

MARTINIQUE –LE LAMENTIN

Maître D'Ouvrage



SNA-AG

Aéroport Martinique Aimé Césaire

97232 LE LAMENTIN

TOUR DE CONTROLE AEROPORT AIME CESAIRE



M1 – PARTIE 1 DIAGNOSTIC TECHNIQUE STRUCTURELLE TOUR ET ETUDES D'OPPORTUNITES

IBCONSULT

Bureau d'Etudes Techniques

Carrière Ernoul, Pointe des Nègres

97200 FORT DE FRANCE

☎: 0596 61 44 44, Email : ibconsult@ibc972.fr

SOMMAIRE

I.	CONTEXTE ET OBJECTIFS DE LA MISSION	3
1.	Objet de l'Etude	3
2.	Présentation du périmètre d'intervention.	3
3.	Mission M1 : Présentation du périmètre d'intervention	4
4.	Synthèse des enjeux de la mission M1	4
II.	ANALYSES PRELIMINAIRES	6
1.	Le site	6
2.	L'historique du terrain	7
3.	L'historique des événements majeurs	9
4.	Les ouvrages	11
III.	ANALYSE DOCUMENTAIRE	12
1.	Les DOE	12
2.	Les relevés sur site.	13
IV.	CADRE REGLEMENTAIRE APPLICABLE	15
1.	Les aléas	15
2.	La liquéfaction	16
3.	L'aléa volcanisme	16
4.	Les Normes Applicables : Vent	17
5.	Les Normes Applicables : Séisme	19
V.	CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DE LA TOUR	22
1.	Les dimensions générales	22
2.	Le fût	22
3.	Les fondations	23
4.	La vigie	24
5.	Matériaux	24

VI. INVESTIGATIONS SUR SITE	26
1. Diagnostic visuel	26
2. Programme de sondages destructifs et non destructifs	33

VII. EXAMEN VULNERABILITE	34
1. Points de contrôle	34
2. Méthode d'évaluation de la vulnérabilité	37

VIII. CONCLUSION	38
-------------------------	-----------

I. Contexte et objectifs de la mission

1. Objet de l'Etude

Le projet porte sur la réhabilitation de la vigie de la tour de contrôle de l'aéroport de Fort-de-France, construite en 1997. Cette structure présente aujourd'hui des signes de vieillissement et des défaillances des systèmes internes, notamment au niveau de l'étanchéité de la toiture et de la climatisation.

Par ailleurs, la Direction Générale de l'Aviation Civile (DGAC) prévoit l'installation d'un nouveau système de contrôle aérien, nécessitant une rénovation complète de l'intérieur de la vigie. Afin de garantir la fiabilité et la sécurité de ces installations, il est impératif de mener des études approfondies sur l'état actuel des infrastructures et leur capacité à répondre aux exigences futures.

Ainsi, la DGAC a mandaté le bureau d'études **IB CONSULT** pour réaliser une mission technique visant à :

- Diagnostiquer l'état structurel et technique de la tour ;
- Proposer des solutions viables et durables pour sa réhabilitation ;
- Évaluer les opportunités d'interventions en cohérence avec les normes réglementaires, notamment sismiques.
-

2. Présentation du périmètre d'intervention.

Le projet est organisé en plusieurs missions structurées, visant à diagnostiquer l'état actuel de la vigie, proposer des solutions de réhabilitation et mettre en place des installations provisoires pour maintenir les opérations. Voici un aperçu des principales missions du bureau d'études structure :

- **Mission M1 – Diagnostic de la tour (vigie, sous-vigie, fût)**
Diagnostic complet de la structure actuelle via analyse documentaire, relevés, et modélisation. Évalue l'état des éléments structurels et propose des interventions pour assurer la durabilité.
- **Mission M1S – Définition de la vulnérabilité sismique**
Analyse de la vulnérabilité sismique selon les Eurocodes 8. Modélisation dynamique et propositions de solutions pour améliorer la résistance sismique, avec étude de faisabilité technique et financière.
- **Mission M2 – Faisabilité de la rénovation de la vigie**
Étude de faisabilité des rénovations. Propose des solutions de renforcement, un programme chiffré, et des plans détaillés pour assurer une réhabilitation efficace.
- **Mission M3 – Installation d'une vigie provisoire en sous-vigie**
Évalue la faisabilité technique et structurelle d'une vigie provisoire sous la sous-vigie, avec étude des impacts sur la résistance sismique et renforts nécessaires.

- **Mission M4 – Installation d'une vigie provisoire en dessous de la sous-vigie**
Analyse similaire à la Mission M3, mais centrée sur l'installation en dessous de la sous-vigie, avec étude des appuis structurels et des points de fixation.
- **Mission M5 et M6 – Diagnostic et faisabilité d'une vigie provisoire sur le bloc technique**
Diagnostic du bloc technique pour supporter une vigie provisoire, suivi d'une étude de faisabilité intégrant renforts structurels et conformité aux contraintes sismiques.

3. Mission M1 : Présentation du périmètre d'intervention

La mission vise à réaliser un diagnostic approfondi et complet de la tour de contrôle, incluant ses trois principaux éléments structurels : le fût, la sous-vigie et la vigie. Les pieux sont un point d'analyse important mais ils ne sont pas visibles. L'objectif est d'évaluer leur état actuel afin de mieux comprendre les besoins éventuels en termes de rénovation ou de renforcement.

Ce diagnostic inclut plusieurs étapes essentielles :

- L'analyse détaillée des documents techniques existants, permettant une compréhension précise des caractéristiques initiales de la structure.
- La réalisation de relevés précis sur site, visant à identifier visuellement les pathologies et anomalies structurelles.
- La modélisation structurelle de la tour pour reproduire virtuellement son comportement et identifier les points faibles ou les risques potentiels.

Cette approche permettra de définir avec exactitude les interventions nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ouvrage à long terme.

4. Synthèse des enjeux de la mission M1

L'objectif principal de cette mission est de garantir la pérennité de la tour en identifiant les faiblesses structurelles et en proposant des solutions adaptées. Cela inclut :

- Une évaluation précise des capacités structurelles des différents éléments (fût, sous-vigie, vigie).
- La définition des interventions nécessaires, qui peuvent aller de simples travaux de consolidation à des ajustements structurels majeurs pour prévenir les risques futurs.
- La prise en compte des normes Eurocodes, notamment pour répondre aux exigences en matière de résistance sismique.
- Pour enrichir le diagnostic, des investigations complémentaires seront programmées. Elles pourront inclure des sondages destructifs et non destructifs, des essais de résistance, et des analyses de vieillissement des matériaux.

Les conclusions du diagnostic s'appuieront sur :

- Les connaissances issues de bâtiments en zone Antilles
- Les études géotechniques réalisées.
- Les Plans de Prévention des Risques (PPR) applicables à la zone d'intervention.
- Les observations et relevés obtenus lors des visites sur site.

Le rapport final offrira une vision globale et détaillée de l'état de la tour, accompagnée de recommandations précises et chiffrées. Ce travail constitue une étape clé pour garantir un plan d'intervention adapté aux contraintes techniques, réglementaires, et opérationnelles de l'ouvrage.

II. Analyses préliminaires

1. Le site

L'aéroport du lamentin est situé au centre de l'île sur la côte Caraïbes.

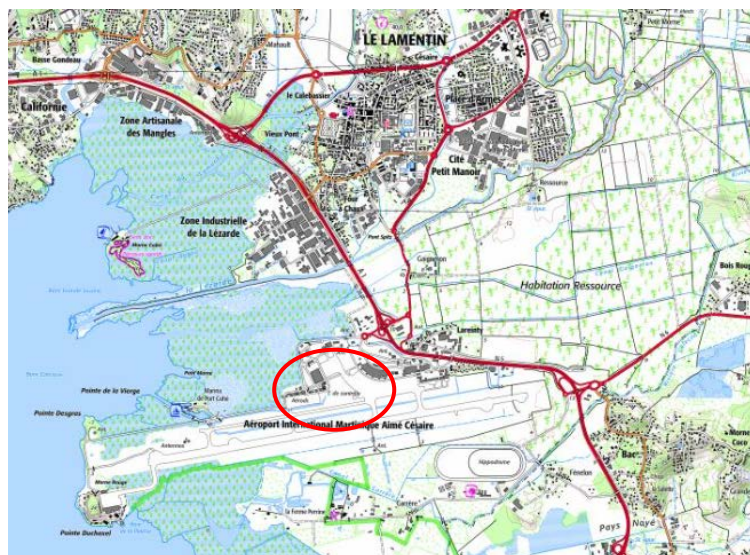


Figure : Plan de situation



Figure : vue aérienne des bâtiments

2. L'historique du terrain



Photo aérienne 17-02-1947

Les photographies les plus anciennes montrent que l'aéroport a été construit sur d'anciens champs de canne à sucre. En 1947, aucune construction n'est visible. Le terrain est alors drainé par des canaux, et plusieurs chemins ou traces permettent d'accéder aux champs.



Photo aérienne 01-08-1951

À cette date, les premiers équipements aéroportuaires ont été construits. Il est observable que la piste a été prolongée vers l'ouest. L'emplacement prévu pour la future tour de contrôle est encore occupé par des champs de canne à sucre. Le site se situe à proximité de canaux de drainage.



Photo aérienne 06-03-1988

L'aéroport s'est développé avec une nouvelle aérogare et un allongement de la piste. La zone de la future tour n'est pas viabilisée.



Photo aérienne 10-02-2022

Cette photo, à l'état quasi actuel, montre l'évolution de la zone aéroportuaire durant les années 90. Le site est viabilisé, la nouvelle tour est érigée en 1997.

L'aéroport, initialement établi sur d'anciens champs de canne à sucre en 1947, a connu une transformation progressive. Les premières infrastructures sont apparues en 1951, suivies d'un allongement de la piste en 1988. Dans les années 90, un nouvel aéroport moderne a été construit, rendant le site entièrement viabilisé.

3. L'historique des événements majeurs

Au cours des cent dernières années, la Martinique a été affectée par plusieurs cyclones et séismes notables. Voici un aperçu des principaux événements :

Cyclones

Depuis 1950, la Martinique a été directement touchée par huit cyclones au stade de tempête tropicale, sans qu'aucun ouragan n'ait directement impacté l'île. Neuf autres cyclones sont passés à moins de 30 km, dont certains étaient des ouragans de catégories variées.

Quelques cyclones marquants :

- **Ouragan David (août 1979)** : Ouragan de catégorie 4, son œil est passé juste au large de la Caravelle et dans le canal de la Dominique, causant des dégâts significatifs.
- **Tempête tropicale Cindy (août 1993)** : A engendré de fortes pluies, avec une intensité de 147 mm en une heure au Prêcheur, provoquant des inondations.
- **Ouragan Dean (août 2007)** : Ouragan de catégorie 2, son œil est passé dans le canal de Sainte-Lucie et le long des côtes sud de la Martinique, entraînant des dégâts considérables.

En moyenne, la Martinique subit un phénomène cyclonique (tempête ou ouragan) tous les 3,6 ans, tandis qu'un ouragan affecte l'île environ tous les 11,5 ans. Bien qu'il soit généralement admis que les ouragans les plus puissants sont plus fréquents au nord de la Martinique, le cyclone Beryl (2024), qui a atteint la catégorie 5 en passant sur les Grenadines, a démontré que la Martinique n'est pas à l'abri de ce type d'événements extrêmes.

Le réchauffement climatique mesuré cette dernière décennie suppose une incidence sur les phénomènes cycloniques. Il est difficile de faire des projections sur les incidences réelles à ce stade car le recul n'est pas suffisant. Il pourrait s'agir d'une intensification des vents ou des fréquences. Il peut aussi s'agir d'une inflexion des trajectoires.

Séismes

La Martinique est située dans une zone sismiquement active, enregistrant environ 600 séismes chaque année, bien que la plupart soient de faible magnitude et passent inaperçus.

Séismes notables :

- **11 janvier 1839** : Séisme d'intensité IX, causant des destructions majeures et de nombreuses victimes.
- **8 février 1843** : Séisme d'intensité IX, affectant principalement la Guadeloupe mais ressenti en Martinique.
- **16 mai 1851** : Séisme d'intensité VII, causant des dommages notables.
- **29 avril 1897** : Séisme d'intensité VIII, entraînant des destructions significatives.

- **21 novembre 2004 (Saintes – Guadeloupe)** : Séisme de magnitude 6,3, causant des dégâts matériels et des blessés.
- **29 novembre 2007 (Canal de la Dominique – Martinique)** : Séisme de magnitude 7,4, provoquant des dommages matériels et des blessés.

Perception Humaine	non senti	très faible	faible	légère	modérée	forte	très forte	sévère	violente	extrême
Dégâts Probables	aucun	aucun	aucun	aucun	très légers	légers	modérés	moyens	importants	généralisés
Accélérations (mg)	< 2	2 – 5	5 – 10	10 – 20	20 – 50	50 – 100	100 – 200	200 – 500	500 – 1000	> 1000
Intensités MSK	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

(*) mg = "milligé" est une unité d'accélération correspondant au millième de la pesanteur terrestre

On remarque donc qu'historiquement, les séismes ont été très violents avec des accélérations supérieures à 500 mg.

La Martinique est donc exposée à des risques cycloniques et sismiques significatifs, nécessitant une vigilance constante et une préparation adéquate de la population.

4. Les ouvrages

Le site se décompose en plusieurs ouvrages distincts. Le plan ci-dessous présente la répartition.



- La tour de contrôle.



- Le bloc technique et son extension Ouest.



- L'extension Nord (hors emprise étude).



- La centrale électrique (hors emprise étude).

Le présent rapport relatif à la mission M1, concerne la tour de contrôle. Le bloc technique fait l'objet de dossiers spécifiques M5 et M6.

III. Analyse documentaire

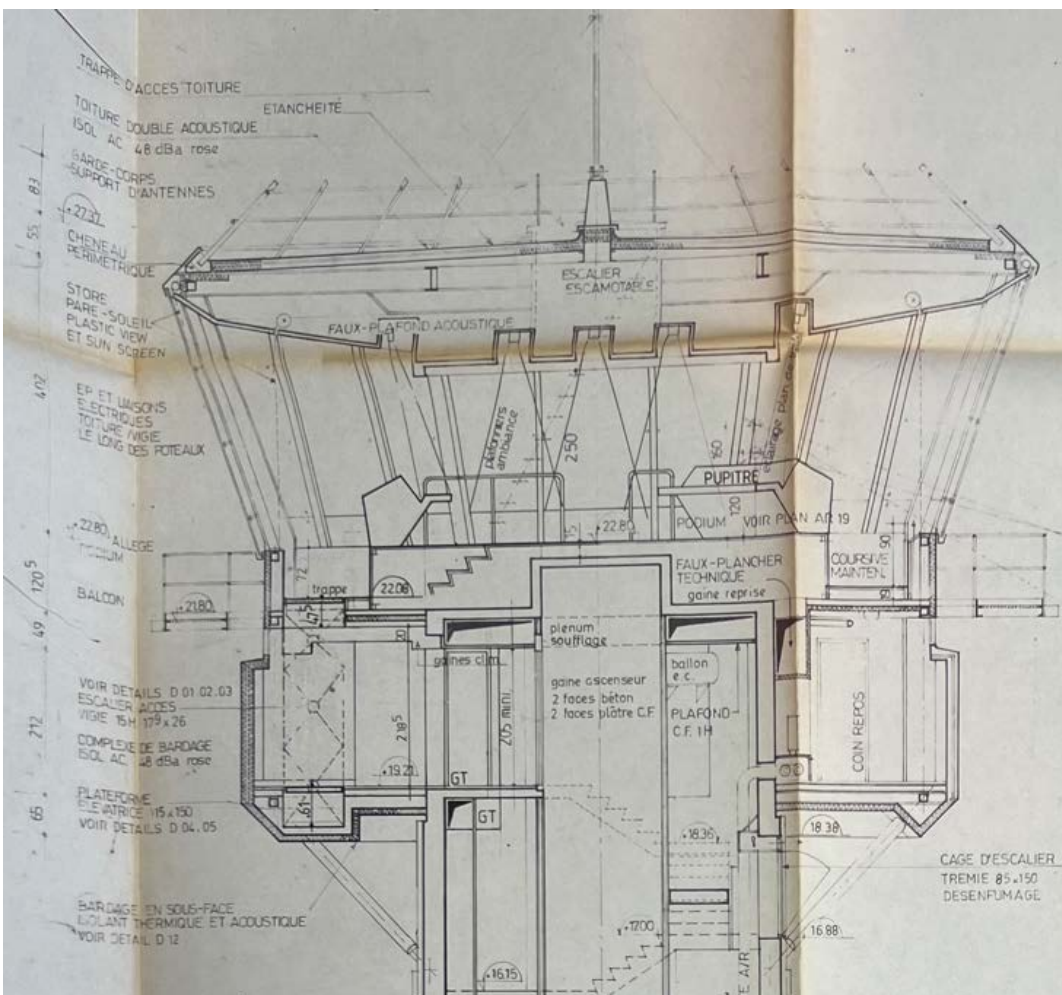
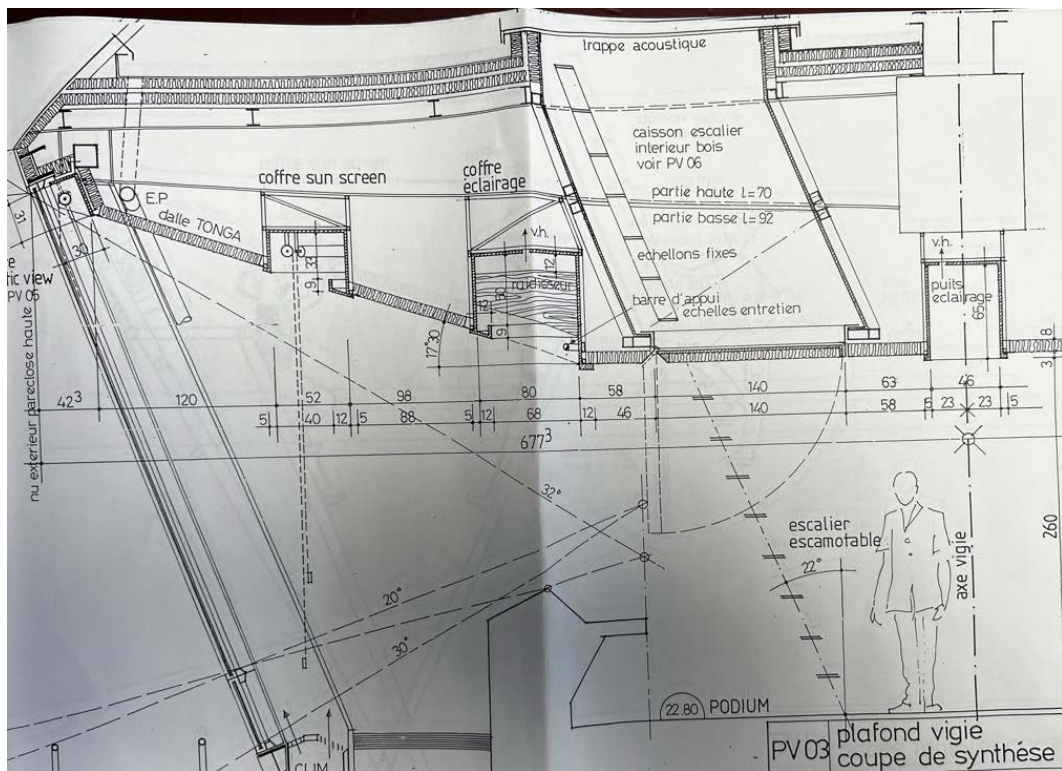
1. Les DOE

Le maître d'ouvrage a mis à notre disposition l'ensemble des documents en sa possession, à savoir :

- **CCTP Gros œuvre-Charpente** : document présentant les hypothèses d'efforts de vent et de séisme pour la tour.
- **Études de sol SOPEMAS** (septembre 1991) : inclut des sondages et un prédimensionnement des fondations spéciales.
- **Essai CROSS-HOLE** (1991)
- **Étude de liquéfaction TERRASOL** (août 2001).
- **Plan de DCE des fondations spéciales**
- **Photographies de la réalisation.**
- **Relevé des façades et plans de la centrale électrique.**
- **Plans d'architecte**
- **Plans de coffrage et coupes** : fût, fondations, avec armatures partielles
- **Plans de coffrage et armatures** : bloc technique.
- **Relevé des vitrages de la tour.**
- **Dossier de consultation et chiffrage remplacement vitrage (2005)**

Nous avons également mené une enquête de terrain afin de collecter des documents complémentaires auprès des parties prenantes (géotechnicien, entreprises de fondations spéciales, entreprises de gros œuvre, archives départementales, architectes, etc.).

À ce stade de l'étude, aucun document supplémentaire n'a pu être récupéré en dehors de ceux fournis par le maître d'ouvrage. Les informations manquantes les plus critiques pour les analyses calculatoires restent les **plans de charpente métallique** et les **plans des fondations spéciales**.



IV. Cadre réglementaire applicable

1. Les aléas

Commune du Lamentin - Aéroport

Selon le Plan de Prévention des Risques (PPR), la tour est en zone JAUNE.



Figure : Extrait du PPR aléas inondation

Le site se trouve dans la plaine alluvionnaire du Lamentin. Les sols y sont donc de mauvaise qualité et d'une faible altitude par rapport au niveau de la mer.

De ce fait, le site est exposé à plusieurs aléas de submersion ou d'inondation. Ces aléas représentent une contrainte importante pour le maintien en fonctionnement des installations, bien qu'ils aient un impact limité sur les structures.

L'aléas inondation ne sera pas étudié dans nos différents rapports.

En revanche, l'aléa de liquéfaction présente un risque beaucoup plus significatif pour les structures et devra être analysé avec précision.

Cet ouvrage constitue, bien entendu, un bâtiment stratégique pour la sécurité du territoire.

Aléas

Inondation	Moyen
Séisme	Oui
Mouvement de terrain	Faible à nul
Liquéfaction	Moyen
Faïlle	Non
Érosion	Non
Submersion décennale	Non
Submersion centennale	Moyen
Tsunami	Oui
Houle	Non
Volcanisme	Non

Enjeux

Fort existant

Réglementation

Application de prescriptions particulières.

2. La liquéfaction

La zone est suspecte de liquéfaction. Le rapport de 2001 sur ce point indique que le secteur comprend des passes liquéfiables.

Nous avons confié au BET MAGMA Caraïbes une mission pour analyser les documents existants. Il en ressort que les sols sous la tour ne sont pas liquéfiables. Ils peuvent par ailleurs être classés en catégorie C au regard des Eurocodes.

Une note spécifique est jointe en annexe.

