

PROMIRIS Management Services
Quentin Bernard – Managing Partner
Chaussée de Bruxelles 135 A bte 3
1310 La Hulpe

Bruxelles, 17/04/2025

23-024 PROMIRIS – Bisschoffsheimlaan Brussel

Note de concept Stabilité

Ing. De Geyter Robbe
Director Structural Engineering B2Ai

Sur commande de Ambroise Crèvecoeur
Partner – Architect B2Ai

Table des matières

1.	Introduction	3
2.	Règles et normes de sécurité.....	4
2.1	Général.....	4
2.1.	Etats limites	5
2.2.	Combinaisons	5
3.	Documentations disponible	5
3.1.	Plans.....	5
3.2.	Etudes.....	5
4.	Hypothèses de base	6
4.1.	Mécanique des sols	6
4.1.1	Sondages.....	6
4.1.2	Niveau de la nappe phréatique	6
4.2.	Données sismiques.....	7
4.2.1	Zone sismique.....	7
4.2.2	Accélération du sol de calcul.....	7
4.2.3	Conclusion	7
4.3.	Matériaux	7
4.3.1	Béton.....	7
4.3.2	Acier d'armature.....	7
4.3.3	Acier de construction.....	8
4.4.	Durée de vie de conception	8
4.5.	Résistance au feu	8
5.	Vérification de la situation existante	9
5.1.	Haut +05.....	9
5.2.	Haut -02.....	11
5.3.	Analyse des fissures	12
5.4.	Dégradation du béton	15
5.5.	Façade existante.....	17
6.	Conservation de l'escalier existant.....	18
7.	Conclusion	22
7.1.	Conservation de la superstructure	22
7.2.	Démolition partielle du bâtiment existant (maintien de l'escalier monumental).....	22

1. Introduction

Cette note de projet décrit les principes de stabilité pour la reconversion de l'immeuble de bureaux situé à l'avenue Bisschoffsheim 11 à Bruxelles.

L'étude se concentre principalement sur la possibilité de conserver l'édifice existant ou de procéder à une démolition partielle ou intégrale



2. Règles et normes de sécurité

2.1 Général

Les normes européennes et belges sont utilisées pour effectuer les calculs structurels dans le cadre de ce projet. En outre, les normes de rénovation fib Bulletin 80 ou NEN8700 sont utilisées.

La liste ci-dessous ne présente que les normes les plus courantes, et n'est pas limitative.

Eurocode 0: Grondslagen van het constructief ontwerp:

- NBN EN 1990:2002 - Eurocode 0 - Grondslagen van het constructief ontwerp + ANB:2013

Eurocode 1: Belastingen op constructies

- NBN EN 1991-1-1:2015 - Eurocode 1 - Belastingen op constructies - Deel 1-1 : Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen (+ AC:2009) + ANB:2007
- NBN EN 1991-1-2:2015 - Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-2: Algemene belastingen - Belasting bij brand (+ AC:2013) + ANB:2008
- NBN EN 1991-1-3:2007 - Eurocode 1 : Belastingen op constructies - Deel 1-3: Algemene belastingen - Sneeuwbelasting (+ AC:2009) + ANB:2007
- NBN EN 1991-1-4:2015 - Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-4: Algemene belastingen - Windbelasting (+ AC:2010) + ANB:2010
- NBN EN 1991-1-5:2015 - Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-5: Algemene belastingen - Thermische belasting (+ AC:2009) + ANB:2009
- NBN EN 1991-1-7:2012 – Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-7: Algemene belastingen – Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen + ANB:2012

Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies

- NBN EN 1992-1-1:2005 - Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen (+AC:2010) + ANB:2010
- NBN EN 1992-1-2:2005 - Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-2: Algemene regels - Ontwerp en berekening van constructies bij brand (+ AC:2008) + ANB:2010

Eurocode 3: ontwerp en berekening van staalconstructies

- NBN EN 1993-1-1:2005 - Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen (+AC:2009) + ANB:2010
- NBN EN 1993-1-2:2005 - Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 1-2: Algemene regels - Ontwerp en berekening van constructies bij brand (+ AC:2009) + ANB:2010
- NBN EN 1993-1-8:2005 - Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 1-8: Algemene regels - Ontwerp en berekening van verbindingen (+ AC:2009) + ANB:2010

Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp

- NBN EN 1997-1:2005 - Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels (+ AC:2009) + ANB:2014
- NBN EN 1997-2:2007 - Eurocode 7 - Geotechnisch ontwerp - Deel 2 : Grondonderzoek en beproeving (+ AC:2010) + ANB:2013

Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies

- NBN EN 1998-1:2005 - Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen (+ AC:2009) + ANB:2011
- NBN EN 1998-5 - Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten

Lors de la vérification, il a été constaté que plusieurs aspects ne peuvent pas répondre aux exigences des normes Eurocodes actuelles. Il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul alternatives pour faire une estimation approximative de la capacité portante actuelle. Par conséquent, aucune garantie concernant la durée de vie restante de la superstructure ne peut être donnée.

2.1. Etats limites

Conformément à la norme NEN EN 1990 + ANB, la structure est calculée sur la base des états limites. Les états limites pris en compte sont :

- état limite ultime (ELU) ou état limite de rupture
- état limite de service (ELS) ou état limite d'exploitation

Pour l'état existant, il est étudié si les facteurs de sécurité doivent être ajustés selon les prescriptions du fib Bulletin 80.

2.2. Combinaisons

Les combinaisons sont établies conformément à la norme NBN EN 1990 + ANB. Les différents cas de charge y sont intégrés afin de déterminer les combinaisons les plus contraignantes.

3. Documentations disponible

3.1. Plans

- Plans de demande de permis de construire 1948
- Plans d'architecture de la rénovation 2000

3.2. Etudes

- Étude du béton Arenatum – (ponctuelle)
 - 2024-PRO-BIS-INSP-38-B
 - Annexe 1 - Résultats des scans d'armatures et fenêtres d'inspection
 - Annexe 2 - Résultats de la carbonatation et des chlorures
- Relevé des sous-sols, éventuels tassements – Tensen & Huon
 - 20240431_P97
 - 20240431_P98
 - 20240431_P99
- Pas de plans de coffrage ni de plans d'armature. Aucune indication de la capacité portante de l'état actuel ;
- Sondages complémentaires au droit du noyau de l'escalier et du noyau ascenseur.

