toutes les colonnes sondées ainsi que les efforts résistant de chaque colonne, il est possible de déterminer le facteur μ_i et la distance minimale entre l'axe des armatures et la face extérieure,

Colonne	$N_{Ed,fi}$ [kN]	N_{Rd} [kN]	μ_i	Résistance normalisée [min]	Résistance exigée [min]
C.0.1	437	2467	0,18	196	120
C.0.2	564	2193	0,26	130	120
C.0.5	278	1673	0,17	130	60
C.0.6	437	1498	0,29	151	60
C.0.7	364	1844	0,20	156	60
C.1.1	276	2231	0,12	181	60
C.1.2	347	2437	0,14	183	60
C.1.3	177	2116	0,08	217	60
C.1.4	280	2006	0,14	176	60
C.1.5	229	1883	0,12	165	60
C.2.1	115	2372	0,05	188	60
C.2.2	130	2899	0,04	197	60
C.2.3	82	1050	0,08	126	60
C.2.4	101	1913	0,05	172	60

9.2.3 Conclusions

La vérification des colonnes met en évidence que celles-ci présentent de la réserve. La situation projetée n'est pas problématique pour les colonnes. Les enrobages sont suffisants pour garantir la résistance au feu exigée.

10 | Vérification des dalles

10.1 Efforts résistants

10.1.1 Dalle pleine

Dalle	Dimension X x Y [m]x[m]	Barres selon X [mm]	Barres selon Y [mm]	⌀ barres X/Y [mm]	Enrobage min [mm]	Padm ELU [kN/m^2]
D.1.3	3.00x28.8	150	200	14/11	33	45

Pour la dalle D1.3, la surcharge admissible g (hors poids propre dalle) est de 24.97 kN/m^2 => ok par rapport aux charges projetées.