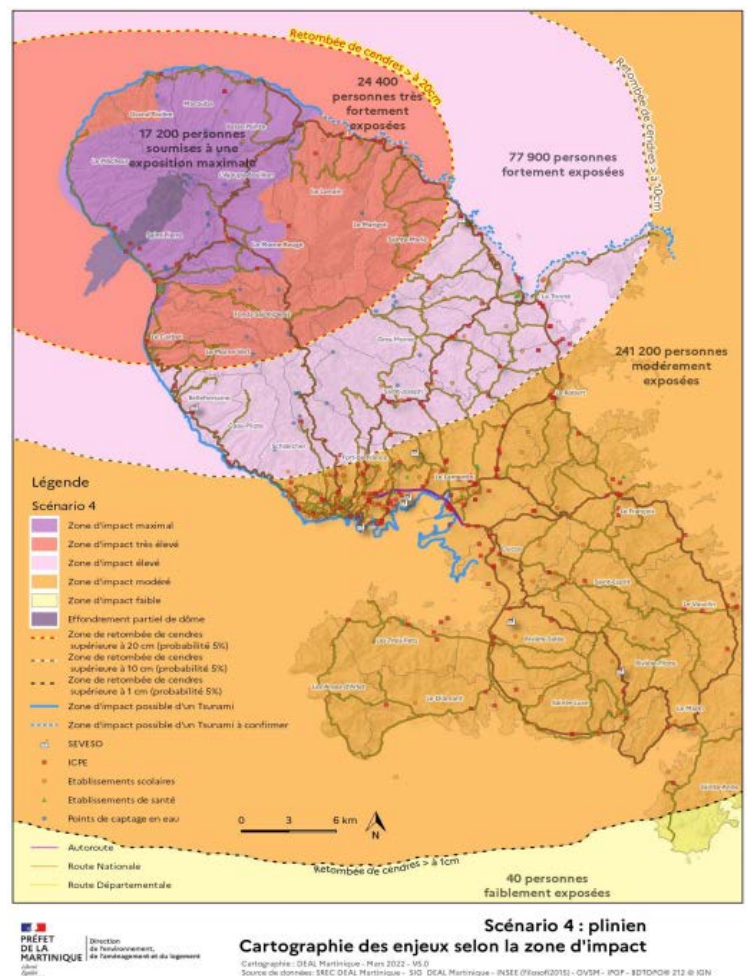
3. L'aléa volcanisme

Dans le PPR, le volcanisme est pris en compte uniquement dans ces effets locaux. Seules les communes du nord sont concernées. Les effets majeurs ne sont pas pris en compte pour les vies humaines et dans les constructions car les populations sont considérées comme évacuées et mises en sécurité avant le phénomène. Comme le précise le plan ORSEC de Martinique, différents scénarios prévoient des impacts plus ou moins importants sur l'ensemble de la Martinique.

En cas d'éruption explosive plinienne ou sub-plinienne, l'ascension du panache de cendres va monter rapidement dans l'atmosphère et peut culminer à des hauteurs de 30 à 40 km. Les cendres et les fragments de magma sont ensuite transportés par les vents dominants avant de retomber sous l'effet de la gravité.

La couche de cendres attendue sur le Lamentin serait de 1 cm à 10 cm, soit une masse sèche de 100 à 150 kg/m², pouvant doubler ou tripler en cas de pluie. Une accumulation de 10 cm peut provoquer l'effondrement des toitures non renforcées, surtout en cas de pluie.

Le risque existe. Il ne sera pas vérifié dans le présent rapport car il ne fait pas partie des critères de vérifications Eurocodes.



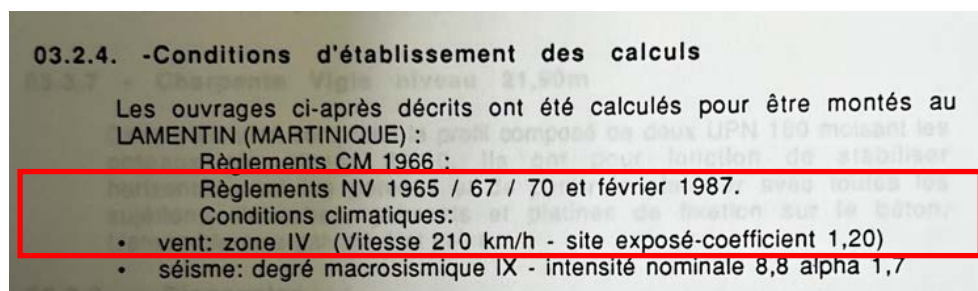
4. Les Normes Applicables : Vent

Historique

Etablie en 1965 comme son nom l'indique, cette norme fixe les valeurs des surcharges climatiques (neige et vent) et les méthodes d'évaluation des efforts correspondants sur les constructions. Elle a connu plusieurs évolutions majeures :

- **Décembre 1999** : Publication du modificatif n°2, introduisant une nouvelle carte des zones de vent, remplaçant celle de 1987. Aux Antilles, nous avons changé de zone, mais il n'y a pas eu d'impact sur le niveau d'efforts pris en compte.
- **Avril 2000** : Introduction du modificatif n°3, actualisant les charges de neige en cohérence avec les observations météorologiques récentes. Ce point est sans objet pour les Antilles.
- **Février 2009** : Émission du modificatif n°4, alignant les cartes "vent" et "neige" des Règles NV65 avec l'Eurocode 1, harmonisant ainsi les normes françaises et européennes.
- **Depuis le 1 avril 2010**, les Eurocodes sont applicables.

Norme appliquée à la construction



Extrait CCTP Charpente.

A la date de la construction de l'ouvrage, les NV65 étaient vigueurs.

Comparatif NV65 / Eurocodes 1

Action du vent selon le DTU NV65 2009

zone 5	zone de vent
q10 1 200.0 Pa=N/m2	pression dynamique de référence
ks 1.20	coefficient de site exposé
Kh 1.279	coefficient de hauteur (z=26m)
qz 1 841.9 Pa=N/m2	pression normale ELS (Vn=54.8m/s= 197.4km/h)
Qz 3 223.3 Pa=N/m2	pression extrême ELU (Ve=72.5m/s= 261.2km/h)
Delta 0.830	coefficient de dimension (L=10.00m, H=26.00m) NV65 1,244

Pression extrême 323 kg/m²

Pression du vent

Vb,0	32	m/s	vitesse de base du vent
ro	1.225	kg/m ³	densité de l'air
z	26	m	hauteur par rapport au sol
z0	0.005	m	z0 longueur de rugosité
zmin	1	m	zmin hauteur minimale (4.3.2 tableau 4.1)
kl	1		coefficient de turbulence
cr	1.384		coefficient de rugosité, Kr=0.162
co	1.000		coefficient d'orographie
Vm	44.28	m/s	vitesse moyenne
ce	3.481		coefficient d'exposition
qp(z)	2 183.3	Pa=N/m ²	pression dynamique de pointe (ELS) (vp=59.7m/s= 214.9km/h)
Qp(z)	3 275.0	Pa=N/m ²	pression dynamique de pointe (ELU), (Vp=73.1m/s= 263.2km/h)

Pression extrême 327 kg/m²

On observe qu'en condition de vent de base extrême, les pressions restent très proches. Cependant, les comparatifs détaillés mettent en évidence que, si les efforts horizontaux sont similaires, les efforts de soulèvement sont nettement plus importants en Eurocode.

Evolutions prochaines

Les normes Eurocode 1 relatives au vent vont évoluer de manière significative et seront applicables aux Antilles pour tous les bâtiments neufs à partir du 1^{er} janvier 2025. Cette révision découle des retours d'expérience des cyclones Irma et Maria en 2017. Ces modifications auront un impact majeur sur le dimensionnement des ouvrages. Les principales évolutions sont les suivantes :

- Augmentation des vitesses de vent de base : La vitesse de vent pour la tour de contrôle, considérée comme un ouvrage nécessitant une protection prioritaire, passera de 32 m/s à 39 m/s. Cela représente une augmentation de 30 à 50 % des pressions.
- Surcapacité des attaches : Une surcapacité de 50 % devra être prise en compte pour toutes les attaches.
- Prise en compte du coefficient d'orographie : Un coefficient spécifique au site devra être intégré dans les calculs.

Essai soufflerie

Les normes actuelles peinent à appréhender avec précision les pressions de vent exercées sur un ouvrage spécifique comme celui-ci, qui sort des cadres standards. De plus, elles ne considèrent pas toujours les particularités dues aux effets des ouvrages environnants, qui peuvent avoir une incidence majeure.

Pour affiner les pressions de vent, il est envisageable de réaliser des essais en soufflerie. Nous proposons de fournir une modélisation numérique des pressions intégrée à notre logiciel de calcul, bien que ce dernier reste expérimental.

Nous recommandons fortement de faire réaliser un essai en soufflerie numérique ou aérodynamique par un bureau d'études spécialisé.

5. Les Normes Applicables : Séisme

Les Antilles se trouvent à proximité de l'interface des plaques « Amérique » et « Caraïbes ».

Le mécanisme associé au mouvement de ce type de plaques est appelé subduction et peut occasionner des séismes de magnitude très élevée.

Historique

Aspect	PS69	PS92	Eurocode 8
Zonage sismique	Sommaire, 3 zones	Plus précis, 5 zones	Très précis, basé sur des données récentes
Approche de calcul	Forces statiques simples	Forces statiques et dynamiques	Approche dynamique et avancée
Matériaux couverts	Principalement béton armé	Tous matériaux	Tous matériaux, avec directives détaillées
Bâtiments couverts	Priorité aux bâtiments publics	Tous bâtiments	Tous bâtiments, selon catégories

Les premières normes françaises sont les PS 69. Elles ont été révisées en 1975 et 1981 pour inclure des données plus récentes sur les aléas sismiques et mieux encadrer les techniques de construction. Elles ont été appliquées aux Antilles. La norme restait relativement basique et concernait surtout les bâtiments stratégiques (hôpitaux, écoles, etc.).

Les limites de PS69, notamment son approche statique et son manque de prise en compte des effets dynamiques, ont conduit au développement de la norme PS92, mis en application en 1995. Cette norme marque une avancée notable dans la conception et le dimensionnement des structures en béton armé, acier et bois.

L'Eurocode 8 (EC8), adopté à partir de 2010, harmonise les normes parasismiques à l'échelle européenne. Il remplace progressivement les anciennes réglementations nationales, comme PS92. Un coefficient de surcapacité est intégré pour les fondations et l'interaction sol/structure.

A noter que l'Eurocode comprend un chapitre dédié aux ouvrages existants.

Norme appliquée à la construction

03.2.4. -Conditions d'établissement des calculs

Les ouvrages ci-après décrits ont été calculés pour être montés au LAMENTIN (MARTINIQUE) :

Règlements CM 1966 ;
Règlements NV 1965 / 67 / 70 et février 1987.
Conditions climatiques:

- vent: zone IV (Vitesse 210 km/h - site exposé-coefficient 1.20)
- séisme: degré macrosismique IX - intensité nominale 8,8 alpha 1,7

Extrait CCTP Charpente.

CONSTRUCTIONS			INTENSITÉ NOMINALE		
Groupe	Définition	Exemples	Zone 1	Zone 2	Zone 3
I	Édifices offrant un risque dit normal pour la population	Habitations, bureaux, usines, ateliers	7 ($\alpha = 0,5$)	8 ($\alpha = 1$)	8,6 ($\alpha = 1,5$)
II	Édifices offrant un risque spécial du fait de leur fréquentation, ou de l'importance primordiale pour la vie de la région	Écoles, stades, salles de spectacle, halls de voyageurs, centrales thermiques, etc...	7,6 ($\alpha = 0,75$)	8,3 ($\alpha = 1,2$)	8,8 ($\alpha = 1,7$)
III	Ouvrages dont la sécurité est primordiale pour les besoins de la Protection Civile.	Hôpitaux, casernes	8 ($\alpha = 1$)	8,6 ($\alpha = 1,5$)	9 ($\alpha = 2$)
IV	Ouvrages dont la désorganisation présente un risque particulièrement grave	Certaines installations ayant trait à l'utilisation de l'énergie atomique	à examiner dans chaque cas		

Extrait classement ouvrage PS69

Le projet a été calculé selon les normes PS69 pour un groupe II, soit un ouvrage « primordial pour la vie de la région ».

Ce choix est surprenant à deux égards :

- Premièrement, à la date de la consultation, les PS69 étaient déjà considérées comme insuffisantes. Les PS92 étaient en cours de finalisation, et les recommandations de l'AFPS90 étaient largement appliquées aux Antilles.
- Deuxièmement, le classement en groupe II est discutable. La vigie étant un ouvrage « primordial pour la sécurité civile », un classement en groupe III aurait été plus pertinent.

Comparatif PS69/PS92/EC8

Les efforts horizontaux augmentent avec l'évolution des normes en raison d'une meilleure prise en compte des risques (sols, interactions, amplification spectrale). Un comparatif est difficile

On peut estimer que le rapport effort Hz/Masse suivant dans les cas généraux :

- PS 69 : 20 %
- PS92 : 40%
- EC8 : 50%

V. Caractéristiques techniques de la tour

1. Les dimensions générales

Le socle et le fût de la tour de contrôle sont réalisés entièrement en béton armé. La partie supérieure constituant la vigie et la sous-vigie est réalisée en charpente métallique.

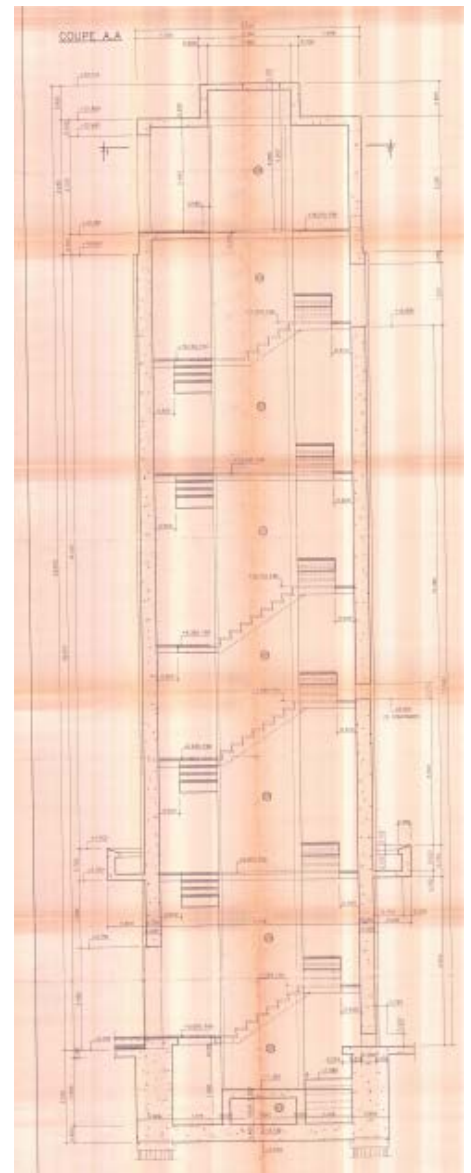
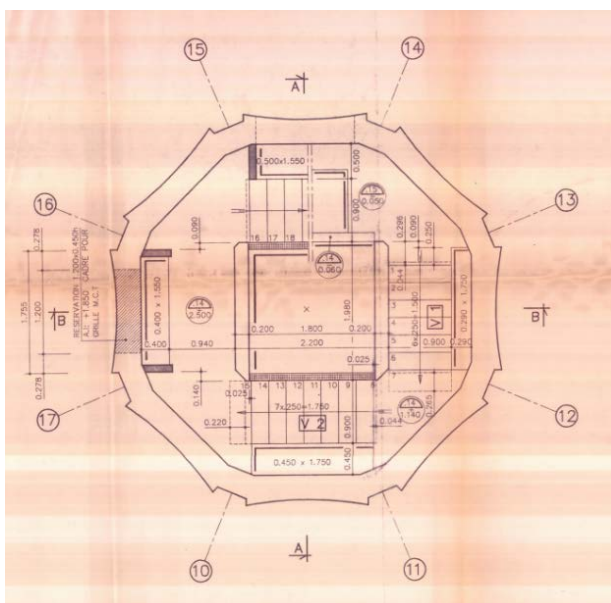
Caractéristiques de la tour :

- Diamètre extérieur fût : Au plus étroit 5.43 m
- Diamètre extérieur vigie : 13.54 m
- Hauteur totale avec vigie : +27.37 m
- Profondeur fût béton en infrastructure : -2.13 m
- Hauteur fût béton en superstructure : +22.71 m
- La vigie permet à un contrôleur aérien assis d'avoir une visibilité verticale vers le bas ou vers le haut de 30°

2. Le fût

Le parement extérieur, de forme octogonale, constitue la colonne vertébrale de l'ouvrage. Il assure la transmission des charges statiques au sol tout en apportant la raideur nécessaire pour résister aux efforts de vent et de séisme. Ce noyau présente une épaisseur uniforme de 35 cm sur toute sa hauteur.

Il est percé à sa base pour permettre l'installation d'une porte d'accès et le passage des réseaux, dans les étages, pour des réservations destinées aux fluides ou à l'aération. Il peut être considéré comme quasiment plein en étage mais la base est relativement ajourée.



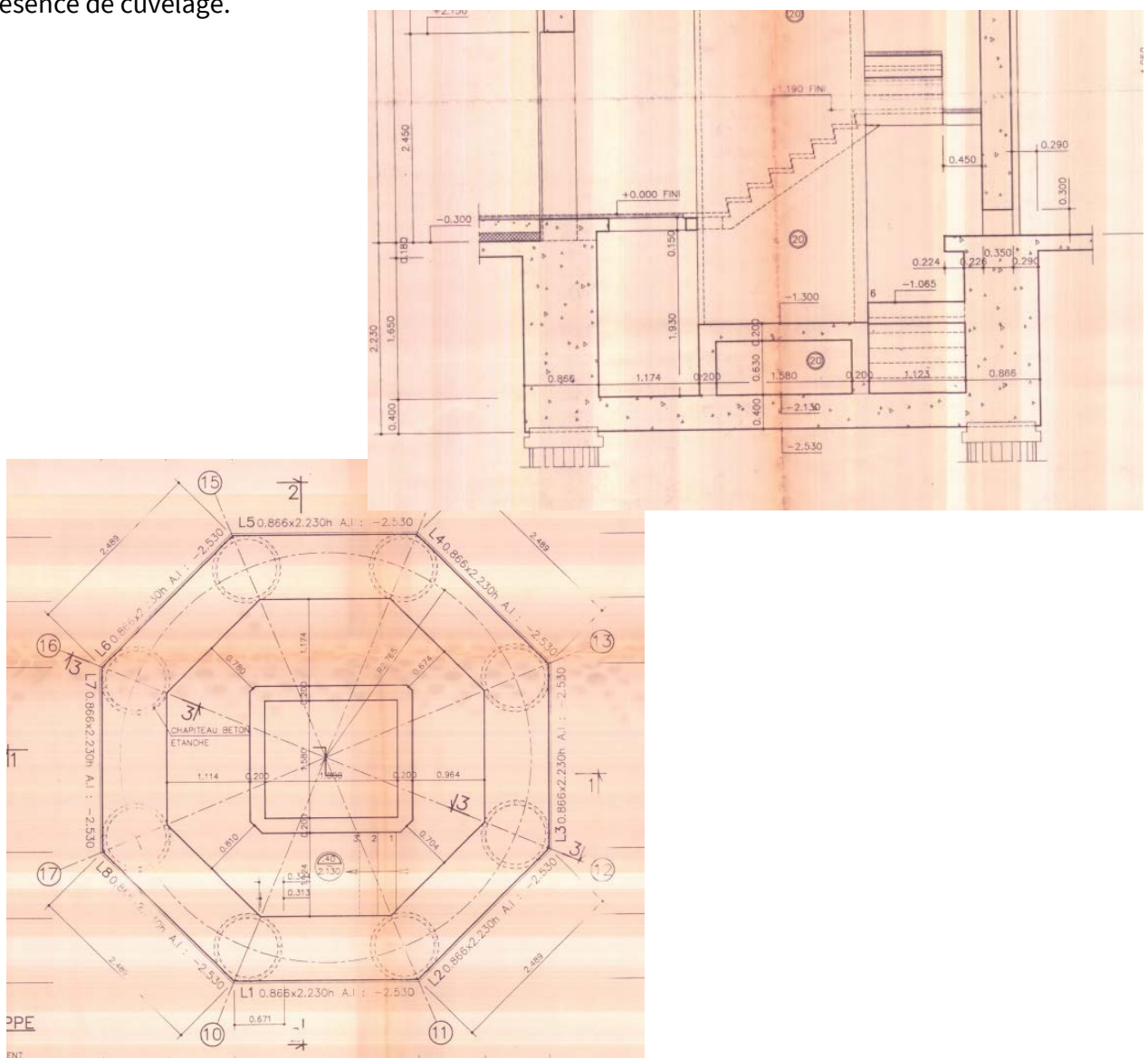
À l'intérieur, deux murs de 20 cm d'épaisseur servent à l'installation de l'ascenseur, notamment pour fixer les rails. Les paliers intermédiaires reposent à la fois sur ces murs et sur le fût. Cependant, les murs de l'ascenseur ne jouent aucun rôle dans le contreventement de la structure.

3. Les fondations

La tour est structurellement indépendante du reste du bloc technique. Elle ne l'est pas réellement puisque les longrines du bloc technique sont liées à la tour.

La tour repose sur une longrine périphérique de dimensions 0,87m x 2,23 m, qui transmet les efforts à 8 pieux de 800 mm de diamètre. Une dalle basse, épaisse de 40 cm, supporte les charges de la cage d'ascenseur.

Le niveau inférieur est décaissé de 2,13 m par rapport au niveau $\pm 0,00$ m pour permettre l'installation de la fosse de l'ascenseur. Il est probable que ce niveau soit au contact de la nappe phréatique. Les parois sont étanches et non infiltrantes. Nous n'avons constaté visuellement la présence de cuvelage.



4. La vigie

La vigie et la sous-vigie sont construites à partir d'une ossature métallique galvanisée issue du commerce, composée de tubes carrés, de profilés en U et en I. Les planchers sont constitués d'un plancher collaborant en béton armé. Son principe de liaison au noyau ou sur l'ossature métallique n'est pas connu. La toiture est réalisée avec un bac sec avec isolant et étanchéité lourde.

Les façades sont remplies entièrement de verre de 16 mm (2x8mm) pour la vigie et de panneaux en bac double peau, avec quelques éléments de menuiserie, pour la sous-vigie.

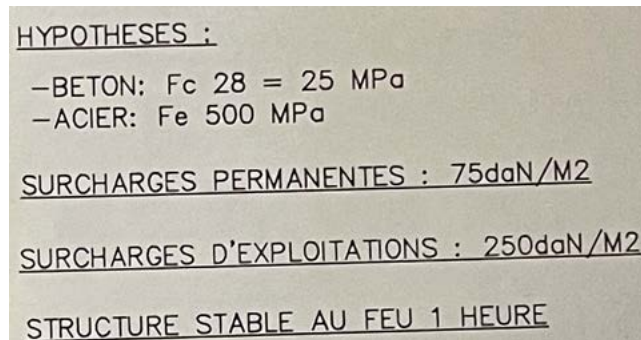
Les planchers sont fixés au fût au moyen de tiges traversantes en acier boulonnées. Des boutons en tubes d'acier transmettent les charges des façades au fût.

La charpente de la vigie présente une conception spécifique : elle se compose de portiques rayonnants, encastrés au centre de la tour sur un nœud en acier. Les poteaux extérieurs sont, quant à eux, encastrés à leur base sur les ossatures des niveaux inférieurs.

5. Matériaux

Béton armé

Les plans d'exécution de la tour n'indiquent d'hypothèses de calcul. Nous nous référerons au bâtiment technique mitoyen sur lequel les hypothèses sont indiquées.