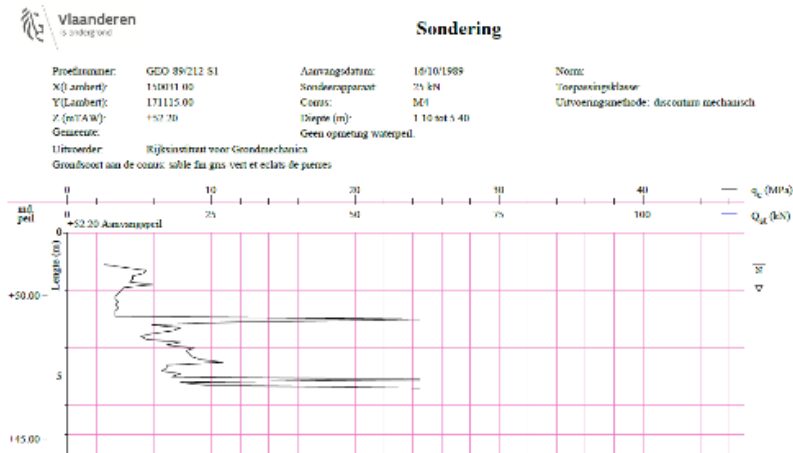
4. Hypothèses de base

4.1. Mécanique des sols

4.1.1 Sondages

DOV Vlaanderen dispose de trois sondages de l'autre côté de la rue.

Ces trois sondages ont été interrompus à faible profondeur et ont tous rencontré des couches fortement porteuses. Cela offre de nombreuses possibilités quant au type de fondation à utiliser.



Si l'on examine les plans de demande de permis de construire existants, des semelles de fondation sont visibles. Cela correspond à des couches à haute capacité portante. Ce type de fondations associé à une structure souple rend le bâtiment sensible aux tassements différentiels éventuels et aux vibrations diffusées aux abords des fondations



4.1.2 Niveau de la nappe phréatique

Les sondages disponibles ne fournissent aucune information sur le niveau de la nappe phréatique. Compte tenu du mode de fondation, on suppose qu'il n'y a pas de pression hydrostatique exercée sur le bâtiment.

4.2. Données sismiques

4.2.1 Zone sismique

D'après la figure 3.1-ANB de la norme NBN EN 1998-1 + ANB, la sismicité du site peut être déterminée. Bruxelles se situe en zone sismique 1, avec $a_{gR} = 0.04 \text{ g}$.

4.2.2 Accélération du sol de calcul

Les bâtiments appartiennent à la classe d'importance III, selon le tableau 4.3 de l'Eurocode 8. Le facteur d'importance γ_1 est donc égal à 1.2.

Selon les résultats des sondages ci-dessus, le sol peut être classé comme type B-C selon le tableau 3.1-ANB de l'EC8, avec un facteur de sol S égal à 1.5 (conformément au tableau 3.3).

L'accélération de calcul du sol est donc donnée par :

$$a_g * S = \gamma_1 * a_{gR} * S = 0.0702 \text{ g}.$$

4.2.3 Conclusion

La valeur se situe entre 0.06 et 0.10 g, ce qui correspond à une influence sismique limitée, nécessitant le respect de quelques exigences de base :

- L'acier d'armature doit être de type B500B. Selon NBN EN 1992-1-1-ANB annexe C, les aciers BE 500 S et BE 500 TS répondent aux exigences de qualité du B500B. (bétons existants avec qualité d'acier B200)
- Détail des armatures des colonnes : toutes les barres doivent être confinées à l'aide de crochets ou d'étriers.
- Un diaphragme rigide doit être assuré à tous les niveaux. Comme le projet est composé de dalles coulées en place, cette exigence est remplie.
- Les pieux doivent être armés sur toute leur longueur. Le bâtiment existant est fondé sur semelles.

➔ **Le bâtiment existant ne répond pas à ces exigences antisismiques car la qualité des aciers est insuffisante, les fondations ne sont pas sur pieux et il n'y a pas d'étriers dans les colonnes.**

4.3. Matériaux

4.3.1 Béton

Les résistances à la compression suivantes ont été déterminées à partir de l'étude d'Arenatum :

- | | |
|----------------------|------------------------------------|
| • Colonnes étage +05 | $f_{ck, is_cil} = 25 \text{ MPa}$ |
| • Poutres étage +05 | $f_{ck, is_cil} = 34 \text{ MPa}$ |
| • Colonnes étage -02 | $f_{ck, is_cil} = 27 \text{ MPa}$ |
| • Poutres étage -02 | $f_{ck, is_cil} = 20 \text{ MPa}$ |

Quelques sondages ont des classes de béton en dessous, **et d'autres sont tout justes conformes aux exigences des Eurocodes actuels**, qui demandent un béton C25/30 minimum correspondant à une résistance à la compression de 25 MPa .

4.3.2 Acier d'armature

L'étude d'Arenatum indique que l'armature de la structure existante est constituée d'acier lisse, avec une limite d'élasticité théorique de 200 MPa (B200). La norme Eurocode spécifie une qualité d'acier standard de 500MPa (B500).

Ce type d'acier n'est pas conforme aux normes européennes. L'acier lisse n'est plus utilisé car la collaboration entre le béton et l'acier ne peut pas être garantie.

4.3.3 Acier de construction

La nouvelle structure doit être d'une qualité minimale S235. Nous n'avons pas identifié d'éléments de structure en acier dans le bâtiment existant.

4.4. Durée de vie de conception

La durée de vie de conception requise est de 50 ans. Conformément à la NBN EN 1990, cela correspond à une classe de durée de vie 4.

Le bâtiment a été construit en 1948 et a donc une ancienneté de 76 ans ce qui dépasse la durée de vie normative de la superstructure

4.5. Résistance au feu

Il est fait référence à l'Annexe 2 de l'Arrêté Royal établissant les normes de base en matière de prévention des incendies et des explosions.

Si l'immeuble est un bâtiment de hauteur moyenne (entre 10 et 25 m) :

- R60 pour les éléments situés au-dessus du niveau d'évacuation
- R120 pour les éléments situés en dessous du niveau d'évacuation
- R60 pour la structure de la toiture
- R120 pour le parking

Si l'immeuble est une tour de grande hauteur (plus de 25 m) :

- R120 pour les éléments situés au-dessus du niveau EI
- R120 pour les éléments situés en dessous du niveau EI
- R120 pour la structure de la toiture
- R240 pour le parking

Le bâtiment projeté est un immeuble de grande hauteur. Toute nouvelle construction doit répondre à ces exigences.

Le SIAMU peut imposer d'autres exigences.

Pour garantir la résistance au feu des éléments structurels, les méthodes suivantes devront être utilisées :

Acier

- Encoffrement des éléments avec des plaques résistantes au feu
- Enrobage des éléments dans du béton
- Application d'une peinture intumescente (jusqu'à R120)

Béton

L'enrobage béton nécessaire pour assurer la résistance au feu des éléments structurels doit être pris en compte dans l'épaisseur minimale du béton.

Voir également NBN B15-004 pour les exigences d'enrobage.

Voir aussi paragraphe 7.2.

Il n'y a aucune indication que la structure existante ait été conçue en tenant compte d'une résistance au feu spécifique. Les sondages réalisés par ARENATUM montrent que l'enrobage est insuffisant.