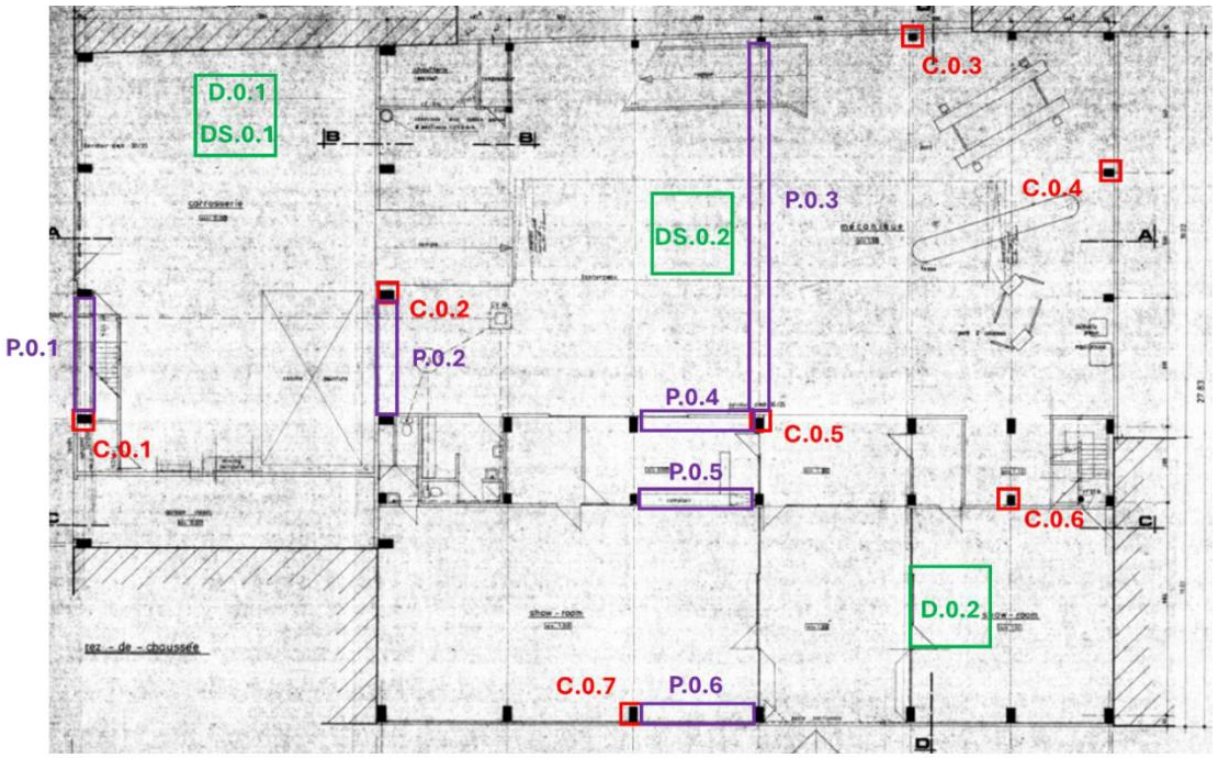
10.1.2 Hourdis

Hypothèses de charge Existant				Existant				Projeté			Hypothèses de charge Projeté			
Zone	$G_{k,1}$	Q_k	Type	L [m]	ed [kNm/r	Ved [kN]	L	Med [kNm/m]	Ved [kN]	Zone	$G_{k,1}$	Q_k	Type
Toiture	0,30	0,80	H							Toiture	0,30	0,80	H
D.0.1	6,20	2,50	A	12	218,16	72,72	6,6	76,093875	57,37875	D.0.1	8,25	2,50	A
D.0.2	5,58	2,50	A	12	202,9725	67,6575	6,6	71,6698125	54,594375	D.0.2	7,63	2,50	A
D1.1	6,20	2,50	A	8,8	117,3216	53,328	5	43,671875	43,46875	D1.1	8,25	2,50	A
D1.2	5,03	2,50	A	8,8	101,9667	46,3485	5	38,8984375	39,503125	D1.2	7,08	2,50	A

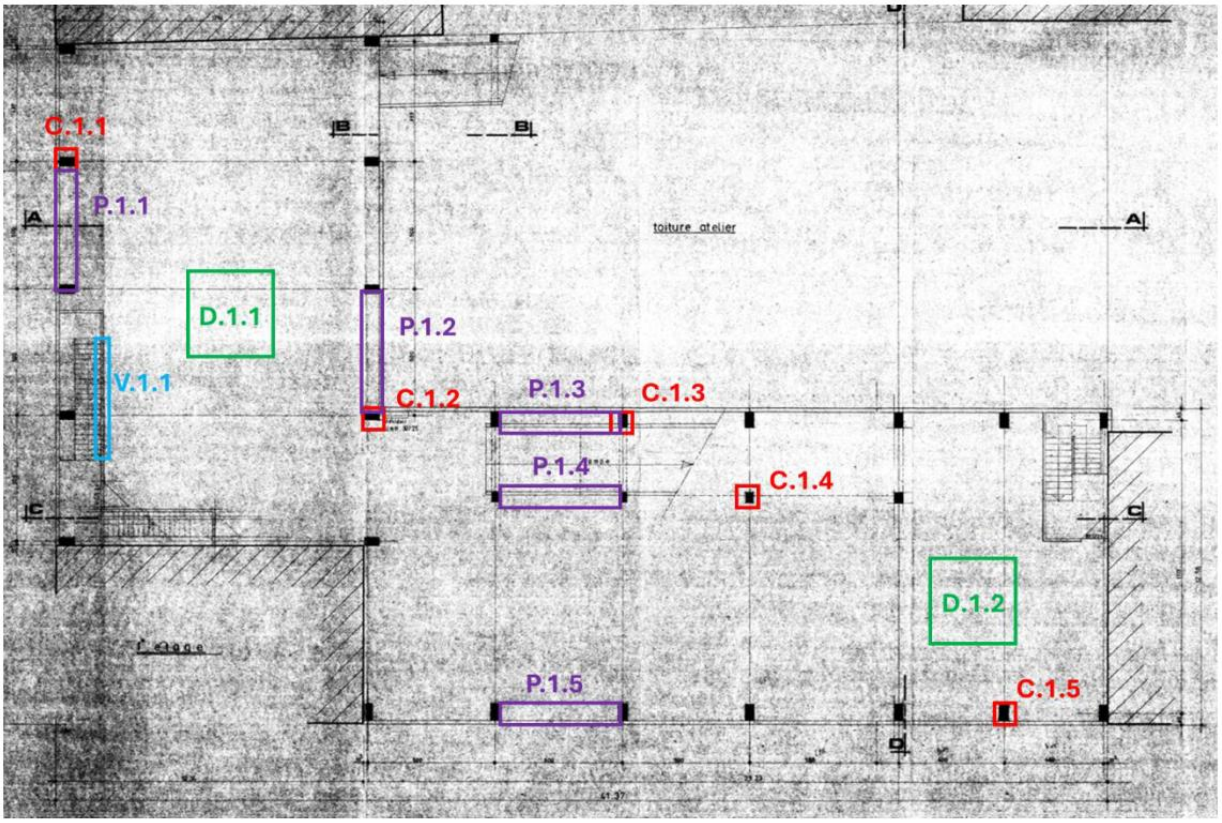
La division des portées en 2 permet, malgré l'augmentation des charges de faire travailler les hourdis à des contraintes inférieures à la situation existante.

10.2 Vérification au feu

Les hourdis sondés se trouvent au couvrant du rez-de-chaussée (D,0,1 et D,0,2) et au couvrant du première étage (D,1,1 et D,1,2),


D.0.1
DS.0.1
C.0.3
C.0.4
P.0.3
DS.0.2
C.0.2
P.0.1
P.0.2
P.0.4
C.0.1
C.0.5
P.0.5
C.0.6
D.0.2
C.0.7
P.0.6

Haut RDC


C.1.1
P.1.1
toiture atelier
D.1.1
P.1.2
V.1.1
C.1.2
P.1.3
C.1.3
P.1.4
C.1.4
D.1.2
P.1.5
C.1.5

R+1

10.2.1 Données des sondages

2.3.3. Dalles – partie inférieure

Les directions 1 et 2 des barres relevées sont indiquées sur les plans de la section 1.