HYPOTHESES :
-BETON: $F_c 28 = 25 \text{ MPa}$
-ACIER: $F_e 500 \text{ MPa}$
SURCHARGES PERMANENTES : 75 daN/M^2
SURCHARGES D'EXPLOITATIONS : 250 daN/M^2
STRUCTURE STABLE AU FEU 1 HEURE

Il convient de noter qu'à l'époque de la construction, les types d'acier étaient en transition du Fe 400 vers le Fe 500. Le Fe 500 était couramment utilisé pour les treillis soudés. En revanche, l'évolution vers ce type d'acier a été plus lente pour les barres HA. Il apparaît toutefois que, pour la tour, seul le Fe 500 a été employé.

Acier de charpente

Nous ne disposons pas des plans d'exécution de charpente métallique ni de fiche technique sur les aciers. Le CCTP indique que l'acier sera principalement du E 24 et ponctuellement du E 36 comme indiqué pour les poutres de la vigie.

Il n'est pas possible d'avoir de certitude sur ce point.

Paroi verre vigie.

La vigie devait faire l'objet d'un remplacement des vitrages en 2005. Le produit devant être installé était un STADIP 10/15 trempé, capable de résister à une pression de 2800 Pa. Nous disposons des notes de calcul fournies par Saint-Gobain.

La composition du verre est la suivante :

- Parsol vert 10 mm
- PVB silence 0.38/4
- Planilux Normal 15 mm

Sans que nous en ayons la raison, le verre n'a pas été mis en œuvre car l'épaisseur mesurée du verre par le maître d'ouvrage est de 16 mm. Cette épaisseur peut donc être considérée comme insuffisante.

VI. Investigations sur site

1. Diagnostic visuel

Ossature métallique vigie

L'ossature métallique de la vigie est difficilement accessible pour inspection. Les éléments dans les combles ont été partiellement vérifiés, mais l'accès reste compliqué. Dans le local CTA, l'état et la conception des ossatures ont pu être contrôlés plus facilement. Ailleurs, les structures sont cachées par des doublages ou inaccessibles, comme la sous-face de la vigie.

Les ossatures métalliques de toiture sont en très bon état. Le noyau central, où se lient les huit poutres rayonnantes, est difficile d'accès mais ne montre pas de corrosion. Les poutres s'appuient sur des poteaux rectangulaires liés par rotule sur les poutres. Bien que leur visibilité soit limitée, elles semblent en bon état.

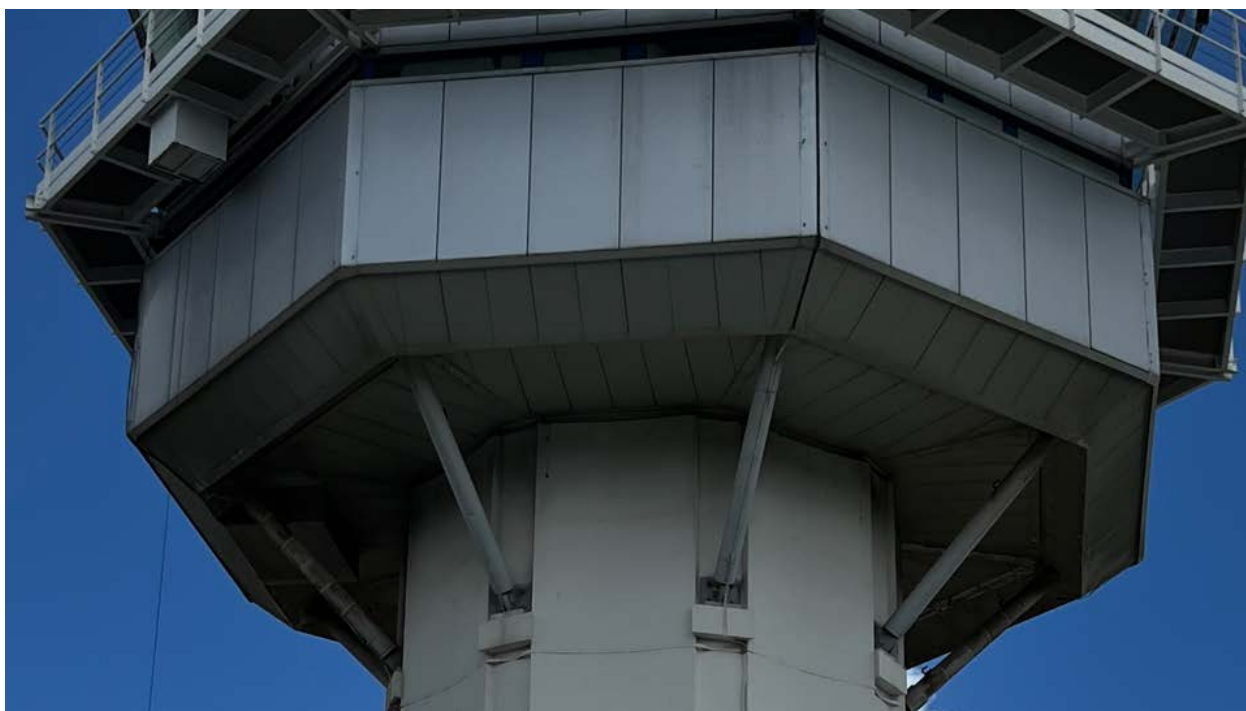
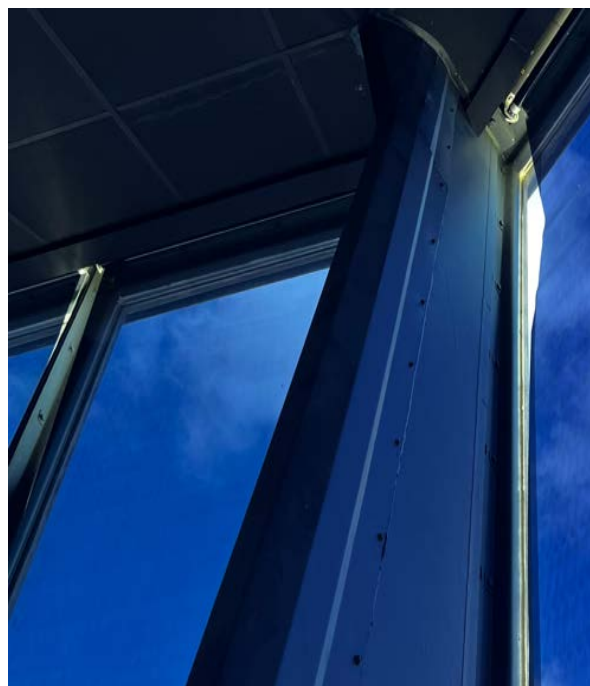
Dans la vigie, les poteaux métalliques partiellement capotés pour le passage des câbles électriques et des descentes d'eau pluviales ne présentent pas d'anomalie visible. Les parois vitrées sont constituées de plaques de verre fixées sur l'ossature principale à l'aide de doubles profilés en double L avec parclofes acier.

En sous-vigie, les ossatures sont masquées par des plaques du doublage dans les locaux de vie. Des traces d'humidité au plafond ont été relevées, probablement dues à la condensation de la climatisation plutôt qu'à des infiltrations. Le plancher bas, en métal avec béton collaborant, s'étend en porte-à-faux pour former une coursive technique en caillebotis. Les ossatures extérieures, bien que soumises aux intempéries, ne montrent pas de corrosion, mais un contrôle régulier est nécessaire.

Dans le local CTA, les ossatures et ancrages, bien qu'exposés aux sollicitations du traitement d'air,



sont en bon état. Les bardages double peau en façade et les vitrages intérieurs ne présentent pas de détérioration. L'état de la peau extérieure et de la sous-face de la vigie reste incertain. Un contrôle détaillé, notamment à l'aide d'une nacelle, est à prévoir prochainement pour vérifier les fixations et accessoires, susceptibles d'être dégradés après 30 ans.



Fût béton

Le fût en béton armé est globalement en bon état et ne présente aucun signe de détérioration prématurée notable. Nous n'avons pas constaté de traces de fissuration témoignant de tassement ou de mouvements non maîtrisés de la tour sous séisme. Cependant, sur la façade Est en pied du fût, une trace de foisonnement des aciers a été observée. Cela pourrait résulter d'un défaut localisé d'enrobage ou d'un début de carbonatation du béton. Il en est de même sur des béquets d'acrotères. Avec le vieillissement, la carbonatation réduit la protection des armatures contre la corrosion, bien que ce phénomène n'affecte pas directement la résistance structurelle du béton. Ce type de dégradation est également visible sur les acrotères à la base du fût.

Des réparations des bétons sont nécessaires, et il est recommandé de surveiller l'évolution de ces phénomènes pour prévenir tout risque futur.

Le parement extérieur a été repeint depuis la construction. Il est important de noter que le maintien d'une étanchéité en bon état au niveau de la façade contribue à ralentir le processus de carbonatation et à protéger les armatures.

Le parement intérieur est propre et ne présente pas de désordres significatifs. Concernant la structure interne, les volées d'escalier préfabriquées sont fixées aux paliers et paliers intermédiaires. Ces derniers reposent à la fois sur le fût et sur les murs de la cage d'ascenseur. Les liaisons mécaniques doivent garantir la tenue des volées en cas de fortes secousses sismiques.

Enfin, l'assise en béton armé des boutons extérieurs apparaît en bon état. Toutefois, les ancrages restent peu visibles, ce qui mérite une vérification approfondie.

On constate que les ancrages intérieurs de l'ossature métallique sont en bon état. Un contrôle du serrage serait pertinent.





Etanchéité, DEP

La toiture de la vigie est constituée d'une étanchéité lourde autoprotégée sur bac acier avec isolation thermique. Elle est dans un état très moyen et nécessite une réfection urgente pour garantir la pérennité de l'activité de la vigie.

L'état de surface de la membrane est assez détérioré. Elle semble néanmoins rester efficace, car aucune fuite n'a été constatée en zone courante.



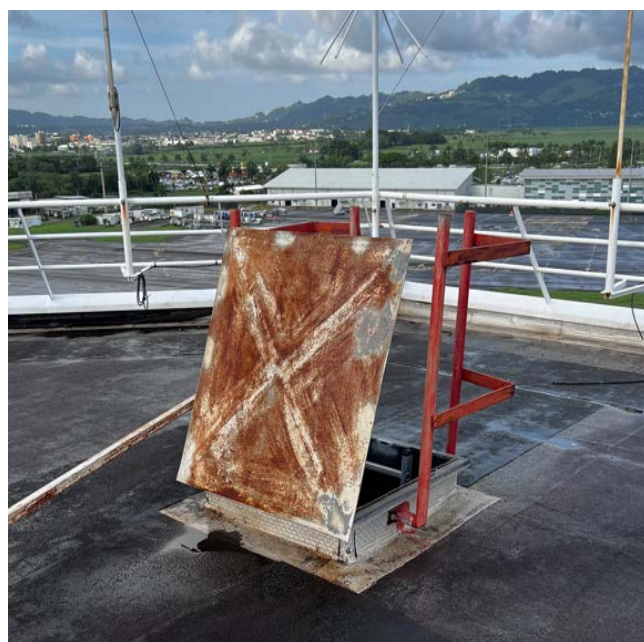
Cependant :

- Plusieurs relevés d'étanchéité se décollent, ce qui pourrait causer des infiltrations à court terme, voire déjà être le cas.
- Un contrôle du raccordement de descente d'eaux pluviales (DEP) devra être effectué. Bien qu'un réseau en fonte de bon diamètre semble récupérer les eaux pluviales, une attente de DEP non raccordée a été observée dans les combles. Aucun dispositif de trop-plein n'a été identifié.
- L'étanchéité ne présente pas de fixation mécanique sur le support.

À la base du fût, un chéneau en béton armé montre une étanchéité en mauvais état. Les désordres sont un risque pour le bloc technique voisin plutôt que la vigie, mais une réfection reste indispensable.

On signale aussi que quelques éléments secondaires de serrurerie en toiture sont légèrement corrodés et demande un entretien régulier comme les supports de parafoudre.





Charpente bloc technique

Ce bâtiment fera l'objet d'un rapport spécifique. Nous nous concentrons ici sur les incidences possibles pour la vigie.

La charpente du bloc technique mitoyen est en mauvais état et nécessite des réparations. Les observations incluent :

- Une tôle de couverture très corrodée par endroits.
- Des chevilles d'ancrage également corrodées.
- Des traces de réparations récurrentes visibles.

Risques identifiés :

- Risque immédiat pour les personnes visitant la toiture : la couverture pourrait céder sous leur propre poids.
- Risque pour le bloc technique, qui pourrait présenter un défaut d'étanchéité en cas d'arrachement de la couverture. À noter que le bloc technique est équipé d'une dalle paracyclonique.
- Risque pour la vigie, qui pourrait être endommagée par des débris de couverture en cas de cyclone majeur.

Une réparation de la charpente et de la couverture est nécessaire.



Cage de faraday

Bien que ce point ne fasse pas partie de notre mission, nous signalons que, par endroits, la cage de Faraday semble en état moyen, notamment à la base du fût. Un contrôle par une entreprise spécialisée nous semble nécessaire.



2. Programme de sondages destructifs et non destructifs

Sondage		Quantités
Préparation	U	1,00
Burinages	U	6,00
Détection armatures	U	10,00
Carottage béton de voile	U	3,00
Carottage béton de dalle	U	3,00
Essai laboratoire sur éprouvettes	U	6,00
Dépouillement résultat, rapport de synthèse et interprétation	U	1,00

VII. Examen vulnérabilité

1. Points de contrôle

Site

Sol d'assise médiocre ou à aléas forts
Liquéfaction
Glissement de terrain, Instabilité terrain
Proximité faille

Oui
Non
Non
Non

Environnement immédiat

Présence de soutènements
Présence mitoyenneté dangereuse
Eboulis

Non
Non
Non

Caractéristiques géométriques en plan par bloc

Pas de forme symétrique selon 1 ou 2 axes
Forme irrégulière
Élancement en plan ou en élévation : $L/I > 4$
Parties saillantes $a > L/4$
Parties rentrantes $b > L/4$

Non
Non
Oui
Oui
Non

Caractéristiques géométriques en élévation

Absence de niveaux identiques
Retraits progressifs
Saillies progressives
Présence de reports de charge
Présence de trémies dans les poutres

Non
Non
Oui
Oui
Non

Caractéristiques des contreventements

Murs en maçonnerie
Voiles en béton armé
Ossature en béton armé sans remplissage
Ossature en béton armé avec remplissage
Voiles et portiques en béton armé

Oui

Implantation du contreventement :

Absence de contreventement dans 1 ou 2 directions
Présence de niveaux transparents
Forte excentricité
Variation de la rigidité en élévation

Non
Non
Non
Oui

Caractéristiques massiques

- Variation poids des planchers
- Présence d'un plancher lourd
- Plancher de reprise

Non
Non
Oui

Caractéristiques des diaphragmes horizontaux

- Absence de diaphragme
- Diaphragme avec grandes ouvertures
- Planchers à corps creux
- Planchers en bois ou métal

Non
Non
Non
Non

Nature des liaisons

- Absence ou faibles chaînages horizontaux et verticaux
- Absence d'encadrement de baies
- Absence de dispositions constructives parasismiques

Oui
Non
Non

Éléments particuliers

- Présence de poteaux courts
- Présence de poteaux élancés
- Présence d'un angle affaibli
- Présence de joints < 4 cm

Non
Non
Non
Non

Éléments secondaires

- Présence de porte à faux importants
- Présence de balustrades en pierre ou instables
- Présence d'acrotères en pierre
- Présence d'éléments préfabriqués lourds

Non
Non
Non
Non

Facteurs aggravants

- Environnement urbain mitoyen très dense
- Batiment à fort enjeux
- Résistance béton < 20 Mpa
- Construction antérieure à 1995
- Mauvais état de conservation

Non
Oui
Non
Oui
Non

Points positifs :

- Site :
Absence de pentes, glissements de terrain ou de proximité avec une faille géologique réduit les risques liés au sol et aux mouvements du terrain.
Pas de mitoyenneté ni de soutènements, ce qui diminue les effets amplifiés en environnement urbain dense.
- Caractéristiques géométriques :
Plan et élévation réguliers sans formes complexes, parties saillantes/retrantes significatives, ce qui favorise une meilleure répartition des charges.
Niveaux identiques et absence de retraits progressifs améliorent la cohérence structurelle.
- Contreventement :
Présence de voiles en béton armé, un point essentiel pour la résistance sismique.
Pas d'absence de contreventement ou de variation de rigidité notable.
- Diaphragmes horizontaux et liaisons :
Présence de diaphragmes adaptés (sans grandes ouvertures) et absence de défauts majeurs comme le manque de chaînages ou d'encadrement de baies.
- Éléments particuliers et secondaires :
Pas de porte-à-faux importants, balustrades instables ou éléments susceptibles d'aggraver les effets d'un séisme.

Points négatifs ou à surveiller :

- Site :
Sol d'assise médiocre et risque de liquéfaction indiquent un terrain vulnérable en cas de séisme. Cela peut entraîner des affaissements ou des pertes de portance critiques.
- Caractéristiques géométriques en élévation :
Saillies progressives et reports de charges créent des concentrations de contraintes locales, augmentant le risque de rupture ou d'instabilité structurelle. La conception de la tour en fait un ouvrage très élancé verticalement.
- Caractéristiques massiques :
Plancher de reprise : Les changements dans la rigidité des planchers peuvent entraîner des effets de cisaillement localisés en cas de mouvement sismique.
La répartition des masses est bonne sur le fût mais la vigie et ses planchers créent une irrégularité.
- Facteurs aggravants :
Construction antérieure à 1995, ce qui suggère que les normes parasismiques modernes peuvent ne pas avoir été totalement appliquées.
Bâtiment à fort enjeu, ce qui impose des exigences supplémentaires pour assurer la sécurité des occupants.

2. Méthode d'évaluation de la vulnérabilité

Cette méthode a été établie par IB Consult sur la base de méthodes AFPS simplifiée. Elle a été mise en place lors du diagnostic du patrimoine SIMAR, OZANAM et SMHLM afin de permettre aux maîtres d'ouvrage d'avoir une vision plus synthétique de l'état de leur patrimoine. La méthode originelle AFPS s'adresse plus aux ingénieurs.

Sur base de l'évaluation des critères détaillés, nous retenons des points caractéristiques principaux représentatifs à la structure :

- Chaque critère est noté de 1 à 3 en fonction de l'analyse détaillée.
- Chaque critère est pondéré de 1 à 2 en fonction du risque pour la structure.

La note obtenue est comprise entre 1 et 3, du plus défavorable au plus favorable.

NOTES CARACTERISTIQUES	
de 3 à 2,33	Bâtiments présentant une bonne probabilité de bien se comporter sous sollicitations sismiques
de 2,33 à 1,67	Diagnostic/ renforcement probablement pertinent Bâtiments ayant généralement un défaut de contreventement Ces bâtiments devraient faire l'objet d'un diagnostic complet et pourraient faire l'objet d'un renforcement
de 1 à 1,67	Diagnostic/ renforcement probablement peu pertinent Bâtiment ayant une forte vulnérabilité qui sera probablement difficile de renforcer Bâtiment peu régulier, peu contreventé et de hauteur relativement élevée

	Risque	Favorable	Moyen	Défavorable
note		3	2	1
Régularité en plan	1	X		
Régularité en élévation	1		X	
Contreventement transversal	2	X		
Contreventement longitudinal	2	X		
Présence de chaînage	1		X	
Élancement vertical ou horizontal	2			X
Résistance du béton	2	X		
Facteurs aggravants	2			X
	note	2,23		

Le bâtiment obtient la note de 2.23 ce qui est une moyenne haute.

Il présente une structure globalement robuste, notamment grâce à ses voiles en béton armé et à l'absence de défauts critiques dans la géométrie et les contreventements. Cependant, le calcul sur la base de normes anciennes, sa conception en pendule inversé sont des points assez défavorables.

Un renforcement apparait nécessaire.

VIII. Conclusion

La mission confiée à IB CONSULT visait à évaluer l'état actuel de la vigie de la tour de contrôle de l'aéroport Aimé CESAIRE en Martinique et à proposer des solutions de réhabilitation adaptées aux enjeux techniques, réglementaires et opérationnels.

Cette première étude visuelle a permis d'établir un diagnostic précis, incluant l'analyse des risques sismiques et des vulnérabilités structurelles de l'ouvrage.

Structure générale :

- La tour présente une structure globalement robuste, grâce à son fût en béton armé régulier ainsi qu'à l'absence de défauts critiques dans le contreventement.
- Les éléments internes et externes, tels que le fût et la vigie, sont dans un bon état général, bien que des interventions préventives soient nécessaires pour réparer des dégradations localisées (corrosion des armatures, étanchéité). Son élancement vertical est un point défavorable.

Risques majeurs identifiés :

- Normes parasismiques : Bien que la tour ait été conçue selon les normes PS69, celles-ci sont aujourd'hui obsolètes. Les efforts sont sous-estimés et les dispositions constructives minimales ne sont pas prises en compte.
- Fondations spéciales : Le sol d'assise, caractéristique de la plaine alluvionnaire, constitue une vulnérabilité importante. Une analyse approfondie des efforts appliqués sur les pieux est indispensable.
- Étanchéité de la toiture : L'état de la toiture nécessite une intervention urgente pour prévenir des infiltrations et maintenir l'activité de la vigie.

Notes de vulnérabilité :

- L'évaluation selon la méthode IB CONSULT a attribué une note globale de 2,23 à la tour, indiquant une structure correcte mais présentant des faiblesses localisées.

Fin du rapport

L'ingénieur

MARTINIQUE –LE LAMENTIN

Maître D'Ouvrage



SNA-AG

Aéroport Martinique Aimé Césaire
97232 LE LAMENTIN

TOUR DE CONTROLE AEROPORT AIME CESAIRE



M1 – PARTIE 2 DIAGNOSTIC TECHNIQUE STRUCTURELLE TOUR ET ETUDES D'OPPORTUNITES

IBCONSULT
Bureau d'Etudes Techniques

Carrière Ernoul, Pointe des Nègres
97200 FORT DE FRANCE

☎: 0596 61 44 44, Email : ibconsult@ibc972.fr

SOMMAIRE

I.	CONTEXTE ET OBJECTIFS DE LA MISSION	2
1.	Objet de l'Etude	2
II.	OBJET DE LA NOTE	2
III.	DONNEES D'ENTREE	2
2.	Documents techniques	2
3.	Règlements	2
4.	Logiciels utilisés	3
IV.	DESCRIPTION DE LA STRUCTURE	4
1.	Fondations	4
2.	Fût	4
3.	Sous-vigie (locaux techniques et du personnel)	4
4.	Vigie (Sommet)	4
V.	DEMARCHE DE L'ETUDE	5
1.	Calcul	5
2.	Analyse des résultats	5
VI.	METHODOLOGIE DE MODELISATION EF	6
VII.	HYPOTHESES	8
1.	Matériaux	8
2.	Chargement	8
VIII.	VERIFICATION STATIQUE DE LA STRUCTURE	10
1.	Charges gravitaires	10
2.	Vent	19
IX.	OPPORTUNITE D'INSTALLATION D'UN NIVEAU SUPPLEMENTAIRE	25
X.	CONCLUSION	26

I. Contexte et objectifs de la mission

1. Objet de l'Etude

Le projet porte sur la réhabilitation de la vigie de la tour de contrôle de l'aéroport de Fort-de-France, construite en 1997. Cette structure présente aujourd'hui des signes de vieillissement et des défaillances des systèmes internes, notamment au niveau de l'étanchéité de la toiture et de la climatisation.