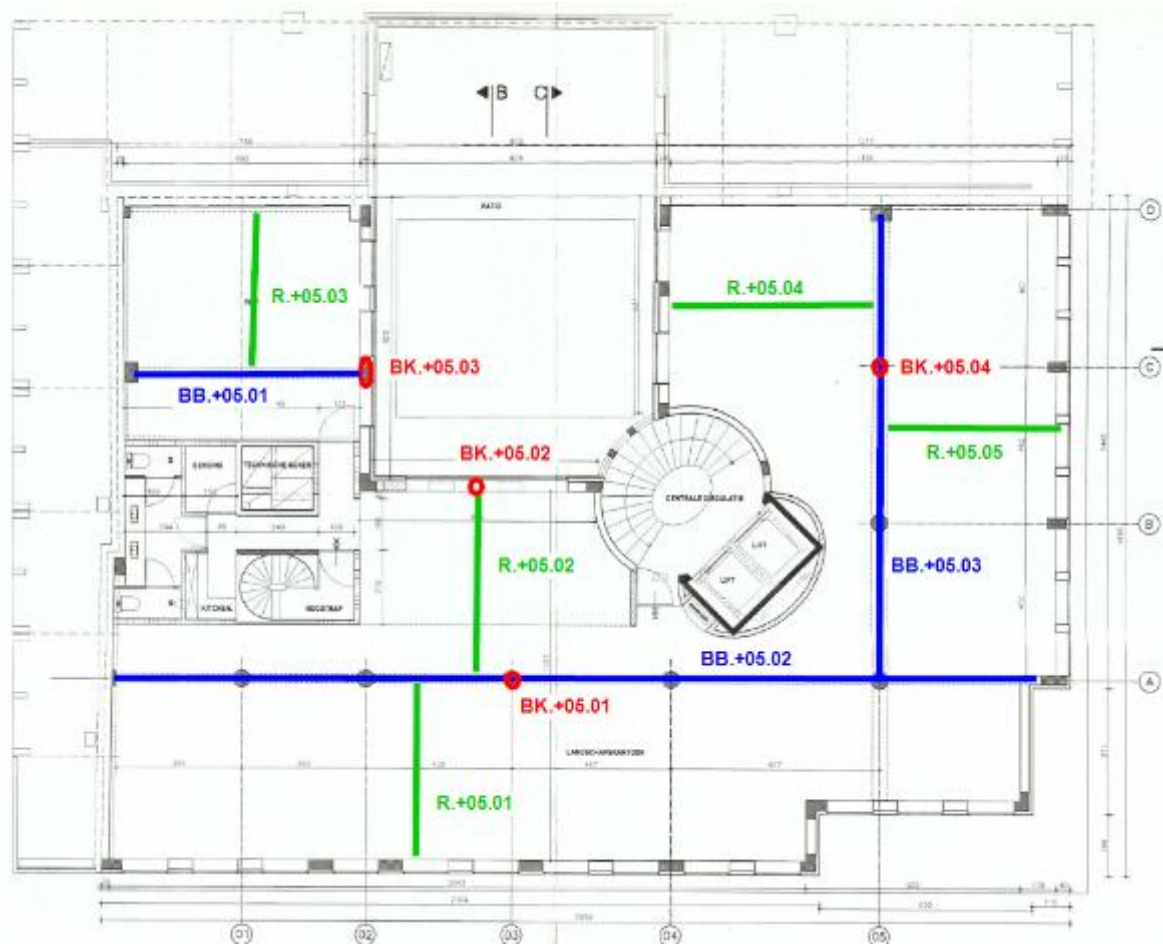
Le plancher nervuré existant ne répond pas aux exigences. Il atteint tout au plus R30. Un flocage ou une protection par plaque PROMAT est préconisée sur l'ensemble de la surface.

Pour les poutres et les colonnes, un calcul détaillé doit être effectué. Il est très probable qu'une protection secondaire devra être installée, telle que du Promat ou un enduit résistant au feu.

5. Vérification de la situation existante

5.1. Haut +05

L'entreprise Arenatum a examiné plusieurs éléments à la demande de B2Ai Engineering. Ces éléments sont représentés dans la figure ci-dessous. (voir annexes à la présente note)



Conclusions pour les différents éléments :

Le plancher nervré actuel offre une capacité portante résiduelle calculée comprise entre 80 et 300 Kg/m².

R.+05.01 Le plancher nervré a une capacité portante suffisante pour le retrait actuel aux +06 à +08

R.+05.02 Bien que ce plancher nervré soit suffisant pour une affectation de bureau suivant l'ancienne norme NBN B03-103 de 1976 puisqu'elle requiert une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m² avec une chape légère d'environ 100 Kg/m², soit 300 Kg/m² au total, il n'est plus suffisant suivant l'Eurocode qui requiert une surcharge d'exploitation de 300 Kg/m² qui, associée à une chape, entraînerait une surcharge totale d'environ 450 Kg/m².

De même, une affectation en logement nécessiterait de considérer une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m² qui, associée à une chape et à une surcharge pour cloisons légères (50 à 120 Kg/m²), entraînerait une surcharge totale d'environ 350 à 450 Kg/m²

R.+05.03 Bien que ce plancher nervré soit suffisant pour une affectation de bureau suivant l'ancienne norme NBN B03-103 de 1976 puisqu'elle requiert une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m² avec une chape légère d'environ 100 Kg/m², soit 300 Kg/m² au total, il n'est plus suffisant suivant l'Eurocode qui requiert une surcharge d'exploitation de 300 Kg/m² qui, associée à une chape, entraînerait une surcharge totale d'environ 450 Kg/m².

De même, une affectation en logement nécessiterait de considérer une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m^2 qui, associée à une chape et à une surcharge pour cloisons légères (50 à 120 Kg/m^2), entraînerait une surcharge totale d'environ 350 à 450 Kg/m^2

R.+05.04 Bien que ce plancher nervuré soit suffisant pour une affectation de bureau suivant l'ancienne norme NBN B03-103 de 1976 puisqu'elle requiert une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m^2 avec une chape légère d'environ 100 Kg/m^2 , soit 300 Kg/m^2 au total, il n'est plus suffisant suivant l'Eurocode qui requière une surcharge d'exploitation de 300 Kg/m^2 qui, associée à une chape, entraînerait une surcharge totale d'environ 450 Kg/m^2 .

De même, une affectation en logement nécessiterait de considérer une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m^2 qui, associée à une chape et à une surcharge pour cloisons légères (50 à 120 Kg/m^2), entraînerait une surcharge totale d'environ 350 à 450 Kg/m^2

R.+05.05 Bien que ce plancher nervuré soit suffisant pour une affectation de bureau suivant l'ancienne norme NBN B03-103 de 1976 puisqu'elle requiert une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m^2 avec une chape légère d'environ 100 Kg/m^2 , soit 300 Kg/m^2 au total, il n'est plus suffisant

suivant l'Eurocode qui requière une surcharge d'exploitation de 300 Kg/m^2 qui, associée à une chape, entraînerait une surcharge totale d'environ 450 Kg/m^2 .