Référence sondage	Portée		
	Enrobage [mm]	Diamètre [mm]	Type [L/C]
D.0.1	29	8,7 (fil de 3,5)	toron
D.0.2	30	8,7 (fil de 3,5)	toron
D.1.1	41	8,7 (fil de 3,5)	toron
D.1.2	28	8,7 (fil de 3,5)	toron

10.2.2 Enrobage minimal

Selon le tableau 5.8 l'enrobage minimal pour une dalle armée ou précontrainte dans un seul sens de portée et REI 120 est de 40mm, Pour les éléments précontraints, une augmentation de la distance des axes des armatures ou torons par rapport à la sous-face doit être pris en compte conformément au point 5.2.(5), Cette distance supplémentaire de de 10mm pour les armatures et 15mm pour les torons, Au total, la distance entre les axes des armatures et la sous-face doit valoir **45mm,**

Tableau 5.8 : Dimensions et distances minimales à l'axe des armatures à la sous-face pour les dalles sur appuis simples sans moment sur appuis à un ou deux sens porteurs en béton armé ou précontraint

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)			
	Epaisseur de la dalle h_s (mm)	Distance *a* de l'axe des armatures à la sous-face		
		un seul sens porteur	deux sens porteurs $l_y/l_x \leq 1,5$	deux sens porteurs $1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x et l_y sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (selon deux directions à angle droit), l_y étant la portée la plus longue.

Il convient de prendre en compte pour les dalles précontraintes, l'augmentation de la distance des axes d'armatures à la sous-face, conformément à 5.2(5).

La distance *a* des axes des armatures à la sous-face indiquée dans les colonnes 4 et 5 pour les dalles à deux sens porteurs concerne les dalles appuyées sur 4 côtés ; si tel n'est pas le cas, il convient de traiter les dalles comme des dalles à un seul sens porteur.

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

10.2.3 Vérification des valeurs d'enrobage

Pour comparer les données du sondage aux dispositions de l'Eurocode 2, il faut additionner à l'enrobage mesuré le demi-diamètre d'armature pour déterminer la distance entre l'axe de l'armature et la sous face,

Dalle	Enrobage	Dist, Axe/Surf,	R. au feu	Valeur min,	
D,0,1	29	33	REI 120	45	Insuffisant
D,0,2	30	34	REI 120	45	Insuffisant
D,1,1	21	25	REI 60	35	Insuffisant
D,1,2	28	32	REI 60	35	Insuffisant
D.1.3	33	40	REI 60	20	Suffisant

Une protection type flocage ou enduit RF dans les logements devra être appliqué sur les dalles dont l'enrobage des aciers n'est pas suffisant.

11 | Carbonatation

Fronts de carbonatation mesurés (RAP-02V-25-610, p. 174)

Élément	Front carbonatation [mm]	Enrobage [mm]	Marge [mm]
C.0.2	6	27	+21
C.0.4	1	28	+27
C.0.7	1	32	+31
C.1.2	4	24	+20
C.1.4	5	28	+23
C.1.5	6	29	+23
C.2.2	4	33	+29
C.2.4	4	28	+24
P.0.1	7	23	+16
P.0.3	0	30	+30
P.0.5	3	22	+19
P.1.1	4	18	**+14**
P.1.4	3	30	+27
P.2.1	0	27	+27
D.0.1	6	37	+31
D.0.2	0	32	+32
D.1.1	3	31	+28
D.1.2	2	31	+29
V.1.1	6	105	+99

Les mesures de carbonatation réalisées par le CRIC-OCCN indiquent que les fronts de carbonatation actuels (6 mm maximum pour les éléments mesurés) sont inférieurs aux enrobages relevés (18 mm minimum pour P.1.1, 22 à 37 mm pour les dalles et colonnes). Aucun risque de corrosion n'est identifié dans l'état actuel, où les éléments sont situés en milieu intérieur protégé (classe d'exposition XC1).

Toutefois, la transformation prévue implique que certaines colonnes et poutres situées côté façade rue passeront d'un milieu intérieur chauffé et protégé à un milieu extérieur exposé aux intempéries (classe d'exposition XC3 à XC4 selon EN 1992-1-1). Dans ce nouveau contexte, l'enrobage existant ne satisfait plus aux exigences normatives pour la durabilité à long terme. En

effet, la NBN EN 1992-1-1 prescrit un enrobage minimal de 30 à 35 mm pour la classe XC3/XC4, ce que plusieurs éléments n'atteignent pas.

Un système de protection de surface (enduit de protection) devra être prévu sur l'ensemble des éléments en béton armé exposés à l'extérieur afin de stopper la progression du front de carbonatation et de préserver la passivation des armatures sur la durée de vie de l'ouvrage rénové.