Par ailleurs, la Direction Générale de l'Aviation Civile (DGAC) prévoit l'installation d'un nouveau système de contrôle aérien, nécessitant une rénovation complète de l'intérieur de la vigie. Afin de garantir la fiabilité et la sécurité de ces installations, il est impératif de mener des études approfondies sur l'état actuel des infrastructures et leur capacité à répondre aux exigences futures.

Ainsi, la DGAC a mandaté le bureau d'études **IB CONSULT** pour réaliser une mission technique visant à :

- Diagnostiquer l'état structurel et technique de la tour ;
- Proposer des solutions viables et durables pour sa réhabilitation ;
- Évaluer les opportunités d'interventions en cohérence avec les normes réglementaires, notamment sismiques.

II. Objet de la note

Cette note a pour objectif de détailler le diagnostic calculatoire réalisé sur la tour de contrôle, complétant ainsi les observations issues du diagnostic visuel préalable (M1 – partie 1). Elle vise à approfondir l'analyse structurelle en s'appuyant sur des modélisations et des simulations permettant d'évaluer avec précision le comportement mécanique de l'ouvrage.

III. Données d'entrée

2. Documents techniques

- Diagnostic Visuelle (M1 – Partie 1)
- Données supports fournis.

3. Règlements

Règlements actuels :

- NF EN 1990 Eurocode 0 : Base de calcul des structures

- NF EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- NF EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- NF EN 1992 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- NF EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- NF EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- Arrêté du 22 octobre 2010 avec ses Décrets n°2010-1255 et n°2010-1254.

Règlements en vigueur lors de la réalisation de la tour :

- Vent : NV 65
- Charpente métallique : CM 66
- Structure béton : BAEL 80 ou 91 ou Fascicule 65
- Fondations spéciales : Fascicule 62
- Parasismique : PS69

4. Logiciels utilisés

La modélisation statique du projet est réalisée avec le logiciel Arche Ossature de la suite Graitec.

La modélisation dynamique du projet est réalisée avec le logiciel Advance Design de la suite Graitec.

La modélisation de la charpente métallique est réalisée avec le logiciel Robot Structural Analysis.

IV. Description de la structure



1. Fondations

La tour de contrôle repose sur un système de fondations profondes constitué de pieux en béton armé, qui reprennent les charges verticales et horizontales en les transmettant au sol.

2. Fût

Le fût de la tour présente une section octogonale en béton armé. Le fût abrite l'escalier et l'ascenseur de la tour de contrôle. D'après les plans du fût, les volées d'escalier ont été préfabriquées.

3. Sous-vigie (locaux techniques et du personnel)

La sous-vigie abrite les installations techniques et les locaux dédiés au personnel. Cette partie de la structure est réalisée en ossature métallique. La structure métallique vient en encorbellement du fût béton et est appuyée sur des bracons métalliques.

4. Vigie (Sommet)

La vigie, située au sommet de la tour, repose sur la structure métallique de la sous-vigie et le fût béton. Cette structure est composée de portiques métalliques rayonnant encasté au centre de la tour.

V. Démarche de l'étude

Ce paragraphe présente la démarche générale de l'étude en plusieurs étapes.

- Modélisation
- Analyse documentaire et recueil des données
- Étude des dispositions constructives retenues par le concepteur et élaboration des hypothèses de modélisation adaptées aux différentes étapes de la prestation.
- Identification des éléments de structures principaux
- Identification des surcharges gravitaires
- Définition des charges d'exploitation
- Définition et calcul des masses des éléments secondaires non modélisés
- Définition du cas de charge sismique
- Construction de la géométrie CAO 3D à partir des plans fournis
- Élaboration du modèle 3D aux EF
- Discrétisation en maillage EF du modèle CAO 3D avec un pas de discrétisation de 0.7 m
- Contrôle qualité du modèle numérique : vérification des données de modélisation ainsi que des résultats (chargements et masses appliqués, liaisons, etc...)

1. Calcul

- Analyses statiques des cas de charges unitaires : poids propre, charges d'exploitation
- Analyses sismiques modales spectrales linéaires pour un spectre de dimensionnement donné
- Combinaison des sollicitations pour la situation fondamentale
- Combinaison des sollicitations pour la situation sismique

Les calculs seront effectués suivant les règlements actuels et suivant les règlements au moment de la construction de la tour.

2. Analyse des résultats

- Extraction des grandeurs d'intérêt :
 - Déplacements absolus, relatifs et accélérations enveloppes
 - Efforts généralisés (N, M, V) dans les éléments poutre et poteau en BA
 - Efforts généralisés dans les éléments de dalles et voiles en BA
- Vérification des éléments de structure.

VI. Méthodologie de modélisation EF

Le modèle 3D est composé d'éléments plans, filaires et ponctuels pour représenter les dalles, voiles, poutres, poteaux. Les ouvertures et autres trémies de dimensions significatives (portes, fenêtres, baies vitrées, etc..) sont prises en compte.

Les éléments non structuraux (acrotères, façades, escaliers, etc.), qui ne sont pas modélisés en EF sont pris en compte dans le modèle en tant que masses ponctuelles, linéiques ou surfaciques, dont la contribution (pour un cas de charge) selon les directions horizontales et verticales est appréciée selon les cas.

Voiles et dalles

Les planchers et les voiles sont des éléments porteurs en béton armé. Ils sont modélisés en leur feuillet moyen par des éléments de plaques.

Poteaux et poutres

Les poteaux et poutres sont modélisés par des éléments filaires. Leurs maillages se situent au niveau du feuillet moyen des poteaux et poutres principaux.

Fondation

Les fondations sont modélisées avec des appuis rigides ou élastiques.

Liaisons entre éléments

Les liaisons entre éléments de structure sont considérées encastrees pour les éléments surfaciques (hors plancher collaborant) et articulées pour les éléments filaires (hors éléments de charpentes encastres).

Modélisation des masses

Les surcharges sont soit réparties en surface, soit réparties de façon linéique, soit appliquées ponctuellement.

Les masses sont modélisées sous forme de masses réparties sur les éléments ou concentrées aux nœuds du maillage. Le poids propre des éléments modélisés est automatiquement pris en compte par le logiciel.

Maillage

Le maillage est réalisé de façon à avoir de préférence des mailles surfaciques réglées (de forme rectangulaire) ou quadrangulaires régulières, et autant que possible de tailles similaires. Le pas de discrétisation maximale est pris égal à 70 cm pour les éléments verticaux et de 100 cm pour les éléments horizontaux.

Calcul de la réponse sismique

Le calcul de la réponse de chaque structure au séisme est réalisé par une analyse dynamique modale spectrale dans les deux directions horizontales, en considérant le spectre de réponse du site et le coefficient de comportement associé à la direction du séisme. Les modes propres sont déterminés jusqu'à atteindre la fréquence de coupure du spectre de sol (35 Hz) ou d'une masse effective cumulée d'au moins 90 % ou d'une masse effective cumulée d'au moins 90 % avec un mode résiduel. Des pseudo-modes en accélération et en déplacement sont pris en compte pour restituer les éventuelles masses manquantes. Les réponses modales sont superposées par la méthode quadratique complète algébrique (méthode CQC signée).

Ces calculs mettent en évidence pour chaque direction d'excitation :

- les déplacements,
- les accélérations,
- les sollicitations d'ensemble à la base des bâtiments,
- les sollicitations dans les éléments de structure.

Les sollicitations sismiques dans les éléments structuraux sont déterminées directement à partir des résultats de l'analyse dynamique modale spectrale, et non par un calcul pseudo-statique, ceci afin de ne pas introduire de conservatisme excessif dans les calculs. Lorsque l'analyse d'un élément structurel fait intervenir plusieurs grandeurs agissantes simultanément (par exemple : flexion composée et/ou déviée des poutres et poteaux, flexion composée des coques), la cohérence des signes des différentes composantes de sollicitation sismique est reconstituée en ré-affectant un signe aux efforts CQC par référence à un cas de charge d'accélération unitaire dans la direction du séisme.

Puis les directions de séisme sont superposées suivant la règle de cumul de Newmark, et sont combinées aux cas de chargement statiques.

Calcul des déplacements sismiques

Les déplacements sous combinaisons sismiques sont calculés en effectuant le cumul des déplacements de chaque réponse modale par CQC puis par combinaisons de Newmark.

Les déplacements des réponses modales sont déterminés sur la base des déformations élastiques de la structure produites par l'action sismique.

Ces déplacements permettent de vérifier :

- les largeurs de joints à partir des déplacements différentiels entre bâtiments ;
- le critère de limitation des dommages.

VII. Hypothèses

1. Matériaux

► Béton armé

Béton

- Béton de type C25/30.
- Enrobage : 5 cm en infrastructure et 3 cm en superstructure.
- Masse volumique du béton armé : 2500 kg/m^3 .

Acier

- Limite caractéristique d'élasticité : 500 MPa.

► Charpente métallique

- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- S355 (E36) pour les poteaux et les poutres de la vigie
- S235 (E24) pour le reste de la structure.

2. Chargement

► Charges permanentes

- Poids propre des éléments.
- Surcharge permanente :
 - 100 kg/m^2 pour l'escalier, les paliers et les toitures sur dalle béton.
 - 200 kg/m^2 pour la vigie sur dalle béton.
- 300 kg/m^2 pour les planchers collaborant, y compris poids propre.
- 50 kg/m^2 pour la couverture métallique et étanchéité en toiture
- 25 kg/m^2 pour le bardage métallique
- 40 kg/m^2 pour le vitrage de la vigie.

► Charge d'exploitation

Les principales charges d'exploitation retenues dans le projet sont les suivantes, suivant la norme NF EN 1991 + AN et les données du programme, plus particulièrement :

- Vigie et sous vigie : 400 daN/m^2
- Circulations : 250 daN/m^2
- Terrasse technique : 100 daN/m^2 .

Pas de prise en compte de charges liées aux cendres volcaniques

► Vent

Calcul Eurocode

- Région : Martinique.
- Vitesse de référence du vent : $V_{b,0} = 32 \text{ m/s}$.
- Rugosité 0 (mer).
- $q_p = 219.7 \text{ daN/m}^2$

Calcul Eurocode pour les permis déposés à partir du 1er janvier 2025

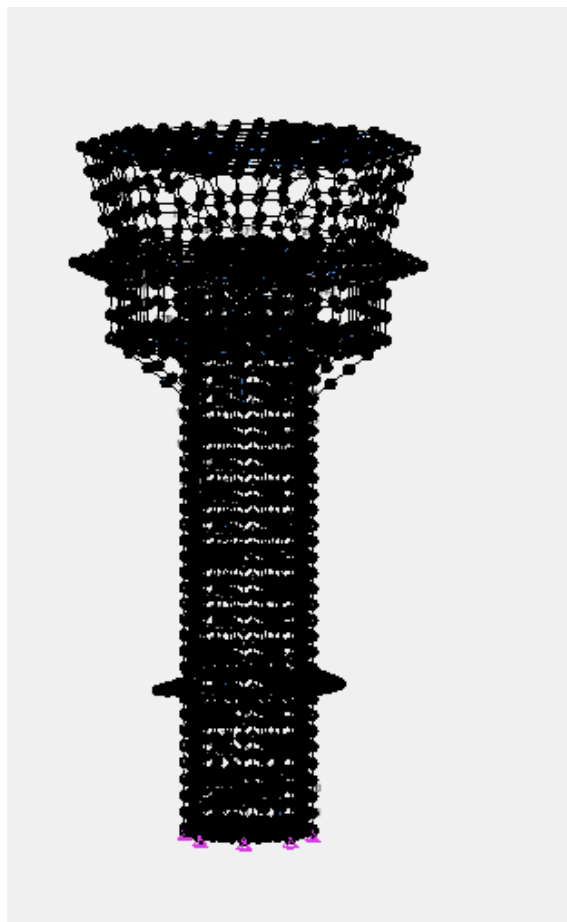
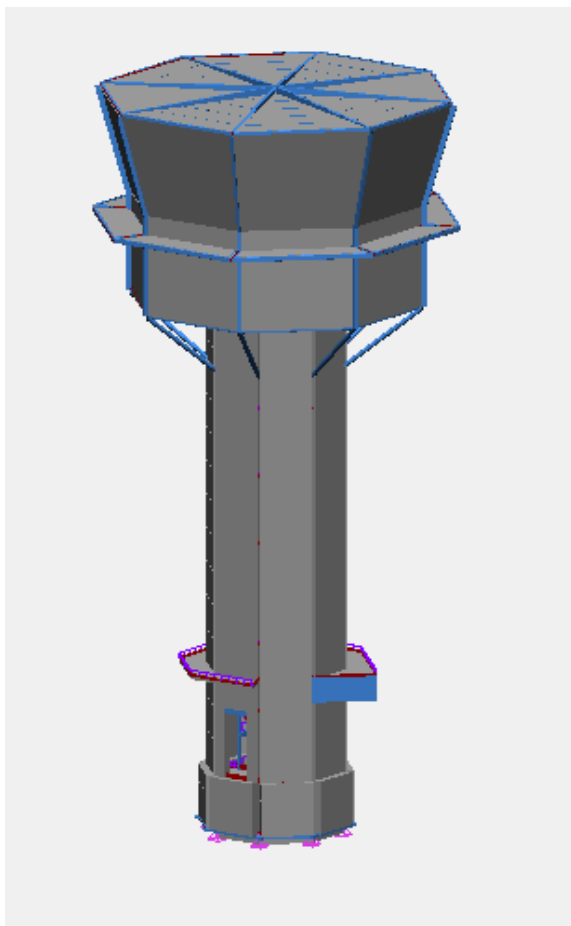
- Région : Martinique.
- Vitesse de référence du vent : $V_{b,0} = 39 \text{ m/s}$ (période de retour 100 ans).
- $C_e(6) = 2.11$
- $C_e(10) = 2.47$
- $C_e(15) = 2.81$
- $C_e(20) = 3.06 \Rightarrow q_p = 285.1 \text{ daN/m}^2$ (+30% par rapport au calcul Eurocode)

Au vu de l'âge de l'ouvrage, le maître d'ouvrage pourrait envisager qu'une prolongation de la durée de vie de l'ouvrage de 50 ans est suffisante. Nous pourrions alors partir sur $V_{b,0} = 35 \text{ m/s}$ (+5% par rapport au calcul Eurocode).

VIII. Vérification statique de la structure

1. Charges gravitaires

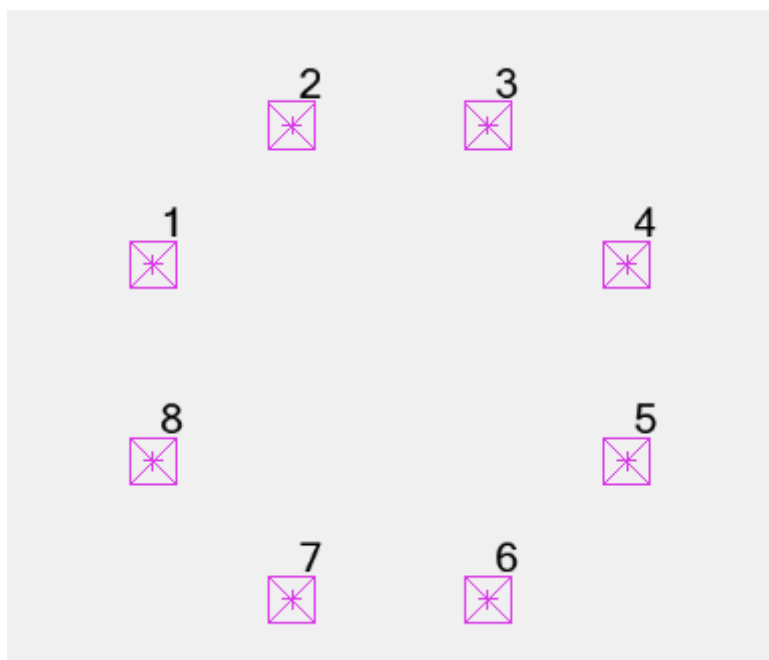
► Modèle de calcul global :



► Effort statiques totaux aux appuis

Cas	FZ(T)
G	-614,11
Q	-121,45

► Vérification des pieux



Efforts sur les pieux :

n°	G (T)	Q (T)
1(R)	-81,99	-16,64
2(R)	-70,44	-14,3
3(R)	-70,3	-14,18
4(R)	-81,64	-16,43
5(R)	-79,6	-15,51
6(R)	-75,41	-14,38
7(R)	-74,99	-14,34
8(R)	-79,74	-15,69

D'après les plans en notre possession les pieux ont un diamètre de 80 cm. Nous n'avons pas d'information sur l'étude de sol d'exécution et sur la longueur des pieux.

D'après le devis de BACHY, les pieux sous la tour de contrôle font 21 ml, nous avons uniquement retrouvé cette valeur sur le devis de BACHY. En l'absence d'éléments contradictoires, nous partons sur cette valeur.

Nous n'avons pas d'information sur le ferrailage d'exécution des pieux, uniquement le ferrailage préconisé par le concepteur.

Vérification vis-à-vis des règlements de construction

Données de l'étude de sol :

FONDATEMENTS			CALCUL AUX ETATS LIMITES		CALCUL SELON DTU 13-2	
Longueur (m)	Diamètre (m)	Ancrage (m)	Charge de fluage (kN)	Charge limite (kN)	Charge admissible (kN)	Contrainte admissible (MPa)
17,0	0,6	2,0	3019	5264	1414	5,0
	0,8		4679	8325	2513	
	1,0		6572	11852	3927	
18,0	0,6	3,0	3308	5697	1414	5,0
	0,8		5064	8903	2513	
	1,0		7143	12754	3927	
19,0	0,6	4,0	3597	6131	1414	5,0
	0,8		5450	9481	2513	
	1,0		7629	13485	3927	
20,0	0,6	5,0	3386	6564	1414	5,0
	0,8		5835	10059	2513	
	1,0		8110	14208	3927	
21,0	0,6	6,0	4175	6998	1414	5,0
	0,8		6220	10637	2513	
	1,0		8592	14930	3927	

Les pieux sont correctement dimensionnés vis-à-vis des charges statiques gravitaires vis-à-vis des hypothèses du géotechnicien

Ces résultats sont cohérents avec l'absence de désordre liée aux fondations constatée lors du diagnostic visuel.

Vérification vis-à-vis de l'Eurocode

Hypothèses de sol de l'étude de sol :

nature du sol	prof. base	E MPa)	p _l MPa	a	courbe	q _s kPa	q nég.
FORMATION DE SURFACE	9.00	1	0.10	1.00	C	0	0
ARGILE GRISE	10.00	5	0.50	0.67	Abis	22	0
LAVE ALTEREE	15.00	25	2.70	0.50	C	150	0
LAVE ROCHEUSE	50.00	50	4.00	0.50	E	230	0

Hypothèses de sol de calcul :

Nom de la couche**	Classe de sol	Epaisseur de la couche	Longueur pieu	p _l *	α_{sd}	a	b	c	q _{max}	f _{sd}	q _e	Rs,i
Formation de surface	Non prise en compte	9,0 m	9,0 m	0,1 MPa	0,00	0,0000	0,00	0,00	0 kPa	0 kPa	0 kPa	0 kN/m
Argile grise	Argile	1,0 m	1,0 m	0,5 MPa	1,25	0,0030	0,04	3,50	90 kPa	34 kPa	43 kPa	43 kN/m
Lave altérée	Même et Calcaire-Mêmeux	5,0 m	5,0 m	2,7 MPa	1,50	0,0080	0,08	3,00	170 kPa	102 kPa	152 kPa	762 kN/m
Lave Rocheuse	Roche altérée ou fragmentée	35,0 m	2,0 m	4,0 MPa	1,60	0,0100	0,08	3,00	200 kPa	120 kPa	192 kPa	384 kN/m
	Non prise en compte	0,0 m	0,0 m	0,0 MPa	0,00	0,0000	0,00	0,00	0 kPa	0 kPa	0 kPa	0 kN/m
*Valeurs de p _l issues d'un essai pressiométrique											387 kPa	1189 kN/m

Résistance à la compression calculée :

ELS	
	Combinaisons caractéristiques
	Combinaisons Quasi-permanentes
F_{cd}	0,0 kN
Coefficient γ_{cr} Tableau 14.2.1.1&2	0,9
$R_{c,cr,k}$	3873,5 kN
$R_{c,cr,d}$	4303,9 kN
	3521,4 kN

ELU	
	durable, transitoire et sismique
	accidentelles
F_{cd}	0,0 kN
γ_s	1,1
γ_b	1,00
$R_{c,d}$	1,1
	5629,1 kN
	6192,0 kN

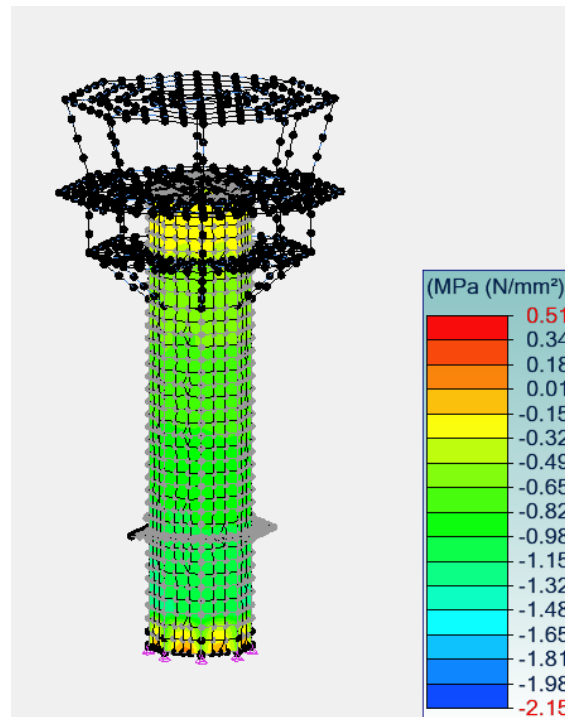
A l'Eurocode les pieux sont limités à un effort de compression de 670.6 T à l'ELS contre 251.3 T au DTU 13-2.

Les pieux ont un taux de travail de 26,1 % vis-à-vis des efforts ELS et de 24 % vis-à-vis des efforts ELU.

Les pieux sont correctement dimensionnés vis-à-vis des charges statiques gravitaires suivant les Eurocodes.