De même, une affectation en logement nécessiterait de considérer une surcharge d'exploitation de 200 Kg/m^2 qui, associée à une chape et à une surcharge pour cloisons légères (50 à 120 Kg/m^2), entraînerait une surcharge totale d'environ 350 à 450 Kg/m^2

BB.+05.01 La poutre en béton est légèrement surchargée dans la situation actuelle.

BB.+05.02 La poutre en béton est légèrement surchargée dans la situation actuelle.

BB.+05.03 La poutre en béton est légèrement surchargée dans la situation actuelle.

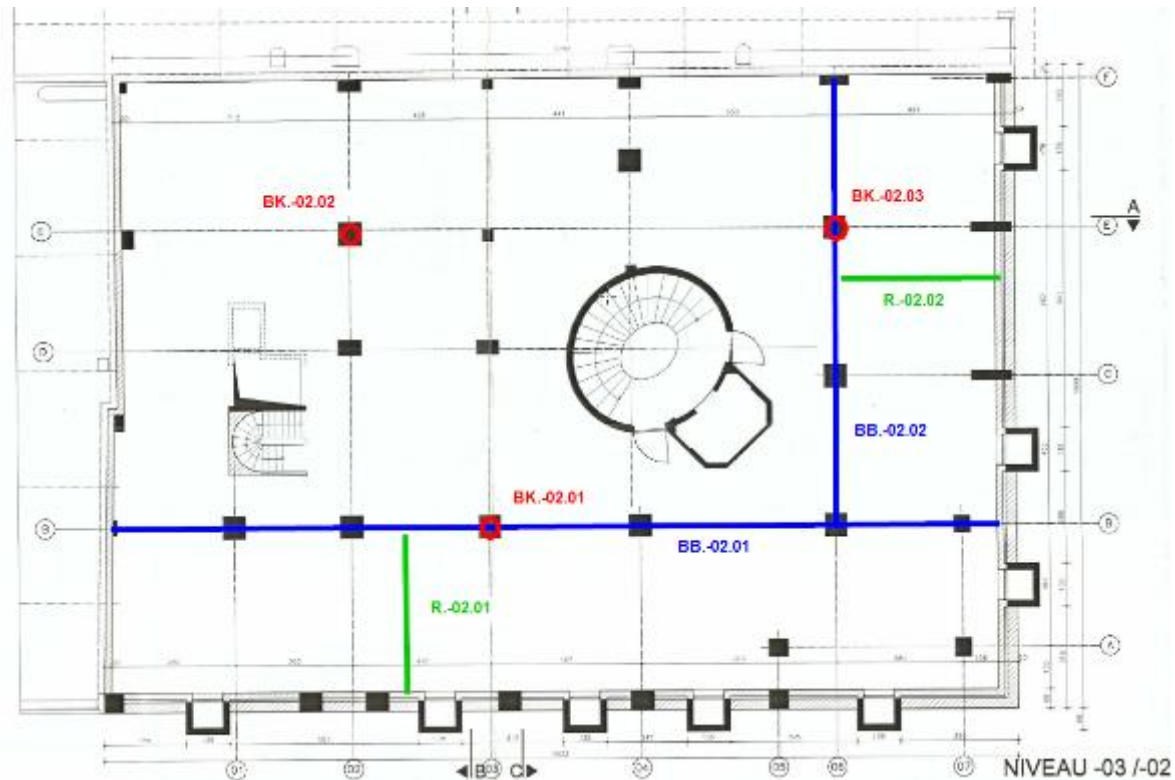
Dans la nouvelle situation, résidence pour étudiant on pourrait cependant remplacer la chape existante par une chape allégée afin de rester sous une charge d'exploitation totale de 300 Kg/m^2 et permettre l'installation de charges fixes types cloisons légères.

Néanmoins, la suppression de la chape existante entraînera des dommages à la structure en raison de la faible qualité et de la faible épaisseur du béton des dalles nervurées, ce qui nécessitera des ragréages importants du béton. En outre, une chape légère ne permettra pas d'atteindre les performance acoustique demandée par l'étude acoustique.

La structure existante des poutres est actuellement légèrement surchargée. Cela signifie que les coefficients de sécurités imposés par l'Eurocode ne seront pas conformes.

5.2. Haut -02

L'entreprise Arenatum a examiné plusieurs éléments via des sondages (cfr annexes) à la demande de B2Ai Engineering. Ces éléments sont représentés dans la figure ci-dessous.



Conclusions pour les différents éléments

- | | |
|-----------|--|
| R.-02.01 | Le plancher nervuré a une capacité portante juste suffisante en l'état actuel des charges. |
| R.-02.02 | Le plancher nervuré a une capacité portante suffisante |
| BB.-02.01 | La poutre en béton est légèrement surchargée dans la situation actuelle.
Capacité insuffisante pour une fonction bureau ou résidentiel suivant les normes.
Il est recommandé de limiter l'occupation maximale de ces locaux et d'opter pour un revêtement de sol le plus léger possible, mais attention aux contraintes acoustiques. |
| BB.-02.02 | La poutre en béton est légèrement surchargée dans la situation actuelle.
Capacité insuffisante actuelle et future pour une fonction bureau ou résidentiel suivant les normes.
Il est recommandé de limiter l'occupation maximale de ces locaux et d'opter pour un revêtement de sol le plus léger possible, mais attention aux contraintes acoustiques. |
| BK.-02.01 | La colonne en béton a une capacité portante suffisante.
Elle est également capable de supporter une surélévation supplémentaire. |
| BK.-02.02 | La colonne en béton a une capacité portante suffisante.
Elle est également capable de supporter une surélévation supplémentaire. |

5.3. Analyse des fissures

Dans les niveaux souterrains et hors-sol, des fissures diagonales ont été observées dans les planchers nervurés, traversant plusieurs travées.

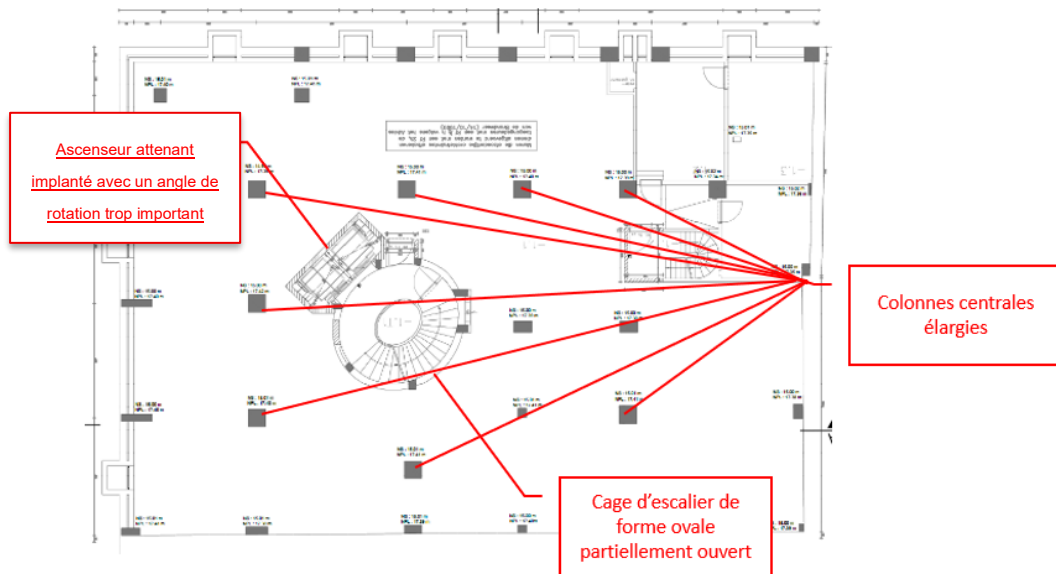
Étant donné qu'il s'agit d'un phénomène anormal, il est nécessaire d'identifier la cause.



Compte tenu de la situation des fissures (dans le plan des dalles), de leur angle de diffusion par rapport à la direction des nervures du plancher et leur agencement dans l'espace, elles sont caractéristiques de ruptures par cisaillement par des efforts horizontaux.

Or, l'analyse du système de structurel actuel nous montre que le bâtiment présente une très grande faiblesse dans sa stabilité horizontale, du fait du manque d'appuis horizontaux. En effet, nous constatons :

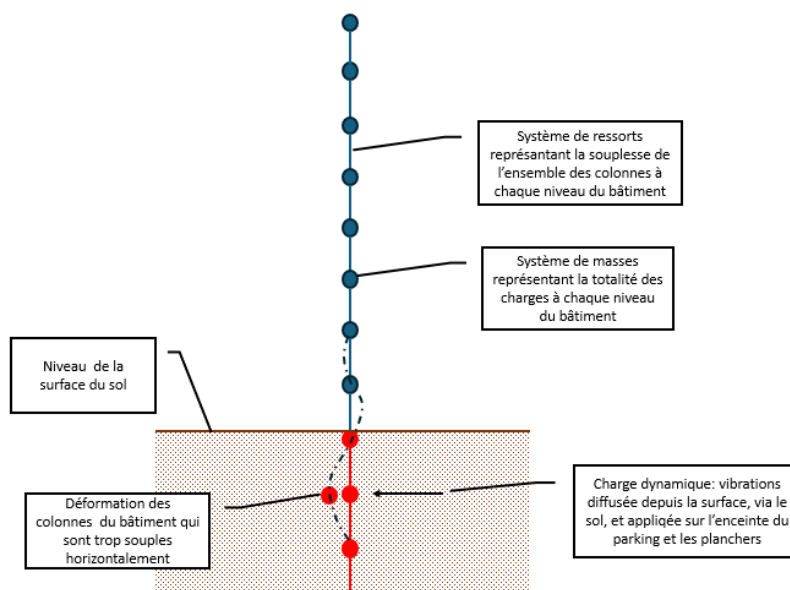
- Une cage d'escalier de forme ovale avec des murs ouverts, et donc interrompus, dont la structure est principalement constituée de colonnes de faible section en béton armé et de remplissage en maçonnerie (voir sondages réalisés). De par sa forme et ses faibles composantes structurelles, cet ouvrage ne peut opposer une raideur suffisante au déplacement horizontal de la structure.
- Un escalier attenant, implanté avec un angle de rotation trop important, qui ne permet pas, non plus, un appui horizontal suffisant pour ces charges
- Des colonnes en béton armé élargies distribuées dans la zone centrale, à chaque niveau de plateau, qui, avec leur propre raideur flexionnelle, opposent une trop faible résistance aux efforts horizontaux qui leurs sont appliquées depuis les façades et les murs enterrés



Vue en élévation, la structure du bâtiment se comporte comme un système de masses / ressorts dont la tenue horizontale dépend essentiellement de la souplesse des colonnes. Chaque masses représentant la sommes des charges cumulées à chaque niveaux et chaque ressort représentant la rigidité horizontale qu'opposent les colonnes niveaux par niveaux.

Or, aux niveaux souterrains, l'enceinte des parkings est soumise à la pression horizontale active des terres extérieures qui s'y appuient. Ce sol est également vecteur de transmission de charges dynamiques horizontales tels les vibrations provenant de la circulation dense aux abords du bâtiment.

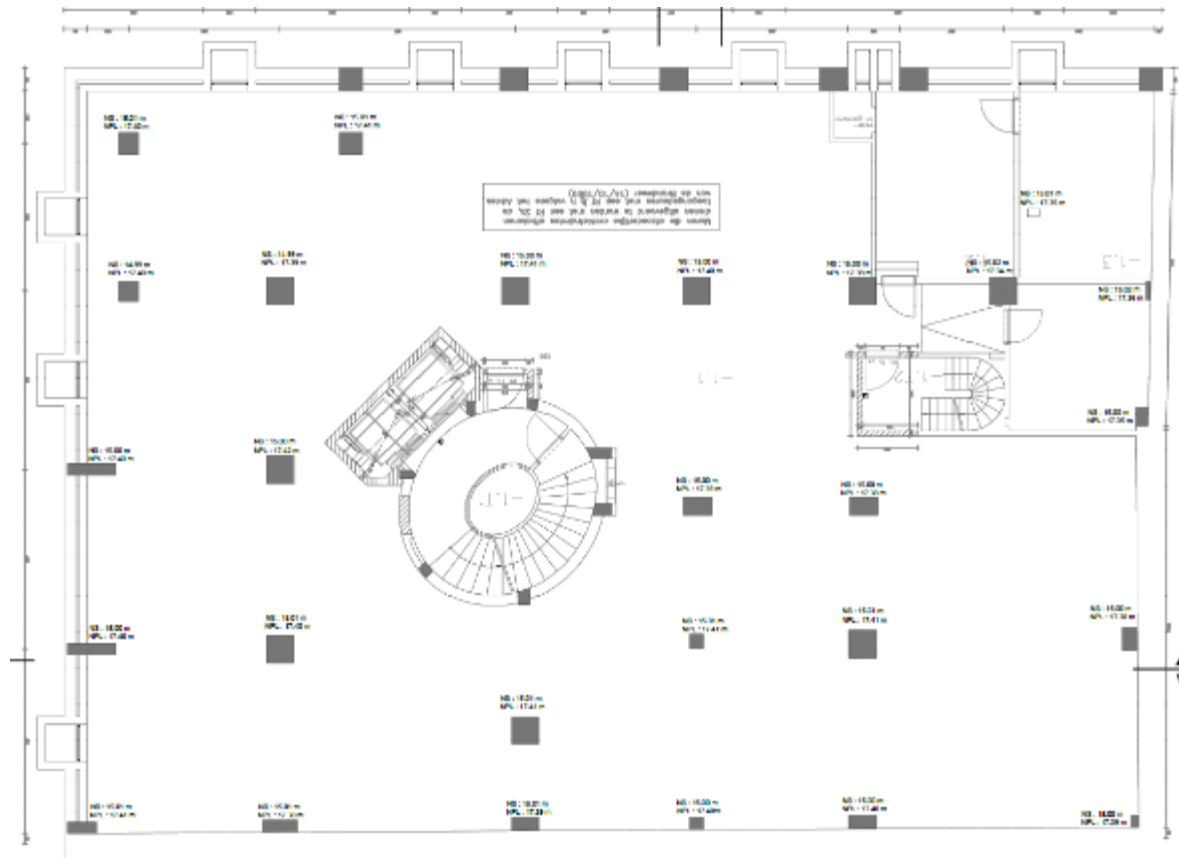
Ce principe de transmission appliqué à ce système trop souple est schématisés par la figure ci-dessous.