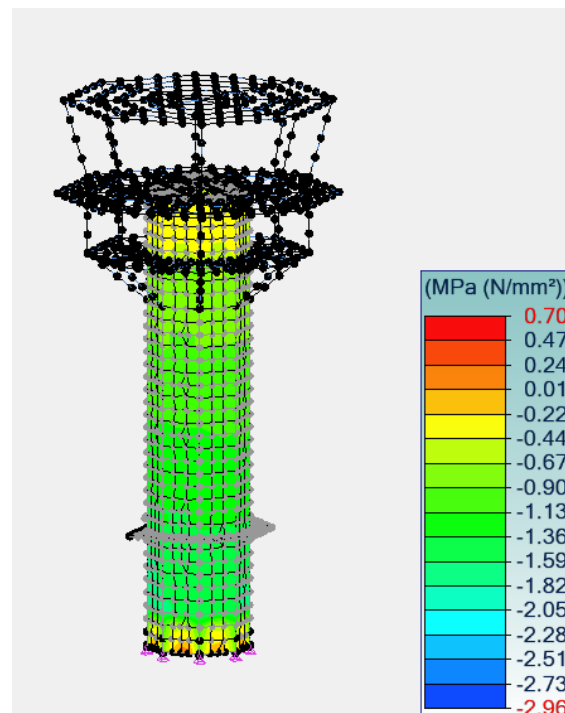
► Vérification de la structure béton :

Contrainte dans le béton sous combinaison ELS :



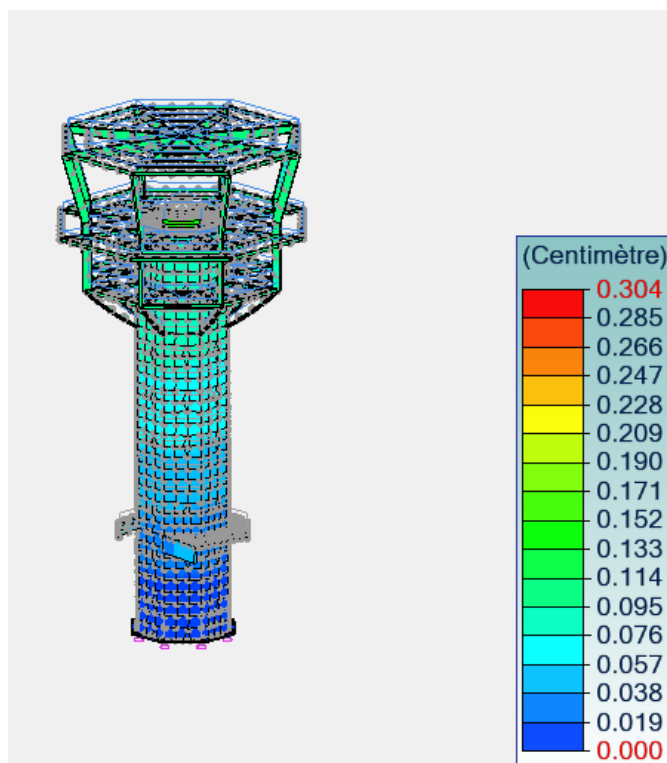
La contrainte maximale dans le béton est de $0.51 < 10$ MPa **Les contraintes sont acceptables.**

Contrainte dans le béton sous contrainte ELU :



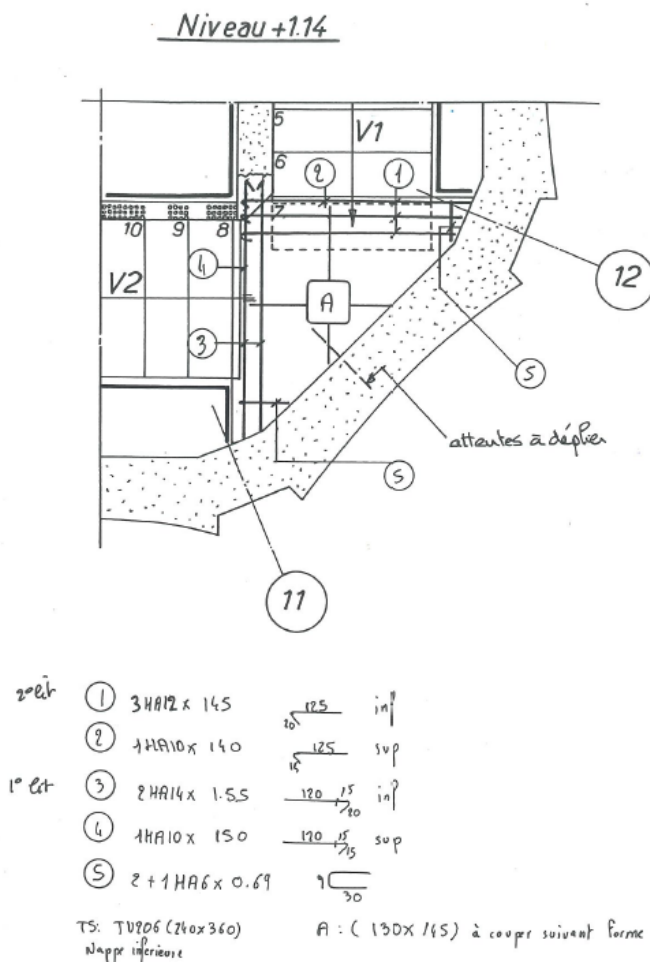
La contrainte maximale dans le béton est de $0.70 < 16.7$ MPa **Les contraintes sont acceptables.**

Déformé de la structure sous combinaison ELS :



Les déformations sont acceptables.

Vérification des plancher intermédiaire en béton armé :



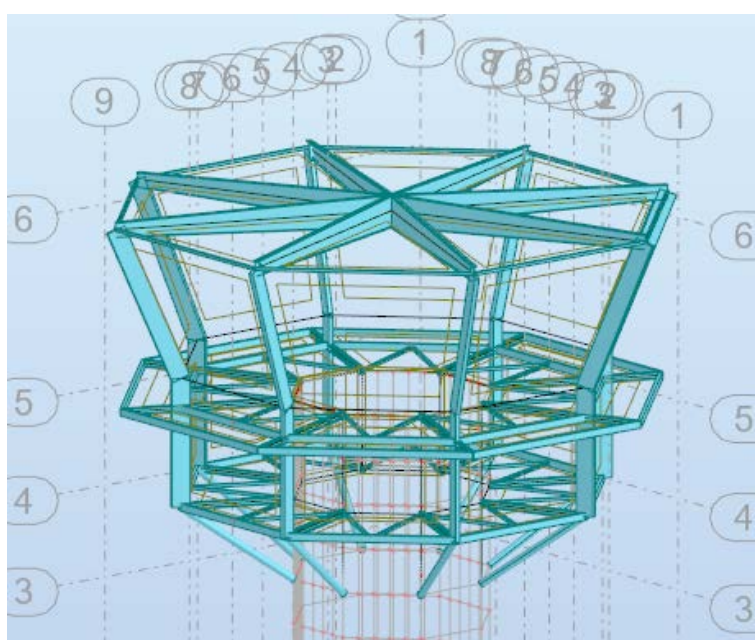
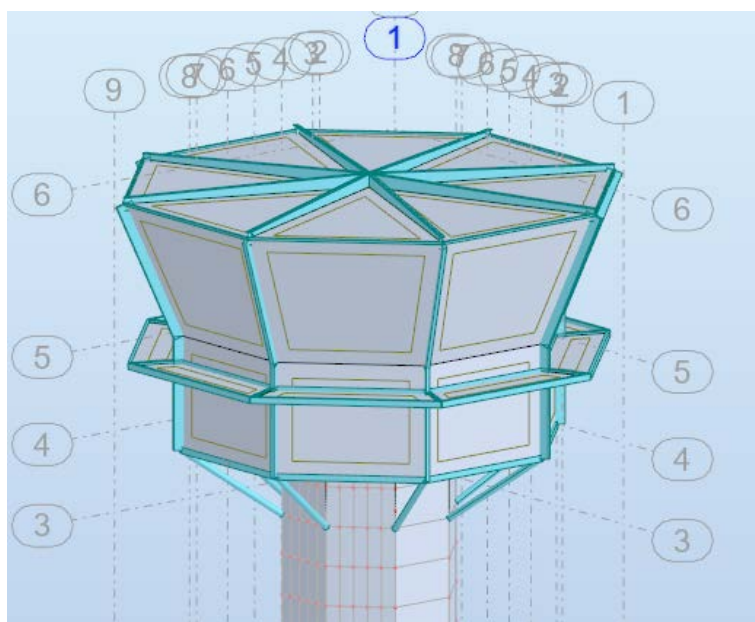
La section d'armature calculée est de 0.45 cm^2 et la section mise en place est de 1.41 cm^2 . Le taux de travail de ce plancher est de 31,9 %.

Au vu du diagnostic visuel et de la vérification calculatoire, nous pouvons considérer que la structure béton est correctement dimensionnée vis-à-vis des charges gravitaires.

► Vérification de la charpente métallique :

Nous n'avons pas en notre possession les plans de charpente et des assemblages. Nous avons modélisé notre structure à la suite d'un relevé de la structure visible sur place.








Modèle de charpente métallique :



Vérification de la charpente vis-à-vis des charges statiques :

Résultats

Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Contrefiche						
25 Contrefiche_2	 TRON 219x4.5	ACIER E24	50.45	50.45	0.46	8 ELU /1/
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180						
5 Traverse UUP 1	 UUPN 180	ACIER E24	45.05	112.31	0.26	8 ELU /15/
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180						
341 Traverse UU	 UUPN 180	ACIER E24	45.06	112.32	0.61	8 ELU /1/
Famille : 4 Poteau support toit						
397 Poteau supp	 CAISS_L_1	ACIER E24	46.86	74.27	0.78	8 ELU /15/
Famille : 5 Traverse toit						
51 Poutre toiture_	 I-SYM_V_1	ACIER E24	31.17	131.61	0.62	8 ELU /15/
Famille : 6 CTV plancher						
301 CTV planche	 TCAR 80x3.2	ACIER E24	187.22	187.22	0.30	40 ACC /109/
Famille : 7 Solives						
30 Solive_30	 TREC 200x10	ACIER E24	62.10	53.01	0.89	8 ELU /2/

La charpente est correctement dimensionnée pour reprendre les efforts statiques.

Vérification des flèches :

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180										
6	OK UUPN 180	ACIER E24	0.06	28 ELS /10/	-	-	-	-	-	-
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180										
316 Traverse UU	OK UUPN 180	ACIER E24	0.05	9 Vent X+Y+ 59,29	-	-	-	-	-	-
Famille : 4 Poteau support toit										
43 Poteau support	OK CAISS_L_1	ACIER E24	-	-	-	-	0.85	48 Vent X+ 67,54 m/	0.49	12 Norme sismique
Famille : 5 Traverse toit										
56 Poutre toiture_	OK I-SYM_V_1	ACIER E24	-	-	-	-	0.13	48 Vent X+ 67,54 m/	0.05	28 ELS /10/

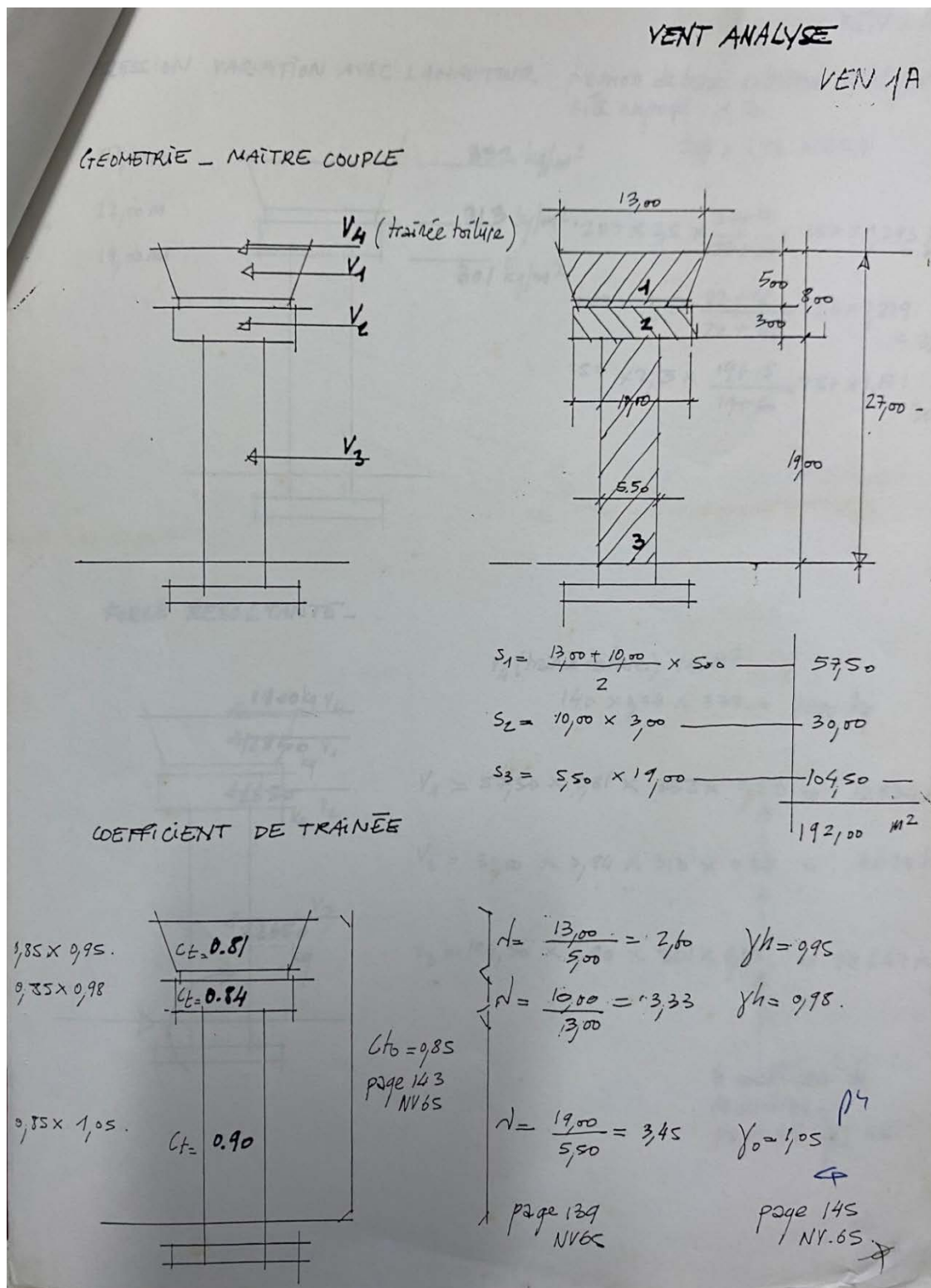
La charpente est correctement dimensionnée vis-à-vis de la flèche.

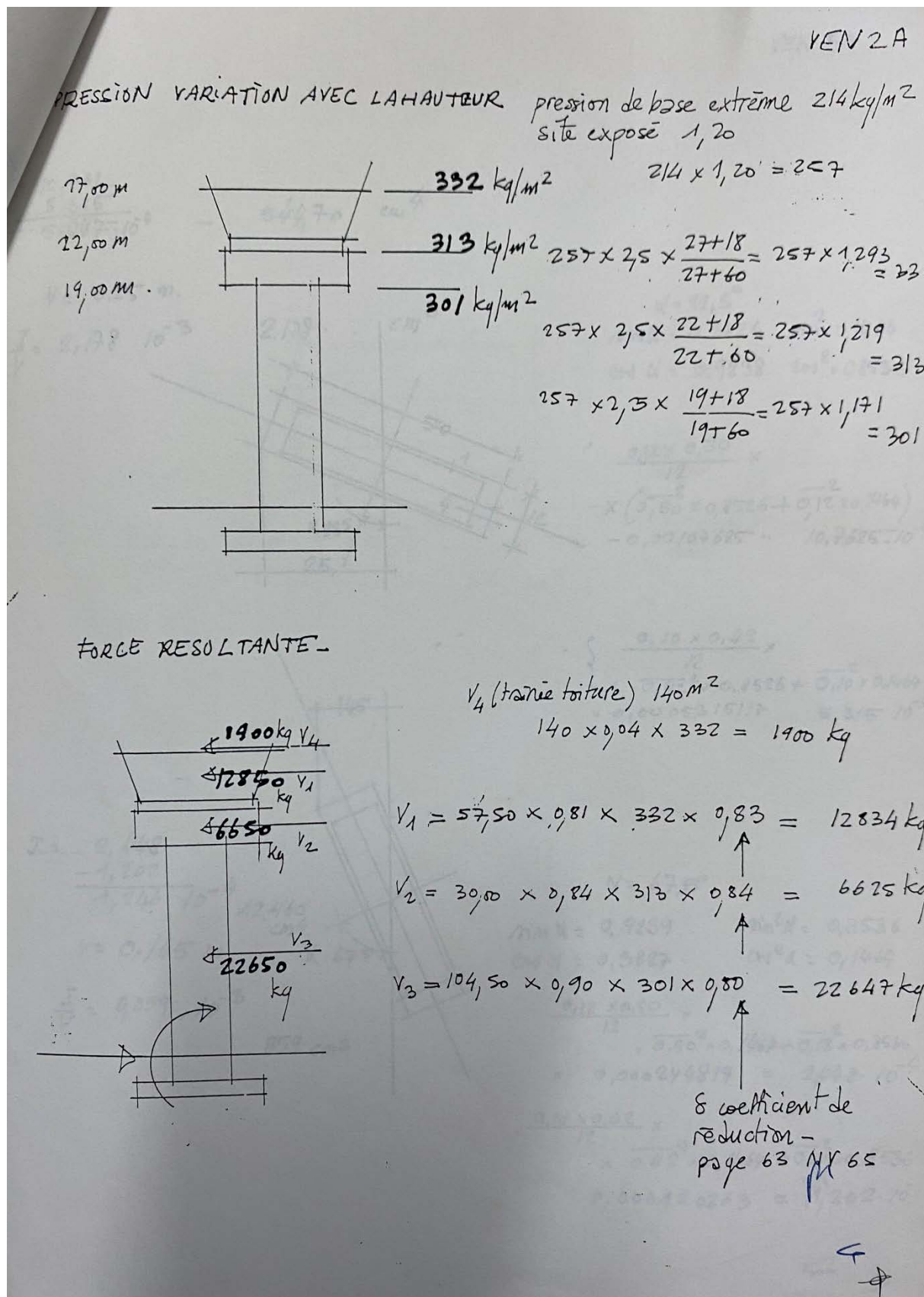
Au vu du diagnostic visuel et de la vérification calculatoire, nous pouvons considérer que la structure métallique est correctement dimensionnée vis-à-vis des charges gravitaires.

2. Vent

► Calcul NV65

Calculs effectués lors du dimensionnement de la tour issue du document NOTE DE CALCUL – EXTRAIT réalisé par la MOE :

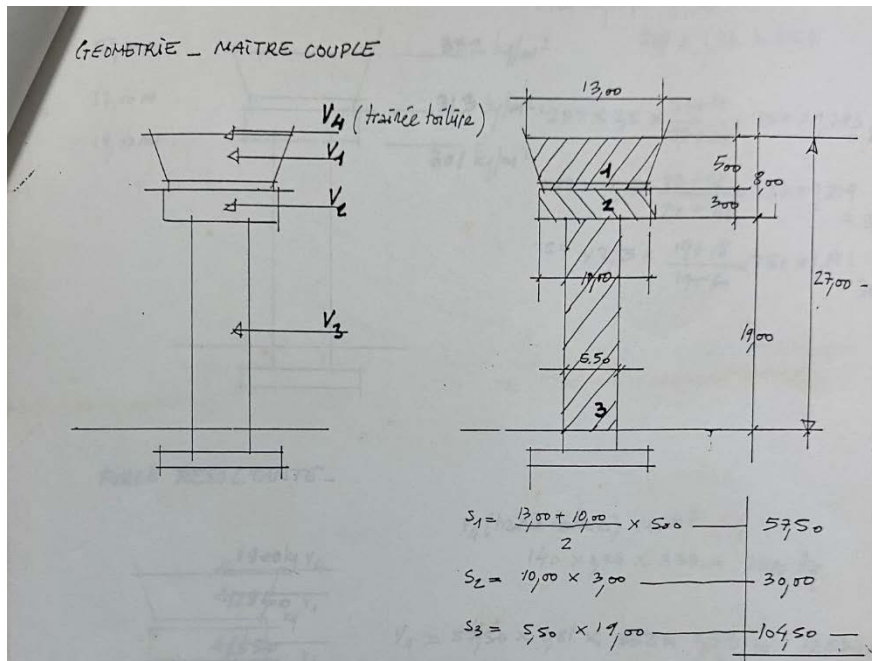




Les calculs semblent corrects. Les calculs manuels de la NV 65 sont proches des calculs Euro-code pour un bâtiment de ce type.

► Calcul Eurocode

Calcul Eurocode (norme actuelle)



Les calculs ont été réalisés avec les mêmes hypothèses de surface que le calcul NV 65.

$$V_1 = 12.64 \text{ T}$$

$$V_2 = 6.351 \text{ T}$$

$$V_3 = 21.53 \text{ T}$$

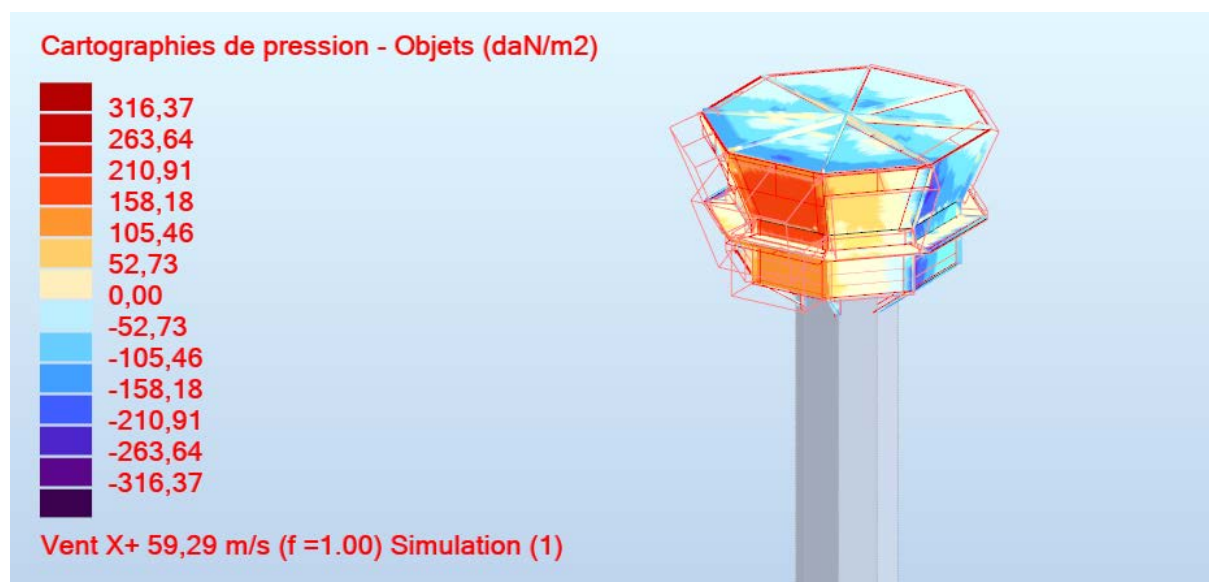
$$V_4 = 1.23 \text{ T}$$

Ces efforts sont très proches des efforts calculés avec la NV 65. Nous pouvons considérer que la tour respecte les efforts de vent Eurocode.

Par contre, nous trouvons le calcul de l'Eurocode imprécis pour prendre en compte la géométrie complexe de la tour. Notamment vis-à-vis des soulèvements et des efforts ponctuels. Pour cela nous l'avons vérifié avec la soufflerie numérique du logiciel Robot.

Calcul avec la soufflerie du logiciel Robot

La soufflerie numérique du logiciel Robot n'est pas reconnu en tant que tel par les règlements de calculs. Elle ne fonctionne pas pour les bâtiments avec des formes trop complexes. Elle est adaptée pour calculer la tour.