Ceci nous permet de conclure à une mauvaise conception structurale d'origine du bâtiment qu'il conviendrait de corriger avec des travaux de renforcements très lourds et coûteux !

Aussi, ces fissures résultent également de tassements différentiels du bâtiment, causés par une différence de mouvement entre les murs de façade et les colonnes centrales.

Pour vérifier cette hypothèse, des mesures ont été réalisées afin de contrôler la position du plancher de couverture du sous-sol ainsi que des dalles des niveaux -01, -02 et -03.



Aucune conclusion ne peut être tirée de ces résultats concernant d'éventuels tassements. Les valeurs présentent une déviation homogène sur l'ensemble de la surface et restent dans les tolérances de construction.

Il est toutefois possible que ces petites variations se soient produites au fil des années, sous l'influence de vibrations environnementales, telles que :

- La circulation routière
- Les travaux de construction des bâtiments voisins ayant subi une démolition/reconstruction.
- Les travaux de voirie

Ces types de vibrations peuvent entraîner des détériorations dans une structure en béton très légères, comme c'est le cas ici. Une fois la dégradation amorcée, il est difficile de la restaurer complètement.

5.4. Dégradation du béton

À la demande de B2Ai engineering, Arenatum a effectué des études (limitées) sur la carbonatation et les chlorures. Aucun problème n'a été détecté dans les zones testées.

Cependant, de nombreuses traces de béton écaillé ou fissuré sont visibles sur l'ensemble du bâtiment. Si une prolongation de la durée de vie du bâtiment est souhaitée, toutes ces zones devront être réparées (décapage des parties instables, application d'un antirouille sur les armatures corrodées, ragréage au mortier spécifique). Ce travail complexe entrainera des coûts importants sans garantie d'obtenir un résultat 100% satisfaisant.



Beaucoup des dommages semblent être causés par de petits travaux de rénovation dans le bâtiment :

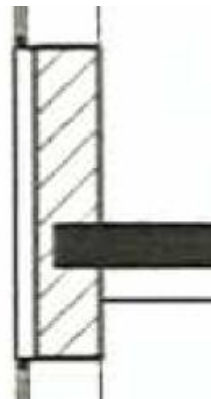
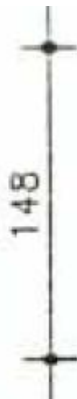
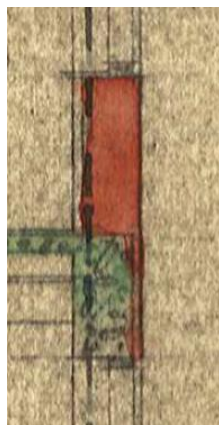
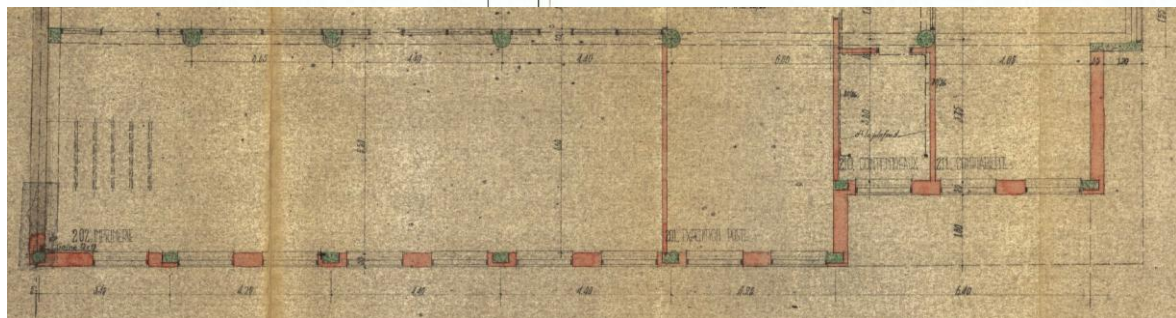
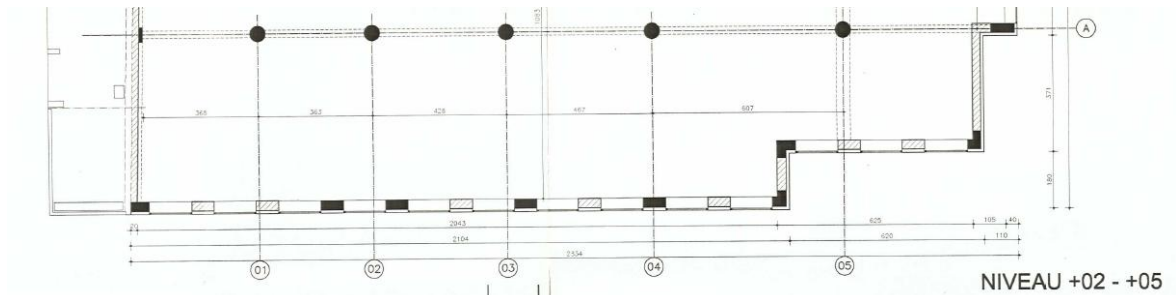
- Installation d'éclairages
- Retrait de chape et remplacement par une nouvelle
- Perforation pour diverses techniques notamment boîtes de sol.

Cela entraîne une grande quantité d'armature visible, ce qui est inacceptable pour la santé du bâtiment.

Cette dégradation importante est liée à la faiblesse et à la fragilité de la structure en béton existante. Une rénovation lourde, comme prévu, entraînera de nombreuses autres dégradations qu'il faudra veiller à systématiquement réparer pour préserver l'intégrité structurelle du bâtiment.

5.5. Façade existante

La façade existante est composée de colonnes en béton et de poutres en béton avec des murs en maçonnerie remplissant les espaces. Chaque travée de façade n'est pas équipée d'une colonne en béton.



Dans la situation actuelle, il y a une transmission directe des forces de façade dans la structure en béton par l'intermédiaire des planchers. Lorsqu'une isolation supplémentaire est installée avec une cavité et un revêtement de façade, ce dernier crée un moment de rotation sur la maçonnerie existante. **Il est fort probable que la maçonnerie existante ne soit pas conçue pour supporter de tels efforts, et un remplacement par du béton est recommandé.**

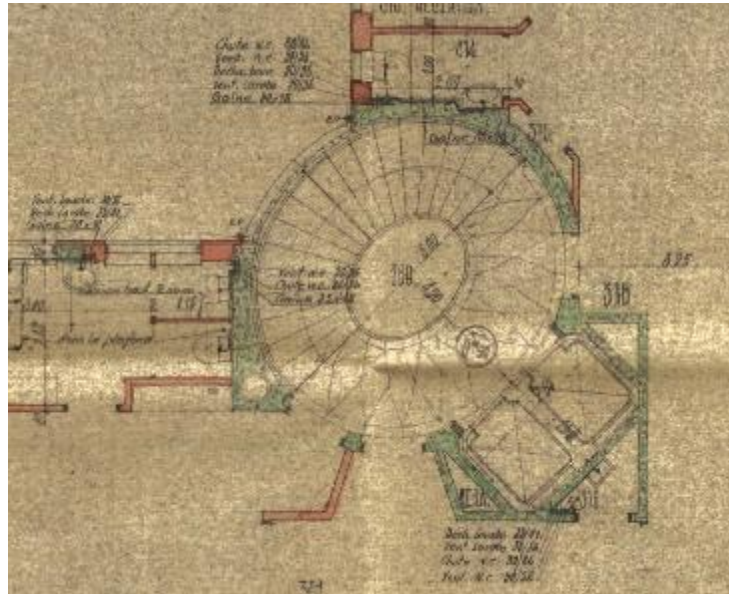
6. Conservation de l'escalier existant

Il est demandé d'étudier la possibilité :

- A. De maintenir l'escalier dans un nouveau projet qui conserve la structure existante (en supposant que les points précédents peuvent-être rendus conformes)
- B. De maintenir l'escalier dans un projet de démolition/reconstruction

1. Situation existante

L'examen du plan de la demande de permis montre la présence d'un noyau en béton pour l'escalier.



Dans ce cas, il serait possible de maintenir ou démolir le bâtiment tout en conservant l'escalier central et l'ascenseur.

Cependant, sur des plans plus récents, une disposition différente est visible, indiquant uniquement la présence de colonnes localisées.



Nous avons dès lors commandé un sondage qui a mis en évidence que le noyau de l'escalier est composé de colonnes en béton avec un double mur de briques entre elles. Cela entraîne un noyau plus faible que s'il avait été entièrement réalisé en béton.



La maçonnerie est caractérisée par sa faible résistance en cisaillement. Or, la fonction principale d'un noyau central est justement de rediriger les forces horizontales appliquée au bâtiment vers les fondations (contreventement) via les murs en maçonnerie. Ce qui entraîne la formation de bielles de compression dans la maçonnerie, associées à des contraintes importantes de cisaillement. La capacité d'un mur en maçonnerie pour supporter les efforts horizontaux de design d'un bâtiment est donc très limité, voir souvent insuffisante.

La cage d'ascenseur, adossées à l'escalier également indiquée comme étant en béton armé sur les différents plans est composée de maçonnerie.

2. Stabilité des volées et paliers d'escalier

L'escalier existant est constitué d'une dalle en béton coulée sur place de 12 cm d'épaisseur, posée tout autour sur les murs en maçonnerie.

La finition en marbre existante semble être directement reliée à la structure en béton par une fine couche de mortier ou de colle.



Comment cet escalier est connecté à la structure existante ou quel type d'armature est présent n'est pas connu. On suppose que la structure en béton a été coulée en continu et qu'il existe une armature qui court de l'escalier à la dalle de l'étage. Cela complique la démolition du bâtiment autour de l'escalier. Les vibrations et les tensions de traction seront directement transmises. Les marches en marbre collées risquent donc de se fissurer et de se briser très rapidement.

La capacité portante de l'escalier est actuellement inconnue. Il est donc nécessaire de recenser toute l'armature.

Une dalle en béton isostatique de 12 cm n'a pas une résistance au feu suffisante pour atteindre R120. Une protection supplémentaire est nécessaire, cela peut être par exemple un enduit ignifuge.

La façade en briques de verre actuelle ne répondra pas aux exigences de résistance au feu et de propagation du feu.

3. Stabilité de la trémie ascenseur

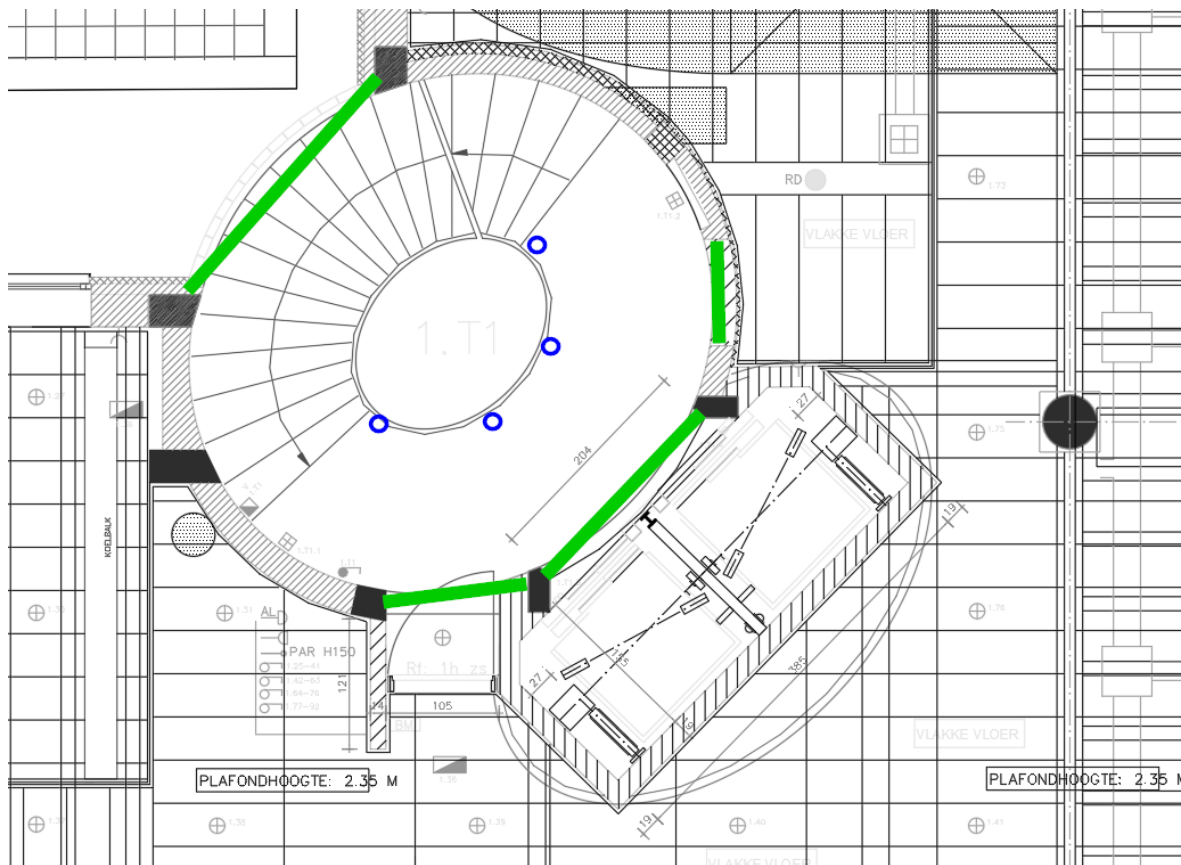
Nous espérons qu'elle soit en béton armé afin de rigidifier l'escalier lors de la démolition. Malheureusement les sondages ont montré qu'elle était réalisée en maçonnerie avec de blocs céramiques. Sa stabilité sera compromise en cas de démolition partielle (avec maintien de l'escalier). La contribution de cette construction à la stabilité est tellement limitée qu'il est préférable de démolir également la trémie d'ascenseur.