Vérification de la charpente :

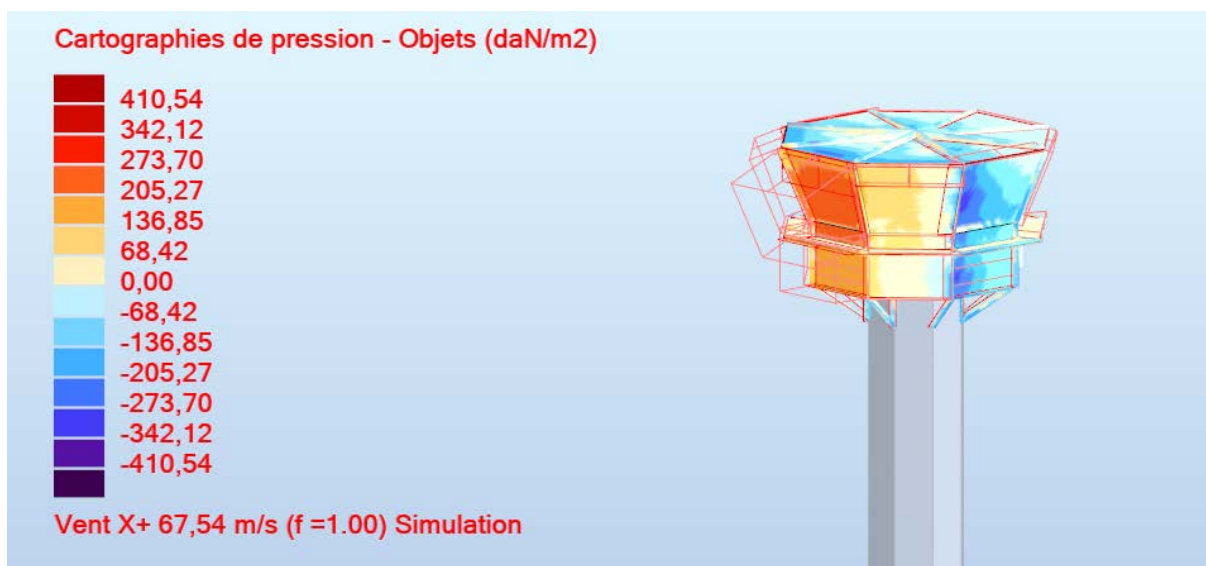
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Contrefiche						
25 Contrefiche_2	TRON 219x4.5	ACIER E24	50.45	50.45	0.46	8 ELU /2/
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180						
5 Traverse UUP 1	UUPN 180	ACIER E24	45.05	112.31	0.26	8 ELU /27/
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180						
341 Traverse UU	UUPN 180	ACIER E24	45.06	112.32	0.61	8 ELU /4/
Famille : 4 Poteau support toit						
397 Poteau supp	CAISS_I_1	ACIER E24	46.86	74.27	0.78	8 ELU /27/
Famille : 5 Traverse toit						
51 Poutre toiture	I-SYM_V_1	ACIER E24	31.17	131.61	0.62	8 ELU /27/
Famille : 6 CTV plancher						
424 CTV planche	TCAR 80x3.2	ACIER E24	187.22	187.22	0.30	8 ELU /38/
Famille : 7 Solives						
30 Solive_30	TREC 200x10	ACIER E24	62.10	53.01	0.89	8 ELU /1/

La charpente est correctement dimensionnée pour reprendre les efforts du vent Eurocode.

Les efforts de vent Eurocode sont proches des efforts de vent du calcul NV65. La soufflerie numérique prend en compte la forme de la tour de façon réaliste et donne des efforts plus faibles que le calcul manuel, car le calcul manuel est plus sécuritaire pour prendre en compte les imprécisions.

► Calcul Eurocode pour les permis déposés à partir du 1er janvier 2025

Le vent a été modéliser avec la soufflerie numérique du logiciel Robot.



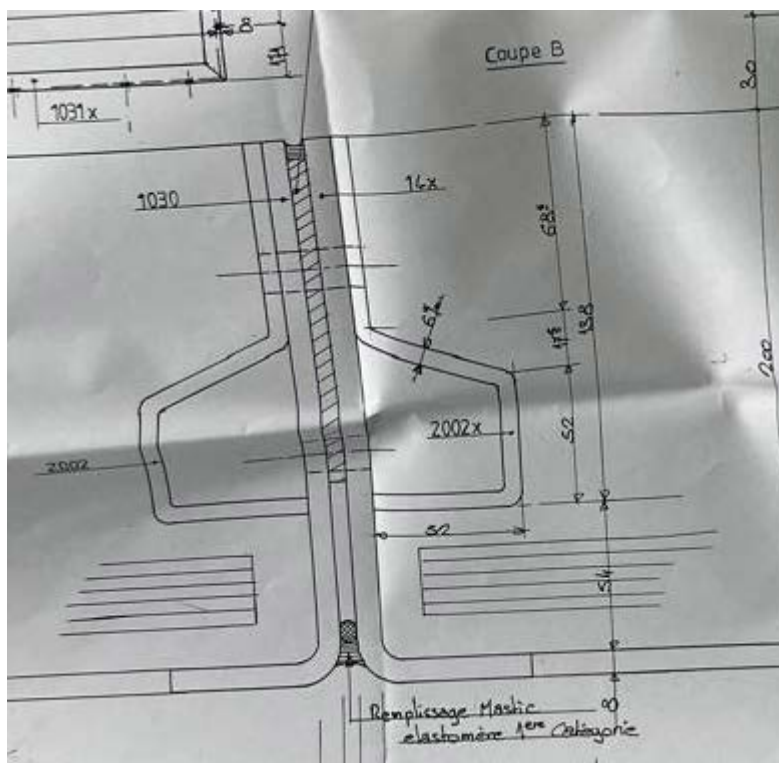
Vérification de la charpente :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Contrefiche						
25 Contrefiche_2	OK TRON 219x4.5	ACIER E24	50.45	50.45	0.46	8 ELU /2/
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180						
7 Traverse UUP 1	OK UUPN 180	ACIER E24	45.05	112.31	0.28	8 ELU /16/
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180						
341 Traverse UU	OK UUPN 180	ACIER E24	45.06	112.32	0.61	8 ELU /4/
Famille : 4 Poteau support toit						
399 Poteau supp	OK CAISS_I_1	ACIER E24	46.86	74.27	0.83	8 ELU /16/
Famille : 5 Traverse toit						
51 Poutre toiture	OK I-SYM_V_1	ACIER E24	31.17	131.61	0.62	8 ELU /13/
Famille : 6 CTV plancher						
424 CTV planche	OK TCAR 80x3.2	ACIER E24	187.22	187.22	0.38	8 ELU /20/
Famille : 7 Solives						
30 Solive_30	OK TREC 200x10	ACIER E24	62.10	53.01	0.89	8 ELU /1/

La charpente est correctement dimensionnée pour reprendre les efforts du vent Eurocode.

La soufflerie numérique prend en compte la forme de la tour de façon réaliste et donne des efforts plus faibles que le calcul manuel.

Vérification des supports des vitragess



Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 1						
1 Barre_1	OK T_1	ACIER E24	62.44	136.19	0.71	3 ELU /1/

Le support résiste aux efforts.

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 1 1						
1 Barre_1	OK T_1	ACIER E24	0.00		0.57	1*1 + 1*2

La flèche est respectée.

IX. Opportunité d'installation d'un niveau supplémentaire

Les calculs effectués dans le cadre de cette étude montrent qu'il est techniquement possible d'implanter une vigie provisoire sous la sous-vigie. La structure dispose de réserve de charges suffisante vis-à-vis des efforts statiques pour envisager cette solution.



Analyse technique

Base structurelle : Les réservations de la passerelle provisoire offrent un point d'appui adapté, avec des capacités de charge suffisantes pour supporter une installation temporaire. Au vu de la mise en place d'une passerelle provisoire lors de la construction de la tour, on peut penser que ces appuis résisteront aux efforts apportés.

Renforts localisés potentiels : Bien que les évaluations initiales soient positives, il est crucial d'entreprendre des analyses détaillées pour vérifier la résistance des assemblages et éventuellement prévoir des renforcements localisés au niveau des points de fixation.

Perspectives de réalisation

Une évaluation précise des coûts et des impacts opérationnels devra être incluse dans la prochaine étape du projet, elle sera réalisée dans la partie M4.

Ainsi, l'ajout d'un niveau supplémentaire est techniquement envisageable et constituerait une solution intéressante pour assurer la continuité des opérations pendant les phases de rénovation de la vigie principale.

X. Conclusion

Les résultats des analyses statiques de la structure de la tour de contrôle de l'aéroport Aimé Césaire permettent de conclure que la structure actuelle est globalement apte à supporter les charges statiques.

Voici les points clés de synthèse :

Marge de charge des planchers : Les planchers présentent un taux de travail largement inférieur aux limites acceptables, avec une capacité de résistance bien dimensionnée pour les charges gravitaires et d'exploitation. Les charges de plancher prises en compte dans le calcul ont été les mêmes pour la vigie et la sous-vigie. Les planchers de la sous-vigie résisteront aux charges des équipements de la vigie.

Pieux béton : La vérification des pieux de fondation a montré que ceux-ci présentent un taux de travail réduit, garantissant une réserve importante en termes de capacité portante, même dans les conditions les plus contraignantes. Nous avons tout de même de grandes inconnues sur la longueur et le ferraillage des pieux.

Structure en béton armé : Les calculs ont confirmé que les contraintes enregistrées sous les combinaisons de charges statiques restent largement en deçà des seuils critiques. La structure est correctement dimensionnée pour reprendre les charges statiques.

Charpente métallique : Les évaluations montrent que la charpente peut reprendre les efforts statiques et les charges de vent, y compris selon les réglementations en vigueur à partir de 2025.

Résistance au vent : Les calculs, y compris ceux basés sur la soufflerie numérique, confirment que la structure respecte les exigences des normes actuelles et futures.

Adaptabilité à un niveau supplémentaire : La faisabilité de l'installation d'une vigie provisoire sous la sous-vigie a été validée, sous réserve d'études plus poussées sur les besoins en renforcement localisé.

En conclusion, les calculs et vérifications menés dans le cadre de cette étude permettent de confirmer que la tour de contrôle est apte à être rénovée pour les besoins prévus. L'ensemble des données recueillies constitue une base solide pour envisager des travaux de réhabilitation en toute sécurité, dans le respect des normes et contraintes techniques.

Fin du rapport

L'ingénieur

MARTINIQUE –LE LAMENTIN

Maître D'Ouvrage



SNA-AG

Aéroport Martinique Aimé Césaire
97232 LE LAMENTIN

TOUR DE CONTROLE AEROPORT AIME CESAIRE



M1S – DEFINITION DE LA VULNERABILITE AU SEISME DE LA TOUR

IBCONSULT
Bureau d'Etudes Techniques

Carrière Ernoul, Pointe des Nègres
97200 FORT DE FRANCE

☎: 0596 61 44 44, Email : ibconsult@ibc972.fr

SOMMAIRE

I. NOS MISSIONS	2
II. MISSION M1S : DEFINITION DE LA VULNERABILITE AU SEISME DU BATIMENT	3
III. OBJET DE LA NOTE	3
IV. DONNEES D'ENTREE	3
1. Documents techniques	3
2. Règlements	4
3. Logiciels utilisés	4
V. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE	5
1. Fondations	5
2. Fût	5
3. Sous-vigie (locaux techniques et du personnel)	5
4. Vigie (Sommet)	5
VI. DEMARCHE DE L'ETUDE	6
1. Calcul	6
2. Analyse des résultats	6
VII. METHODOLOGIE DE MODELISATION EF	7
VIII. HYPOTHESES	9
1. Matériaux	9
2. Chargement	9
IX. VERIFICATION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	12
1. Calcul réalisé lors du dimensionnement de la tour	12
2. Calculs Eurocode bâtiment neuf	14
3. Bâtiment existant	19
4. Calcul avec de l'interaction sol/structure	25
5. Vérification de l'effort sismique résistant de la tour	29
6. Conclusion	31
X. PROPOSITION D'AMELIORATION DU COMPORTEMENT DE LA TOUR AU SEISME	33
1. Pieux béton	33
2. Structure béton	33
3. Charpente métallique	34
XI. NIVEAUX DE DOMMAGES ATTENDUS EN FONCTION DU SEISME	35
XII. CONCLUSION	37

I. Nos Missions

Le projet porte sur la réhabilitation de la vigie de la tour de contrôle de l'aéroport de Fort-de-France, construite en 1997, qui présente aujourd'hui des signes de vieillissement et des défauts de fonctionnement des systèmes internes, tels que l'étanchéité de la toiture et la climatisation.

Par ailleurs, la Direction Générale de l'Aviation Civile (DGAC) prévoit d'installer un nouveau système de contrôle aérien, nécessitant une rénovation complète de l'intérieur de la vigie.

Partant de ce constat, la DGAC souhaite réaliser une série d'études de faisabilité techniques en vue de caractériser, puis d'améliorer le degré de fiabilité de ses ouvrages. Elle a décidé de commander au bureau d'études IB CONSULT cette mission d'études techniques structurelles.

Le diagnostic technique et structurel du bâtiment est primordial pour évaluer l'état des infrastructures actuelles et proposer des solutions viables et durables de réhabilitation.

Le projet est organisé en plusieurs missions structurées, visant à diagnostiquer l'état de la vigie actuelle, proposer des solutions de réhabilitation et mettre en place des installations provisoires pour maintenir les opérations. Voici un aperçu des principales missions du bureau d'études structure :

- **Mission M1 – Diagnostic de la tour (vigie, sous-vigie, fût)**
Diagnostic complet de la structure actuelle via analyse documentaire, relevés, et modélisation. Évalue l'état des éléments structurels et propose des interventions pour assurer la durabilité.
- **Mission M1S – Définition de la vulnérabilité sismique**
Analyse de la vulnérabilité sismique selon les Eurocodes 8. Modélisation dynamique et propositions de solutions pour améliorer la résistance sismique, avec étude de faisabilité technique et financière.
- **Mission M2 – Faisabilité de la rénovation de la vigie**
Étude de faisabilité des rénovations (vitres, enveloppe). Propose des solutions de renforcement, un programme chiffré, et des plans détaillés pour assurer une réhabilitation efficace.
- **Mission M3 – Installation d'une vigie provisoire en sous-vigie**
Évalue la faisabilité technique et structurelle d'une vigie provisoire sous la sous-vigie, avec étude des impacts sur la résistance sismique et renforts nécessaires.
- **Mission M4 – Installation d'une vigie provisoire en dessous de la sous-vigie**
Analyse similaire à la Mission M3, mais centrée sur l'installation en dessous de la sous-vigie, avec étude des appuis structurels et des points de fixation.
- **Mission M5 et M6 – Diagnostic et faisabilité d'une vigie provisoire sur le bloc technique**
Diagnostic du bloc technique pour supporter une vigie provisoire, suivi d'une étude de faisabilité intégrant des renforts structurels et la conformité aux contraintes sismiques.

II. Mission M1S : Définition de la vulnérabilité au séisme du bâtiment

Cette mission a pour objectif principal de caractériser la vulnérabilité sismique de la structure existante afin d'identifier les éventuelles fragilités et les besoins en termes de renforcement ou d'adaptation aux normes parasismiques en vigueur. Elle s'articule autour de plusieurs étapes clés, à savoir l'analyse des documents techniques disponibles, la réalisation de relevés structuraux détaillés sur site, ainsi que l'élaboration d'un modèle structurel spécifique. Ce modèle permettra de simuler le comportement dynamique du bâtiment face à des sollicitations sismiques, en identifiant notamment les zones critiques susceptibles de présenter des défaillances.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique se base sur une approche méthodique combinant les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure, les propriétés des matériaux et les données sismiques propres au site. L'objectif est de proposer des recommandations adaptées pour garantir la sécurité de l'ouvrage et des occupants face aux risques sismiques. Ces recommandations pourront inclure des travaux de renforcement, des modifications de conception ou des mesures préventives spécifiques.

Afin de garantir la précision de l'évaluation, des investigations complémentaires seront réalisées. Celles-ci peuvent inclure des essais destructifs ou non destructifs, tels que des relevés endoscopiques, des essais dynamiques ou encore des mesures de propriétés mécaniques in situ. Les données collectées permettront de mieux comprendre le comportement de la structure sous des sollicitations sismiques.

III. Objet de la note

Cette note a pour objectif de vérifier la structure de la tour suite au séisme. Elle analysera le comportement de la tour suivant différentes intensités de séisme et analysera la possibilité de renforcer la tour.

IV. Données d'entrée

1. Documents techniques

- Diagnostic Visuel et calculatoire de la mission M1.
- Données supports fournis.

2. Règlements

Règlements actuels :

- NF EN 1990 Eurocode 0 : Base de calcul des structures
- NF EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- NF EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- NF EN 1992 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- NF EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- NF EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- Arrêté du 22 octobre 2010 avec ses Décrets n°2010-1255 et n°2010-1254.

Règlements en vigueur lors de la réalisation de la tour :

- Vent : NV 65
- Charpente métallique : CM 66
- Structure béton : BAEL 80 ou 91 ou Fascicule 65
- Fondations spéciales : Fascicule 62
- Parasismique : AFPS 90 ou PS69

3. Logiciels utilisés

La modélisation statique du projet est réalisée avec le logiciel Arche Ossature de la suite Graitec.

La modélisation dynamique du projet est réalisée avec le logiciel Advance Design de la suite Graitec.

La modélisation de la charpente métallique est réalisée avec le logiciel Robot Structural Analysis.

V. Description de la structure



1. Fondations

La tour de contrôle repose sur un système de fondations profondes constitué de pieux en béton armé, qui reprennent les charges verticales et horizontales en les transmettant au sol.

2. Fût

Le fût de la tour présente une section octogonale en béton armé. Le fût abrite l'escalier et l'ascenseur de la tour de contrôle. D'après les plans du fût, les volées d'escalier ont été préfabriquées.

3. Sous-vigie (locaux techniques et du personnel)

La sous-vigie abrite les installations techniques et les locaux dédiés au personnel. Cette partie de la structure est réalisée en ossature métallique. La structure métallique vient en encorbellement du fût béton et est appuyée sur des bracons métalliques.

4. Vigie (Sommet)

La vigie, située au sommet de la tour, repose sur la structure métallique de la sous-vigie et le fût béton. Cette structure est composée de portiques métalliques rayonnants encastrés au centre de la tour.

VI. Démarche de l'étude

Ce paragraphe présente la démarche générale de l'étude en plusieurs étapes.

- Modélisation
- Analyse documentaire et recueil des données
- Étude des dispositions constructives retenues par le concepteur et élaboration des hypothèses de modélisation adaptées aux différentes étapes de la prestation.
- Identification des éléments de structures principaux
- Identification des surcharges gravitaires
- Définition des charges d'exploitation
- Définition et calcul des masses des éléments secondaires non modélisés
- Définition du cas de charge sismique
- Construction de la géométrie CAO 3D à partir des plans fournis
- Élaboration du modèle 3D aux éléments finis (EF)
- Discrétisation en maillage EF du modèle CAO 3D avec un pas de discrétisation de 0,7 m
- Contrôle qualité du modèle numérique : vérification des données de modélisation ainsi que des résultats (chargements et masses appliqués, liaisons, etc...)

1. Calcul

- Analyses statiques des cas de charges unitaires : poids propre, charges d'exploitation
- Analyses sismiques modales spectrales linéaires pour un spectre de dimensionnement donné
- Combinaison des sollicitations pour la situation fondamentale
- Combinaison des sollicitations pour la situation sismique

Les calculs seront effectués selon les règlements actuels et ceux en vigueur au moment de la construction de la tour.

2. Analyse des résultats

- Extraction des grandeurs d'intérêt :
 - Déplacements absolus, relatifs et accélérations enveloppes
 - Efforts généralisés (N, M, V) dans les éléments poutre et poteau en BA
 - Efforts généralisés dans les éléments de dalles et voiles en BA
- Vérification des éléments de structure.

VII. Méthodologie de modélisation EF

Le modèle 3D est composé d'éléments plans, filaires et ponctuels pour représenter les dalles, voiles, poutres, poteaux. Les ouvertures et autres trémies de dimensions significatives (portes, fenêtres, baies vitrées, etc..) sont prises en compte.

Les éléments non structuraux (acrotères, façades, escaliers, etc.), qui ne sont pas modélisés en EF sont pris en compte dans le modèle en tant que masses ponctuelles, linéiques ou surfaciques, dont la contribution (pour un cas de charge) selon les directions horizontales et verticales est appréciée selon les cas.

Voiles et dalles

Les planchers et les voiles sont des éléments porteurs en béton armé. Ils sont modélisés en leur feuillet moyen par des éléments de plaques.

Poteaux et poutres

Les poteaux et poutres sont modélisés par des éléments filaires. Leurs maillages se situent au niveau du feuillet moyen des poteaux et poutres principaux.

Fondation

Les fondations sont modélisées avec des appuis rigides ou élastiques.

Liaisons entre éléments

Les liaisons entre éléments de structure sont considérées encastrees pour les éléments surfaciques (hors plancher collaborant) et articulées pour les éléments filaires (hors éléments de charpentes encastres).

Modélisation des masses

Les surcharges sont soit réparties en surface, soit réparties de façon linéique, soit appliquées ponctuellement.

Les masses sont modélisées sous forme de masses réparties sur les éléments ou concentrées aux nœuds du maillage. Le poids propre des éléments modélisés est automatiquement pris en compte par le logiciel.

Maillage

Le maillage est réalisé de façon à avoir de préférence des mailles surfaciques réglées (de forme rectangulaire) ou quadrangulaires régulières, et autant que possible de tailles similaires. Le pas de discrétisation maximale est pris égal à 70 cm pour les éléments verticaux et de 100 cm pour les éléments horizontaux.

Calcul de la réponse sismique

Le calcul de la réponse de chaque structure au séisme est réalisé par une analyse dynamique modale spectrale dans les deux directions horizontales, en considérant le spectre de réponse du site et le coefficient de comportement associé à la direction du séisme. Les modes propres sont déterminés jusqu'à atteindre la fréquence de coupure du spectre de sol (35 Hz) ou d'une masse effective cumulée d'au moins 90 % ou d'une masse effective cumulée d'au moins 90 % avec un mode résiduel. Des pseudo-modes en accélération et en déplacement sont pris en compte pour restituer les éventuelles masses manquantes. Les réponses modales sont superposées par la méthode quadratique complète algébrique (méthode CQC signée).

Ces calculs mettent en évidence pour chaque direction d'excitation :

- les déplacements,
- les accélérations,
- les sollicitations d'ensemble à la base des bâtiments,
- les sollicitations dans les éléments de structure.

Les sollicitations sismiques dans les éléments structuraux sont déterminées directement à partir des résultats de l'analyse dynamique modale spectrale, et non par un calcul pseudo-statique, ceci afin de ne pas introduire de conservatisme excessif dans les calculs. Lorsque l'analyse d'un élément structurel fait intervenir plusieurs grandeurs agissantes simultanément (par exemple : flexion composée et/ou déviée des poutres et poteaux, flexion composée des coques), la cohérence des signes des différentes composantes de sollicitation sismique est reconstituée en ré-affectant un signe aux efforts CQC par référence à un cas de charge d'accélération unitaire dans la direction du séisme.

Puis les directions de séisme sont superposées suivant la règle de cumul de Newmark, et sont combinées aux cas de chargement statiques.