4. Maintien de l'escalier dans un projet de démolition/reconstruction

Dans le cas d'une démolition où l'escalier existant est conservé, il est nécessaire de s'assurer que l'escalier forme un ensemble suffisamment rigide.

- Les zones où il n'y a pas de maçonnerie doivent être équipées de supports de compression.
- Étant donné que le palier est peut-être relié à la dalle du étage, il est recommandé d'installer également un **étançonnement vertical**. Cela servira à la fois de support pour le palier et à limiter les vibrations.
- La structure autour de l'escalier doit être démolie très prudemment. Il est conseillé de le faire manuellement ou par découpe, ce qui entraînera une phase de démolition beaucoup plus longue.



Conclusion

Une démolition en conservant un noyau en maçonnerie sera particulièrement complexe. Il sera nécessaire de porter une attention particulière à une démolition progressive et prudente, ainsi qu'à la reconstruction. Ce type de démolition entraînera un délai de chantier beaucoup plus long. Malgré cela, il n'est toujours pas exclu que des dommages se produisent aux finitions et à la structure de l'escalier. Des fissures et des éclats dans la finition en marbre, les briques de verre et les plafonnages sont inévitables.

Conserver l'escalier existant dans la structure existante n'est pas idéal, car son emplacement central en fait un point stratégique pour y intégrer un nouveau noyau de contreventement.

7. Conclusion

7.1. Conservation de la superstructure

Voici un aperçu des aspects important à considérer en cas de maintien de la superstructure :

1. À chaque étage, environ 1/3 de la surface doit être démolie pour le déplacement des nouveaux noyaux de contreventements (escaliers, ascenseurs...) afin de les rendre conformes (législation feu, accessibilité, ...).
2. Les poutres en béton des niveaux souterrains ne sont ni adaptées au maintien de destination (bureaux) ni à un changement de fonction important selon les normes actuelles.
3. Les planchers à nervures existants ne garantissent qu'une résistance au feu de R30, ce qui est insuffisant pour un immeuble de grande hauteur. Un flocage généralisé devrait être préconisé.
4. Les nombreuses dégradations des bétons devront être soigneusement réparées mais sans garantie d'un résultat optimal
5. Les démolitions des parachèvements entraîneront de nouvelles dégradations qu'il faudra également veiller à ragréer.
6. Les Eurocodes actuels ne sont pas respectés et ils ne le seront pas même en cas de rénovation lourde.
7. Lors de la vérification, il a été constaté que plusieurs aspects ne peuvent pas répondre aux exigences des normes Eurocodes actuelles. Il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul alternatives pour faire une estimation approximative de la capacité portante actuelle. Par conséquent, aucune garantie concernant la durée de vie restante ne peut être donnée.
8. Plusieurs éléments au cinquième étage ne sont pas conformes pour supporter une surélévation supplémentaire. Cet étage nécessite dans tous les cas d'être démolie et reconstruit
9. Structure du bâtiment conceptuellement instable horizontalement

Si malgré les points ci-dessus on envisage la conservation du bâtiment, les renforcements minimaux nécessaires seraient :

- Nouvelles fondations pour les zones où les noyaux d'escalier et d'ascenseur sont déplacés.
- Nouvelle structure pour les zones où les noyaux d'escalier et d'ascenseur existants sont démolis.
- Renforcement des lignes porteuses centrales à chaque étage, par exemple via un renforcement en fibre de carbone et l'ajout de colonnes supplémentaires.
- démolition et reconstruction du cinquième étage pour supporter la surélévation supplémentaire.
- Renforcement des fondations pour absorber les charges additionnelles dues à la surélévation et au déplacement des noyaux d'escalier.
- Renforcement des lignes porteuses centrales des niveaux souterrains, avec un impact potentiel sur les hauteurs libres.
- Interventions spécifiques pour améliorer le confort acoustique, en raison de la faible épaisseur des planchers existants.
- Interventions spécifiques pour garantir la résistance au feu des planchers existants.
- Réparations importantes du béton à différents endroits de chaque étage.
- Travaux de renforcement de la façade pour la pose de nouveaux panneaux de façade avec isolation.
- Il y aura lieu renforcer les appuis horizontaux du bâtiment. Cela pourra se faire par la création de plusieurs murs de refends intérieurs en béton armé disposés en suffisance et à chaque niveau du bâtiment ou par la réalisation de chemisage et renforcement autour des colonnes en béton armé. Ce qui les rendraient encore plus larges, et le plan moins fonctionnelle et adaptable dans le temps.

7.2. Démolition partielle du bâtiment existant (maintien de l'escalier monumental)

Si malgré tout, la décision est prise de conserver l'escalier existant, il est nécessaire de le maintenir stable pendant les travaux de démolition. Les ouvertures des fenêtres et des ascenseurs doivent être équipées de tirants de compression. Une bonne planification des travaux de démolition est cruciale. Dans tous les cas, Les dommages à l'escalier sont inévitables et par conséquent aucune garanties quant à la bonne tenue de la stabilité globale de l'escalier et des finitions existantes ne pourra être donné

Conclusion Finale

Nous préconisons une démolition + reconstruction complète du bâtiment pour satisfaire aux Eurocodes et aux normes feux, sans maintien de l'escalier.

Vu l'âge avancé de la superstructure, sa non-conformité à l'eurocode, son état général, et vu les travaux importants prévus, nous préconisons une démolition complète du bâtiment. Néanmoins si le choix de la conservation est fait nous préconisons fortement la démolition de l'escalier principal en maçonnerie et colonnes béton pour le reconstruire avec de voiles de béton armé pouvant assurer la reprise des efforts horizontaux.

En cas de maintien avec conservation de l'escalier, vue sa composition, des dommages au niveau de la finition de l'escalier risquent de se produire lors de la démolition. Des renforts importants devront-être mis en œuvre au préalable de sa démolition.