Calcul des déplacements sismiques

Les déplacements sous combinaisons sismiques sont calculés en effectuant le cumul des déplacements de chaque réponse modale par CQC puis par combinaisons de Newmark.

Les déplacements des réponses modales sont déterminés sur la base des déformations élastiques de la structure produites par l'action sismique.

Ces déplacements permettent de vérifier :

- les largeurs de joints à partir des déplacements différentiels entre bâtiments ;
- le critère de limitation des dommages.

VIII. Hypothèses

1. Matériaux

► Béton armé

Béton

- Béton de type C25/30.
- Enrobage : 5 cm en infrastructure et 3 cm superstructure.
- Masse volumique du béton armé : 2500 kg/m³.

Acier

- Limite caractéristique d'élasticité : 500 MPa.

► Charpente métallique

- Masse volumique $\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$
- S355 (E36) poteaux et poutres de la vigie
- S235 (E24) reste de la structure

2. Chargement

► Charges permanentes

- Poids propre des éléments.
- Surcharge permanente :
 - 100 kg/m² pour l'escalier, les paliers et les toitures sur dalle béton.
 - 200 kg/m² pour la vigie sur dalle béton.
- 300 kg/m² pour les planchers collaborant, y compris poids propre.
- 50 kg/m² pour la couverture métallique et étanchéité en toiture
- 25 kg/m² pour le bardage métallique
- 40 kg/m² pour le vitrage de la vigie.

► Charge d'exploitation

Les principales charges d'exploitation retenues dans le projet sont les suivantes, suivant la norme NF EN 1991 + AN et les données du programme, plus particulièrement :

- Vigie et sous-vigie : 400 daN/m²
- Circulations : 250 daN/m²
- Terrasse technique : 100 daN/m².

► Sismiques

Hypothèses pris lors de la construction de la tour

Règlement utilisé : PS 69

Bâtiment de groupe II

Commentaire sur les hypothèses de calculs initiaux :

Lors de la construction de la tour, les règlements AFPS 90 déjà utilisés aux Antilles à cette période n'ont pas été utilisés.

La prise en compte des efforts sismiques était beaucoup plus simpliste dans les PS 69 et l'accélération sismique était sous-évaluée. L'impact des sols mou, comme le sol de fondation de la tour, était mal pris en compte dans les PS69.

Le bâtiment a été considéré de groupe II lors du calcul, cela correspond à un bâtiment de catégorie III à l'Eurocode. Cela ne convient pas pour un bâtiment de contrôle de la sécurité aérienne.

Calcul Eurocode bâtiment neuf

Zone de sismicité :

- Zone 5 ;
- $a_{gr} = 3 \text{ m/s}^2$;

Classe de sol :

- Classe C (établi avec les critères Eurocode sur la base des études de sol initiales) ;
- Coefficient d'amplification topographique : $S_t = 1$;

Catégorie du bâtiment :

- Catégorie IV ;
- $\gamma_I = 1.4$;
- Classe de ductilité : DCL ;
- Coefficient de comportement des bâtiments : $q = 1,5$;

Commentaire sur les hypothèses de calcul Eurocode sur les bâtiments neufs :

Nous avons considéré le bâtiment en ductilité faible, car le règlement de construction n'impose pas de mesure pour augmenter la ductilité de la structure.

La catégorie d'importance du bâtiment pris en compte est IV. Les bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne sont classés dans cette catégorie.

Ces hypothèses correspondent à un séisme avec une période de retour de 1000 ans (séisme qui se produit une fois tous les 1000 ans). Cette hypothèse est basée sur le fait que les ouvrages neufs

de catégorie IV ont une durée de vie de 100 ans et donc une probabilité de 10 % de subir ce séisme dans leur durée de vie. Cela correspond environ à une probabilité de 5 % sur 50 ans.

Calcul Eurocode bâtiment existant

Zone de sismicité :

- Zone 5 ;
- $a_{gr} = 3 \times 0.6 = 1.8 \text{ m/s}^2$;

Classe de sol :

- Classe C (établi avec les critères Eurocode sur la base des études de sol initiales) ;
- Coefficient d'amplification topographique : $S_t = 1$;

Catégorie du bâtiment :

- Catégorie IV ;
- $\gamma_i = 1.4$;
- Classe de ductilité : DCL ;
- Coefficient de comportement des bâtiments : $q = 1.5$;

Commentaire sur les hypothèses de calcul Eurocode sur les bâtiments existants :

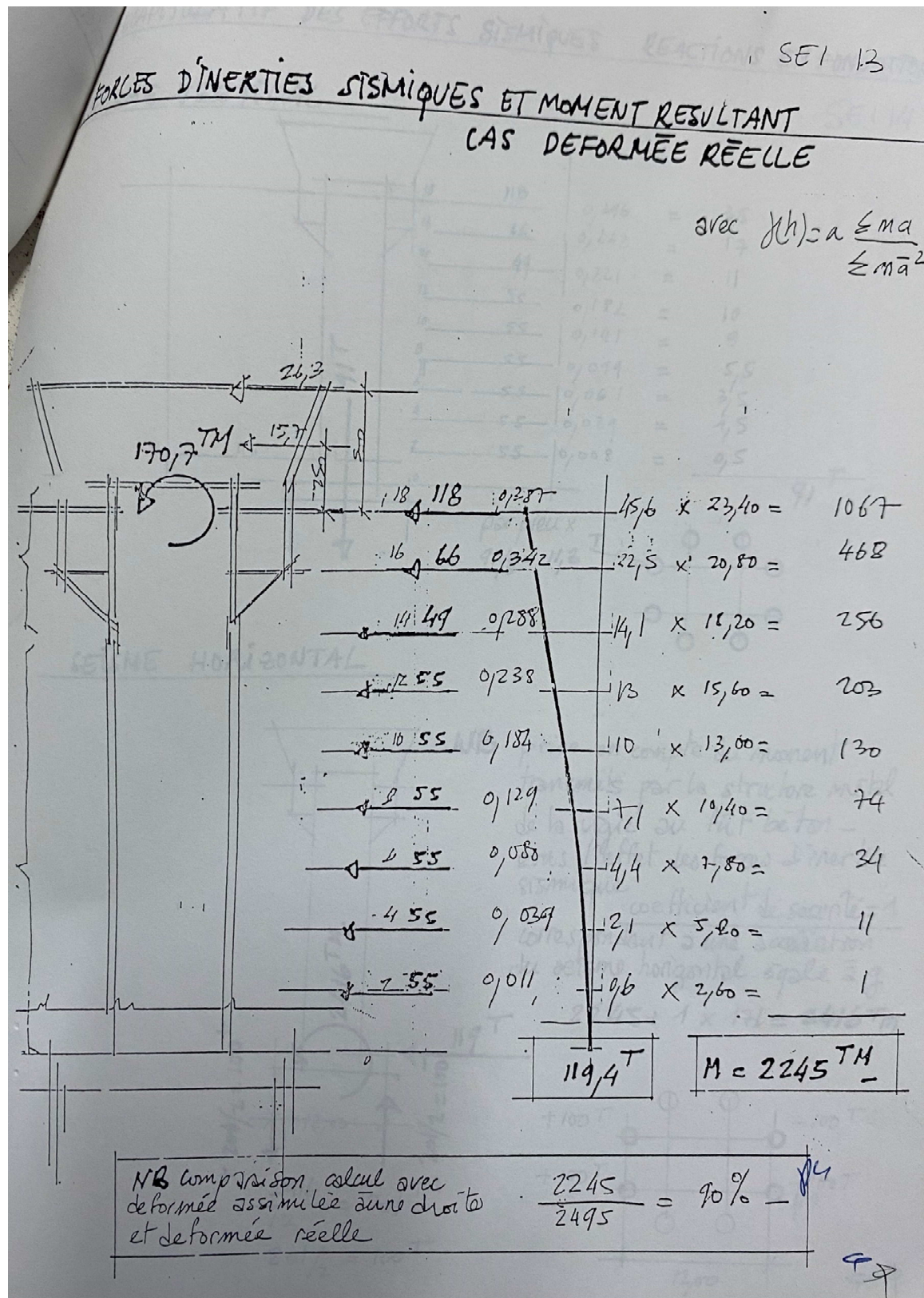
La catégorie d'importance du bâtiment pris en compte est IV. Les bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne sont classés dans cette catégorie.

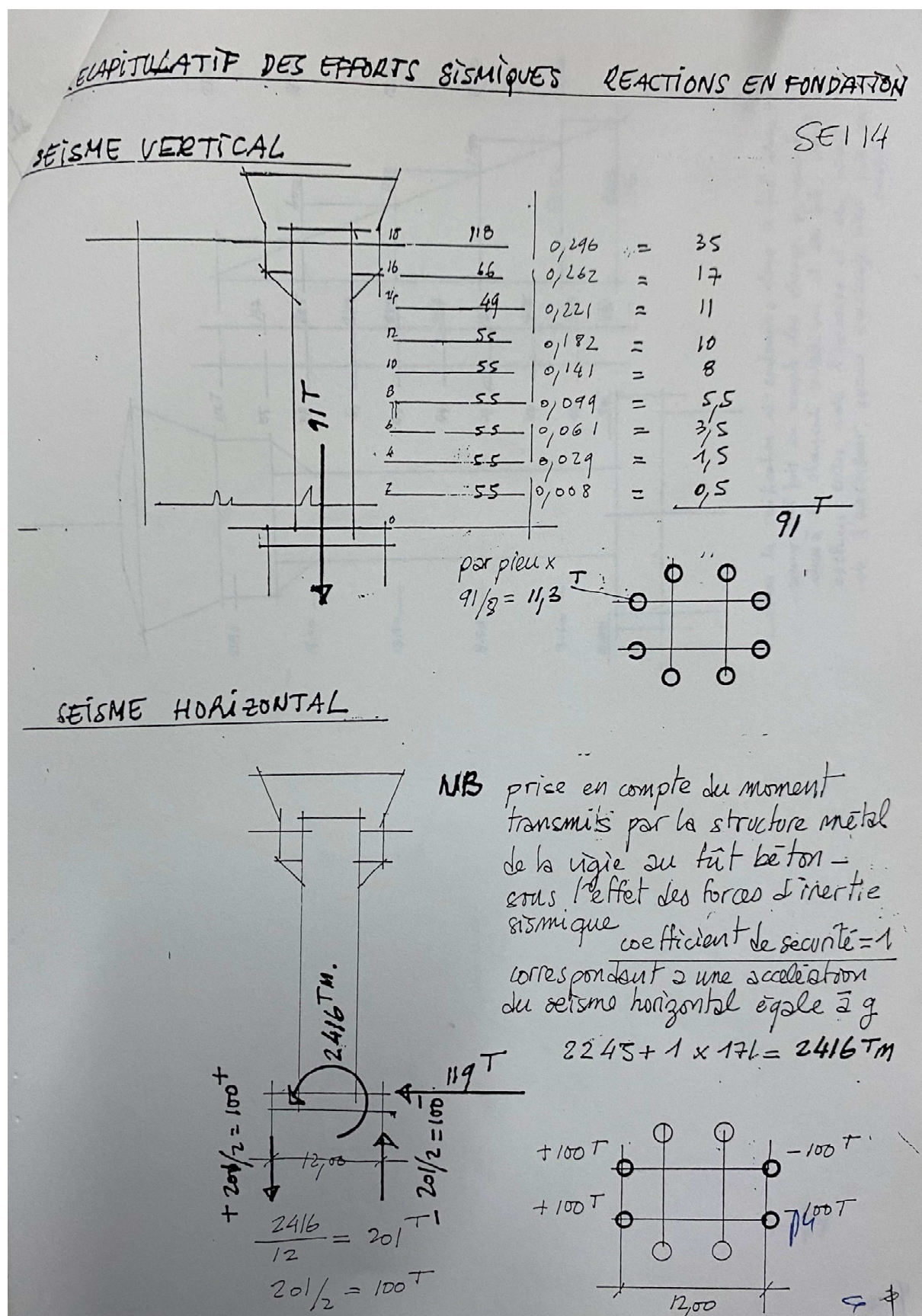
Une réduction de l'accélération sismique de 40 % est prise pour les bâtiment existants. Dans notre cas, cela nous remet sur les hypothèses d'un bâtiment neuf de catégorie II.

Ces hypothèses correspondent à un séisme avec une période de retour de 475 ans (séisme qui se produit une fois tous les 475 ans). Cette hypothèse correspond à une probabilité de 10 % de rencontrer ce séisme dans les 50 ans de vie de l'ouvrage. Pour nous, cette hypothèse est acceptable si on considère une durée de vie de la tour réhabilitée de 50 ans.

IX. Vérification dynamique de la structure

1. Calcul réalisé lors du dimensionnement de la tour





Ces calculs ont été réalisés au PS62 pour un bâtiment de groupe II.

Le calcul ne prend pas en compte l'impact des déplacements du fût béton sur la charpente métallique.

Ces calculs serviront de comparaison avec les calculs effectués aux Eurocodes.

2. Calculs Eurocode bâtiment neuf

► Analyse modale

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
1	0,38	2,61	0.0 (0.00)	391.2 (57.00)
2	0,38	2,66	392.7 (57.22)	0.0 (0.00)
3	0,3	3,31	0.3 (0.05)	0.0 (0.00)
4	0,3	3,34	0.0 (0.00)	0.4 (0.06)
5	0,28	3,55	2.6 (0.38)	0.0 (0.00)
6	0,26	3,84	0.0 (0.00)	0.9 (0.13)
7	0,23	4,34	2.2 (0.31)	0.0 (0.00)
8	0,22	4,49	1.4 (0.21)	0.0 (0.00)
9	0,22	4,5	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
10	0,18	5,69	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
11	0,18	5,7	2.0 (0.29)	0.0 (0.00)
12	0,17	6,03	0.0 (0.00)	1.6 (0.24)
13	0,17	6,06	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
14	0,16	6,1	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
15	0,16	6,14	0.0 (0.00)	1.7 (0.25)
16	0,16	6,15	0.0 (0.00)	0.0 (0.01)
17	0,16	6,41	0.0 (0.00)	1.8 (0.26)
18	0,16	6,42	0.1 (0.01)	0.0 (0.00)
19	0,15	6,45	2.0 (0.29)	0.0 (0.00)
20	0,15	6,49	0.0 (0.00)	0.1 (0.02)
21	0,15	6,49	0.9 (0.13)	0.0 (0.00)
22	0,15	6,6	0.0 (0.00)	0.1 (0.01)
23	0,15	6,62	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
24	0,15	6,64	0.0 (0.00)	2.1 (0.30)
25	0,15	6,66	0.0 (0.00)	0.7 (0.10)
26	0,14	7,2	0.1 (0.01)	0.0 (0.00)
27	0,14	7,24	0.1 (0.02)	0.0 (0.00)
28	0,14	7,28	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
29	0,14	7,37	2.0 (0.29)	0.0 (0.00)
30	0,13	7,43	0.1 (0.01)	0.0 (0.00)

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
31	0,13	7,47	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
32	0,13	7,74	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
33	0,12	8,3	1.6 (0.24)	0.0 (0.00)
34	0,12	8,31	0.0 (0.00)	1.4 (0.20)
35	0,12	8,31	0.0 (0.00)	0.1 (0.02)
36	0,12	8,44	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
37	0,11	8,73	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
38	0,11	8,91	0.4 (0.05)	0.0 (0.00)
39	0,11	9,15	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
40	0,11	9,21	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
41	0,11	9,28	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
42	0,1	9,66	0.4 (0.06)	0.0 (0.00)
43	0,1	9,74	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
44	0,1	9,76	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
45	0,09	10,61	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
46	0,09	10,92	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
47	0,09	11,15	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
48	0,09	11,68	2.0 (0.30)	2.0 (0.29)
49	0,08	11,94	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
50	0,08	12,13	1.7 (0.25)	0.0 (0.00)
51	0,08	12,14	0.0 (0.00)	0.1 (0.01)
52	0,08	12,5	1.3 (0.19)	0.0 (0.00)
53	0,08	12,52	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
54	0,08	13,28	0.8 (0.12)	0.0 (0.00)
55	0,07	13,38	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
56	0,07	14,95	110.7 (16.14)	0.0 (0.00)
57	0,06	15,42	0.0 (0.00)	111.5 (16.24)
58	0,06	17,12	0.1 (0.02)	0.0 (0.00)
59	0,05	18,39	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
60	0,05	19,97	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
61	0,04	23,28	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
62	0,04	24,56	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
63	0,04	24,61	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
64	0,04	24,65	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
65	0,04	24,71	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
66	0,04	25,04	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
67	0,04	25,66	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
68	0,04	25,89	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
69	0,04	25,98	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
70	0,04	27,97	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
71	0,04	28,46	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
72	0,04	28,51	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
73	0,04	28,51	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
74	0,04	28,53	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
75	0,04	28,54	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
76	0,04	28,54	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
77	0,04	28,56	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
78	0,04	28,57	0.0 (0.00)	0.1 (0.02)
79	0,03	28,6	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
80	0,03	28,83	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
81	0,03	28,84	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
82	0,03	29,32	0.1 (0.01)	0.0 (0.01)
83	0,03	30,77	8.2 (1.19)	0.0 (0.00)
84	0,03	31,13	1.1 (0.17)	0.0 (0.00)
85	0,03	31,26	4.0 (0.59)	0.0 (0.00)
86	0,03	32,43	10.7 (1.56)	3.5 (0.52)
87	0,03	32,58	1.8 (0.27)	16.2 (2.36)
88	0,03	32,89	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
89	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
90	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
91	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
92	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
93	0,03	32,93	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
94	0,03	33,07	4.9 (0.72)	0.1 (0.02)
95	0,03	33,29	0.5 (0.07)	20.9 (3.04)
		résiduel	127.9 (18.64)	129.6 (18.89)
		Total	686.3 (100.00)	686.3 (100.00)

► Efforts totaux aux appuis

Cas	Centre de poussée			Forces résultantes			Moments résultants		
	X (m)	Y (m)	Z (m)	FX(T)	FY(T)	FZ(T)	MX(T*m)	MY(T*m)	MZ(T*m)
1	0	-0,03	0	0	0	-614,11	0	0	0
2	-0,01	0,01	0	0	0	-121,45	0	0	0
3 (CQC)	0	-0,03	0	331,98	1,38	0	5,17	6739,18	41,84
4 (CQC)	0	-0,03	0	1,38	330,66	0	6736,22	5,27	9,72

► Efforts sur les pieux

Pieux	Effort normal (t)					Effort tranchant Newmark (t)	Combinaisons (t)			
	N _G	N _Q	S _x	S _y	S _{newmark}	V _{newmark}	ELS	ELU	Sismique	Sismique
1	-81,99	-16,64	570	282,27	654,7	53,9	-98,6	-135,6	568,7	-740,7
2	-70,44	-14,3	188,83	536,41	593,1	53,9	-84,7	-116,5	519,2	-666,9
3	-70,3	-14,18	193,05	535,11	593,0	53,9	-84,5	-116,2	519,3	-666,7
4	-81,64	-16,43	566,24	281,06	650,6	53,9	-98,1	-134,9	565,0	-736,1
5	-79,6	-15,51	589,53	222,93	656,4	53,9	-95,1	-130,7	573,1	-739,7
6	-75,41	-14,38	245	592,93	666,4	53,9	-89,8	-123,4	587,6	-745,3
7	-74,99	-14,34	240,3	595,88	668,0	53,9	-89,3	-122,7	589,5	-746,4
8	-79,74	-15,69	594,7	223,1	661,6	53,9	-95,4	-131,2	578,1	-745,1

L'effort horizontal sismique par pieux est de 53.9 T. L'effort horizontal dans le pieux lors du dimensionnement de la structure était de 15 T (+ 360 %).

Les efforts horizontaux ne sont pas vérifiés, ils feront l'objet d'une vérification d'ensemble avec le bâtiment bloc technique.

Le frottement négatif n'a pas été pris en compte dans ces calculs.

L'effort de traction dans le pieux lors du dimensionnement de la structure était de 100 T contre 590 T au calcul Eurocode (+ 590 %).

► Vérification des efforts verticaux des pieux

Effort de compression

	ELU	
	durable, transitoire et sismique	accidentelles
F _{cd}	7464,0 kN	0,0 kN
γ _s	1,1	1,00
γ _b	1,1	1,0
R _{cd}	5629,1 kN	6192,0 kN

Effort de traction

	ELU	
	durable, transitoire et sismique	accidentelles
F _{td}	5895,0 kN	0,0 kN
γ _s	1,15	1,05
γ _b	1,1	1,0
R _{td}	2776,7 kN	3041,1 kN

Le taux de travail du pieu est de 132.6 % en compression et de 212.3 % en traction. Les pieux ne sont pas dimensionnés avec nos hypothèses pour reprendre les efforts.

Ces résultats sont basés sur les hypothèses des pieux que nous avons réalisés. Il faudra confirmer ces hypothèses.

Des études géotechniques complémentaires, avec des hypothèses de sol plus précise, la longueur réelle des pieux et la prise en compte de l'interaction sol structure pourrait fortement modifier la résistance de calcul des pieux.

► Vérification de la structure béton

Vérification du voile en pied le plus sollicité.

CALCUL DES MURS EN BA

Número du voile :

Données du voile :

Résistance caractéristique en compression du béton :	$f_{ck} =$ <input type="text" value="25 MPa"/>
Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé :	$f_{yk} =$ <input type="text" value="500 MPa"/>
Coefficient de comportement de la structure :	$q =$ <input type="text" value="1,5"/>
Niveau critique :	$\Psi_q =$ <input type="text" value="non"/>
Coefficient d'accompagnement de la charge d'exploitation :	$\Psi_q =$ <input type="text" value="0,60"/>

Longueur du mur : $l =$

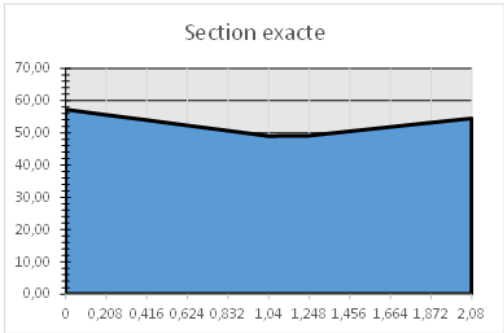
Epaisseur du mur : $b_w =$

Hauteur du mur : $h =$

$l/v :$ $W_{ely} =$

Efforts dans le voile :

	M	N	T
G	-0,6 T.m	-62,5 T	0,0 T
Q	-0,2 T.m	-14,6 T	0,0 T
EX	3,3 T.m	565,8 T	4,6 T
EY	89,6 T.m	21,4 T	75,0 T
EZ	0,0 T.m	0,0 T	0,0 T



Assise	0,00 m	0,21 m	0,42 m	0,62 m	0,83 m	1,04 m	1,25 m	1,46 m	1,66 m	1,87 m	2,08 m
Contrainte Max	9,53 MPa	9,26 MPa	8,99 MPa	8,71 MPa	8,44 MPa	8,17 MPa	8,19 MPa	8,41 MPa	8,63 MPa	8,86 MPa	9,08 MPa
Contrainte Min	-11,74 MPa	-11,46 MPa	-11,17 MPa	-10,88 MPa	-10,60 MPa	-10,31 MPa	-10,32 MPa	-10,53 MPa	-10,74 MPa	-10,95 MPa	-11,16 MPa

Section exacte	57,20 cm²	55,56 cm²	53,92 cm²	52,28 cm²	50,64 cm²	49,00 cm²	49,11 cm²	50,45 cm²	51,79 cm²	53,14 cm²	54,48 cm²
Section totale	11,73 cm²	11,39 cm²	11,05 cm²	10,70 cm²	10,36 cm²	10,20 cm²	10,35 cm²	10,63 cm²	10,91 cm²	11,19 cm²	0,00 cm²
Pourcentage	1,9%	1,8%	1,8%	1,7%	1,7%	1,6%	1,7%	1,7%	1,7%	1,8%	0,0%

TS : Section =

Section des chainages : CV1 =
CV2 =

Choix de barres : CV1 : CV2 :

Section = section insuffisante
Section = section insuffisante

Taux de travail 1 :
Taux de travail 2 :

Coefficient de sécurité :

Le taux de travail est de 238 %. La structure béton ne reprend pas les efforts sismiques.

La prise en compte de l'interaction sol structure diminuera les efforts sismiques dans la structure béton.

► **Vérification de la charpente métallique**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Contrefiche						
67 Contrefiche_6	OK TRON 219x4.5	ACIER E24	50.45	50.45	0.67	40 ACC /1/
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180						
5 Traverse UUP 1	✗ UUPN 180	ACIER E24	45.05	112.31	1.21	40 ACC /53/
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180						
341 Traverse UU	✗ UUPN 180	ACIER E24	45.06	112.32	3.37	40 ACC /37/
Famille : 4 Poteau support toit						
270 Poteau supp	✗ CAISS_1	ACIER E36	46.86	74.27	3.29	40 ACC /17/
Famille : 5 Traverse toit						
51 Poutre toiture	✗ I-SYM_V_1	ACIER E36	31.17	48.13	3.00	40 ACC /1/
Famille : 6 CTV plancher						
424 CTV planche	✗ TCAR 80x3.2	ACIER E24	0.32	1.87	1.23	40 ACC /1/
Famille : 7 Solives						
30 Solive_30	OK TREC 200x10	ACIER E24	62.10	53.01	0.89	8 ELU /1/

Le taux de travail est de 337 %. La charpente métallique ne reprend pas les efforts sismiques.

La charpente n'était pas initialement calculée pour reprendre les efforts dus au coup de fouet au séisme.

La prise en compte de l'interaction sol structure diminuera les efforts sismiques dans la structure métallique.

► **Conclusion**

La structure n'est pas dimensionnée pour reprendre les efforts sismiques d'un bâtiment neuf suivant les règles Eurocode. Cela vient principalement du fait que les efforts Eurocode sont beaucoup plus importants que les efforts du PS69. Par exemple l'effort horizontal sismique est 444 % plus élevé.

3. Bâtiment existant

► **Analyse modale**

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
1	0,38	2,61	0.0 (0.00)	391.2 (57.00)
2	0,38	2,66	392.7 (57.22)	0.0 (0.00)
3	0,3	3,31	0.3 (0.05)	0.0 (0.00)
4	0,3	3,34	0.0 (0.00)	0.4 (0.06)
5	0,28	3,55	2.6 (0.38)	0.0 (0.00)
6	0,26	3,84	0.0 (0.00)	0.9 (0.13)
7	0,23	4,34	2.2 (0.31)	0.0 (0.00)

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
8	0,22	4,49	1.4 (0.21)	0.0 (0.00)
9	0,22	4,5	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
10	0,18	5,69	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
11	0,18	5,7	2.0 (0.29)	0.0 (0.00)
12	0,17	6,03	0.0 (0.00)	1.6 (0.24)
13	0,17	6,06	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
14	0,16	6,1	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
15	0,16	6,14	0.0 (0.00)	1.7 (0.25)
16	0,16	6,15	0.0 (0.00)	0.0 (0.01)
17	0,16	6,41	0.0 (0.00)	1.8 (0.26)
18	0,16	6,42	0.1 (0.01)	0.0 (0.00)
19	0,15	6,45	2.0 (0.29)	0.0 (0.00)
20	0,15	6,49	0.0 (0.00)	0.1 (0.02)
21	0,15	6,49	0.9 (0.13)	0.0 (0.00)
22	0,15	6,6	0.0 (0.00)	0.1 (0.01)
23	0,15	6,62	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
24	0,15	6,64	0.0 (0.00)	2.1 (0.30)
25	0,15	6,66	0.0 (0.00)	0.7 (0.10)
26	0,14	7,2	0.1 (0.01)	0.0 (0.00)
27	0,14	7,24	0.1 (0.02)	0.0 (0.00)
28	0,14	7,28	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
29	0,14	7,37	2.0 (0.29)	0.0 (0.00)
30	0,13	7,43	0.1 (0.01)	0.0 (0.00)
31	0,13	7,47	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
32	0,13	7,74	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
33	0,12	8,3	1.6 (0.24)	0.0 (0.00)
34	0,12	8,31	0.0 (0.00)	1.4 (0.20)
35	0,12	8,31	0.0 (0.00)	0.1 (0.02)
36	0,12	8,44	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
37	0,11	8,73	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
38	0,11	8,91	0.4 (0.05)	0.0 (0.00)
39	0,11	9,15	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
40	0,11	9,21	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
41	0,11	9,28	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
42	0,1	9,66	0.4 (0.06)	0.0 (0.00)
43	0,1	9,74	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
44	0,1	9,76	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
45	0,09	10,61	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
46	0,09	10,92	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
47	0,09	11,15	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
48	0,09	11,68	2.0 (0.30)	2.0 (0.29)
49	0,08	11,94	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
50	0,08	12,13	1.7 (0.25)	0.0 (0.00)
51	0,08	12,14	0.0 (0.00)	0.1 (0.01)
52	0,08	12,5	1.3 (0.19)	0.0 (0.00)
53	0,08	12,52	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
54	0,08	13,28	0.8 (0.12)	0.0 (0.00)
55	0,07	13,38	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
56	0,07	14,95	110.7 (16.14)	0.0 (0.00)
57	0,06	15,42	0.0 (0.00)	111.5 (16.24)
58	0,06	17,12	0.1 (0.02)	0.0 (0.00)
59	0,05	18,39	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
60	0,05	19,97	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
61	0,04	23,28	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
62	0,04	24,56	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
63	0,04	24,61	0.2 (0.03)	0.0 (0.00)
64	0,04	24,65	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
65	0,04	24,71	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
66	0,04	25,04	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
67	0,04	25,66	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
68	0,04	25,89	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
69	0,04	25,98	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
70	0,04	27,97	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
71	0,04	28,46	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
72	0,04	28,51	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
73	0,04	28,51	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
74	0,04	28,53	0.0 (0.01)	0.0 (0.00)
75	0,04	28,54	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
76	0,04	28,54	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
77	0,04	28,56	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
78	0,04	28,57	0.0 (0.00)	0.1 (0.02)
79	0,03	28,6	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
80	0,03	28,83	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
81	0,03	28,84	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
82	0,03	29,32	0.1 (0.01)	0.0 (0.01)
83	0,03	30,77	8.2 (1.19)	0.0 (0.00)

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
84	0,03	31,13	1.1 (0.17)	0.0 (0.00)
85	0,03	31,26	4.0 (0.59)	0.0 (0.00)
86	0,03	32,43	10.7 (1.56)	3.5 (0.52)
87	0,03	32,58	1.8 (0.27)	16.2 (2.36)
88	0,03	32,89	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
89	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
90	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
91	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
92	0,03	32,9	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
93	0,03	32,93	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
94	0,03	33,07	4.9 (0.72)	0.1 (0.02)
95	0,03	33,29	0.5 (0.07)	20.9 (3.04)
		résiduel	127.9 (18.64)	129.6 (18.89)
		Total	686.3 (100.00)	686.3 (100.00)

► Efforts totaux aux appuis

Cas	Centre de poussée			Forces résultantes			Moments résultants		
	X (m)	Y (m)	Z (m)	FX(T)	FY(T)	FZ(T)	MX(T*m)	MY(T*m)	MZ(T*m)
1	0	-0,03	0	0	0	-614,11	0	0	0
2	-0,01	0,01	0	0	0	-121,45	0	0	0
3 (CQC)	0	-0,03	0	199,19	0,83	0	3,1	4043,51	25,1
4 (CQC)	0	-0,03	0	0,83	198,39	0	4041,73	3,16	5,83

► Efforts sur les pieux

Pieux	Effort normal (t)					Effort tranchant Newmark (t)	Combinaisons (t)			
	N _G	N _Q	S _X	S _Y	S _{newmark}	V _{newmark}	ELS	ELU	Sismique	Sismique
1	-81,99	-16,64	342	169,36	392,8	32,4	-98,6	-135,6	306,8	-478,8
2	-70,44	-14,3	113,3	321,85	355,8	32,4	-84,7	-116,5	282,0	-429,7
3	-70,3	-14,18	115,83	321,07	355,8	32,4	-84,5	-116,2	282,1	-429,5
4	-81,64	-16,43	339,74	168,63	390,3	32,4	-98,1	-134,9	304,7	-475,9
5	-79,6	-15,51	353,72	133,76	393,8	32,4	-95,1	-130,7	310,5	-477,2
6	-75,41	-14,38	147	355,76	399,9	32,4	-89,8	-123,4	321,0	-478,7
7	-74,99	-14,34	144,18	357,53	400,8	32,4	-89,3	-122,7	322,4	-479,2
8	-79,74	-15,69	356,82	133,86	397,0	32,4	-95,4	-131,2	313,5	-480,5

L'effort horizontal sismique par pieux est de 32.4 T. L'effort horizontal dans le pieux lors du dimensionnement de la structure était de 15 T (+ 209 %).

Le frottement négatif n'a pas été pris en compte dans ces calculs.

L'effort de traction dans le pieux lors du dimensionnement de la structure était de 100 T contre 322.4 T au calcul Eurocode (+ 322 %).

► Vérification des efforts verticaux des pieux

Effort de compression :

	ELU	
	durable, transitoire et sismique	accidentelles
F _{cd}	4805,0 kN	0,0 kN
γ _s	1,1	1,00
γ _b	1,1	1,0
R _{cd}	5629,1 kN	6192,0 kN

Effort de traction :

	ELU	
	durable, transitoire et sismique	accidentelles
F _{td}	3224,0 kN	0,0 kN
γ _s	1,15	1,05
γ _b	1,1	1,0
R _{td}	2776,7 kN	3041,1 kN

Le taux de travail du pieu est de 85 % en compression et de 116 % en traction. Les pieux ne sont pas dimensionnés avec nos hypothèses pour reprendre les efforts.

Ces résultats sont basés sur les hypothèses des pieux que nous avons réalisées. Il faudra confirmer ces hypothèses.

Des études géotechniques complémentaires, avec des hypothèses de sol plus précise, la longueur réelle des pieux et la prise en compte de l'interaction sol structure pourrait fortement modifier la résistance de calcul des pieux et nous permettre de justifier les pieux.

► Vérification de la structure béton

Vérification du voile en pied le plus sollicité.

CALCUL DES MURS EN BA

Numéro du voile :

Données du voile :

Résistance caractéristique en compression du béton : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Coefficient de comportement de la structure : $q = 1,5$

Niveau critique : $\Psi_q = \text{non}$

Coefficient d'accompagnement de la charge d'exploitation : $\Psi_q = 0,60$

Longueur du mur : $l = 2,08 \text{ m}$

Epaisseur du mur : $bw = 0,30 \text{ m}$

Hauteur du mur : $h = 1,44 \text{ m}$

$I/v : W_{ely} = 0,216 \text{ m}^3$

Efforts dans le voile :

	M	N	T
G	-0,6 T.m	-62,5 T	0,0 T
Q	-0,2 T.m	-14,6 T	0,0 T
EX	2,0 T.m	339,5 T	2,8 T
EY	53,8 T.m	12,9 T	45,0 T
EZ	0,0 T.m	0,0 T	0,0 T

Section exacte

Ascisse	0,00 m	0,21 m	0,42 m	0,62 m	0,83 m	1,04 m	1,25 m	1,46 m	1,66 m	1,87 m	2,08 m
Contrainte Max	5,31 MPa	5,15 MPa	4,98 MPa	4,82 MPa	4,66 MPa	4,50 MPa	4,51 MPa	4,65 MPa	4,79 MPa	4,92 MPa	5,06 MPa
Contrainte Max	-7,52 MPa	-7,34 MPa	-7,17 MPa	-6,99 MPa	-6,82 MPa	-6,64 MPa	-6,64 MPa	-6,77 MPa	-6,89 MPa	-7,02 MPa	-7,14 MPa

Section exacte	31,85 cm²	30,88 cm²	29,91 cm²	28,94 cm²	27,97 cm²	27,00 cm²	27,07 cm²	27,89 cm²	28,71 cm²	29,53 cm²	30,35 cm²
Section totale	6,52 cm²	6,32 cm²	6,12 cm²	5,92 cm²	5,72 cm²	5,62 cm²	5,72 cm²	5,89 cm²	6,06 cm²	6,23 cm²	0,00 cm²
Pourcentage	1,0%	1,0%	1,0%	0,9%	0,9%	0,9%	0,9%	0,9%	1,0%	1,0%	0,0%

TS : Section =

Section des chainages : CV1 =
CV2 =

Choix de barres : CV1 :
CV2 : section insuffisante

Taux de travail 1 :
Taux de travail 2 :

Coefficient de sécurité :

Le taux de travail est de 131.8 %. La structure béton ne reprend pas les efforts sismiques.

La prise en compte de l'interaction sol structure diminuera les efforts sismiques dans la structure béton.

► **Vérification de la charpente métallique**

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Contrefiche							
67 Contrefiche_6	OK	TRON 219x4.5	ACIER E24	50.45	50.45	0.48	40 ACC /1/
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180							
5 Traverse UUP 1	OK	UUPN 180	ACIER E24	45.05	112.31	0.72	40 ACC /17/
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180							
341 Traverse UU	✗	UUPN 180	ACIER E24	45.06	112.32	1.78	40 ACC /37/
Famille : 4 Poteau support toit							
270 Poteau suppo	✗	CAISS_I_1	ACIER E36	46.86	74.27	1.74	40 ACC /17/
Famille : 5 Traverse toit							
51 Poutre toiture_	✗	I-SYM_V_1	ACIER E36	31.17	48.13	1.01	40 ACC /1/
Famille : 6 CTV plancher							
423 CTV plancher	OK	TCAR 80x3.2	ACIER E24	0.32	1.87	0.70	40 ACC /37/
Famille : 7 Solives							
30 Solive_30	OK	TREC 200x100	ACIER E24	62.10	53.01	0.89	8 ELU /1/

Le taux de travail est de 178 %. La charpente métallique ne reprend pas les efforts sismiques.

La charpente n'était pas initialement calculée pour reprendre les efforts dus au coup de fouet du séisme.

La prise en compte de l'interaction sol structure diminuera les efforts sismiques dans la structure métallique.

► **Conclusion**

La structure n'est pas dimensionnée pour reprendre les efforts sismiques d'un bâtiment existant suivant les règles Eurocode. Cela vient principalement du fait que les efforts Eurocode sont beaucoup plus importants que les efforts du PS69. Par exemple l'effort horizontal sismique est 266 % plus élevé.

4. Calcul avec de l'interaction sol/structure

La prise en compte de l'interaction sol structure permet de prendre en compte de façon plus réaliste le comportement d'une structure avec son sol.

Cela pourrait diminuer les efforts sismiques dans la structure. Une étude est en cours pour déterminer l'interaction sol structure.

Pour vérifier l'impact de l'interaction sol/structure, nous étudions la structure avec des valeurs types de raideur de pieux. **Nous sommes partis provisoirement sur raideur 40 MN/m horizontal et 400 MN/m obtenu sur un projet calculé en interaction sol/structure avec des pieux bétons.** Cette partie sera amendé une fois que nous aurons les valeurs réelles de l'interaction sol/structure.

Le calcul a été effectué à l'Eurocode pour un bâtiment existant.

► **Analyse modale**

Mode N°	Période (s)	Fréquence (Hz)	Masses modales	
			X T (%)	Y T (%)
1	0,89	1,12	0.0 (0.00)	491.4 (71.53)
2	0,89	1,13	492.7 (71.72)	0.0 (0.00)
3	0,34	2,93	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
4	0,3	3,31	1.6 (0.23)	0.0 (0.00)
5	0,3	3,34	0.0 (0.00)	1.6 (0.24)
6	0,28	3,54	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
7	0,26	3,84	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
8	0,23	4,32	7.5 (1.09)	0.0 (0.00)
9	0,22	4,48	4.9 (0.72)	0.0 (0.00)
10	0,22	4,5	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
11	0,18	5,54	73.2 (10.66)	0.2 (0.03)
12	0,18	5,57	0.0 (0.01)	146.3 (21.29)
13	0,18	5,69	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)
14	0,17	5,95	81.5 (11.86)	0.0 (0.00)
15	0,16	6,06	0.0 (0.00)	0.5 (0.07)
		Total	661.5 (96.30)	640.0 (93.17)

► **Efforts totaux aux appuis**

Cas	Centre de poussée			Forces résultantes			Moments résultants		
	X (m)	Y (m)	Z (m)	FX(T)	FY(T)	FZ(T)	MX(T*m)	MY(T*m)	MZ(T*m)
1	0	-0,03	0	0	0	-614,11	0	0	0
2	-0,01	0,01	0	0	0	-121,45	0	0	0
3 (CQC)	0	-0,03	0	187,66	0,84	0	1,05	3155,68	4,54
4 (CQC)	0	-0,03	0	0,85	187,71	0	3141,59	1,07	4,62

Les efforts en pied sont diminués d'environ 30 % avec l'interaction sol/structure.

► **Efforts sur les pieux**

Pieux	Effort normal (t)					Effort tranchant Newmark (t)	Combinaisons (t)			
	N _G	N _Q	S _X	S _Y	S _{newmark}	V _{newmark}	ELS	ELU	Sismique	Sismique
1	-77,6	-15,1	268,3	109,8	301,3	30,5	-92,6	-127,3	220,1	-382,5
2	-76,3	-15,2	267,3	111,5	300,8	30,5	-91,5	-125,8	220,8	-380,7
3	-74,8	-15,2	109,9	265,6	298,6	30,5	-90,0	-123,8	220,1	-377,0
4	-74,9	-15,3	109,8	265,6	298,6	30,5	-90,1	-124,0	220,0	-377,1
5	-76,5	-15,4	267,5	111,5	300,9	30,5	-91,9	-126,3	220,7	-381,1
6	-77,7	-15,3	268,5	109,9	301,4	30,5	-93,0	-127,8	220,0	-382,8
7	-78,3	-15,1	111,2	267,3	300,7	30,5	-93,3	-128,2	218,8	-382,5
8	-78,2	-15,0	111,3	267,3	300,6	30,5	-93,2	-128,0	218,9	-382,4

L'effort horizontal sismique par pieux est de 30,5 T. L'effort horizontal dans le pieux lors du dimensionnement de la structure était de 15 T (+ 203 %).

Le frottement négatif n'a pas été pris en compte dans ces calculs.

L'effort de traction dans le pieux lors du dimensionnement de la structure était de 100 T contre 220 T au calcul Eurocode (+ 220 %).

► **Vérification des efforts verticaux des pieux****Effort de compression :**

	ELU	
	durable, transitoire et sismique	accidentelles
F _{cd}	3828,0 kN	0,0 kN
γ _s	1,1	1,00
γ _b	1,1	1,0
R _{cd}	5629,1 kN	6192,0 kN

Effort de traction :

	ELU	
	durable, transitoire et sismique	accidentelles
F _{td}	2200,0 kN	0,0 kN
γ _s	1,15	1,05
γ _b	1,1	1,0
R _{td}	2776,7 kN	3041,1 kN

Le taux de travail du pieu est de 68 % en compression et de 79 % en traction. Les pieux ne sont pas dimensionnés avec nos hypothèses pour reprendre les efforts.

Ces résultats sont basés sur les hypothèses des pieux que nous avons réalisées. Il faudra confirmer ces hypothèses. Le ferrailage des pieux sera vérifié une fois les valeurs de l'interaction sol structure confirmé.

► Vérification de la structure béton

Vérification du voile en pied le plus sollicité.

CALCUL DES MURS EN BA																																															
Numéro du voile : 22																																															
Données du voile : Résistance caractéristique en compression du béton : $f_{ck} = $ 25 MPa Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé : $f_{yk} = $ 500 MPa Coefficient de comportement de la structure : $q = $ 1,5 Niveau critique : $\Psi_q = $ non Coefficient d'accompagnement de la charge d'exploitation : $\Psi_q = $ 0,60																																															
Longueur du mur : $l = $ 2,08 m Epaisseur du mur : $b_w = $ 0,30 m Hauteur du mur : $h = $ 1,44 m $l/v :$ $W_{ely} = $ 0,216 m3																																															
Efforts dans le voile : <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>M</th> <th>N</th> <th>T</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>G</td> <td>-0,5 T.m</td> <td>-60,6 T</td> <td>0,2 T</td> </tr> <tr> <td>Q</td> <td>-0,2 T.m</td> <td>-14,2 T</td> <td>0,1 T</td> </tr> <tr> <td>EX</td> <td>3,5 T.m</td> <td>261,7 T</td> <td>0,2 T</td> </tr> <tr> <td>EY</td> <td>41,0 T.m</td> <td>3,1 T</td> <td>37,8 T</td> </tr> <tr> <td>EZ</td> <td>0,0 T.m</td> <td>0,0 T</td> <td>0,0 T</td> </tr> </tbody> </table>													M	N	T	G	-0,5 T.m	-60,6 T	0,2 T	Q	-0,2 T.m	-14,2 T	0,1 T	EX	3,5 T.m	261,7 T	0,2 T	EY	41,0 T.m	3,1 T	37,8 T	EZ	0,0 T.m	0,0 T	0,0 T												
	M	N	T																																												
G	-0,5 T.m	-60,6 T	0,2 T																																												
Q	-0,2 T.m	-14,2 T	0,1 T																																												
EX	3,5 T.m	261,7 T	0,2 T																																												
EY	41,0 T.m	3,1 T	37,8 T																																												
EZ	0,0 T.m	0,0 T	0,0 T																																												
<div style="text-align: center;"> <p>Section exacte</p> </div>																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Assisse</th> <th>0,00 m</th> <th>0,21 m</th> <th>0,42 m</th> <th>0,62 m</th> <th>0,83 m</th> <th>1,04 m</th> <th>1,25 m</th> <th>1,46 m</th> <th>1,66 m</th> <th>1,87 m</th> <th>2,08 m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Contrainte Max</td> <td>3,94 MPa</td> <td>3,80 MPa</td> <td>3,66 MPa</td> <td>3,52 MPa</td> <td>3,38 MPa</td> <td>3,24 MPa</td> <td>3,30 MPa</td> <td>3,38 MPa</td> <td>3,47 MPa</td> <td>3,55 MPa</td> <td>3,64 MPa</td> </tr> <tr> <td>Contrainte Max</td> <td>-6,07 MPa</td> <td>-5,92 MPa</td> <td>-5,77 MPa</td> <td>-5,62 MPa</td> <td>-5,47 MPa</td> <td>-5,32 MPa</td> <td>-5,36 MPa</td> <td>-5,44 MPa</td> <td>-5,51 MPa</td> <td>-5,59 MPa</td> <td>-5,67 MPa</td> </tr> </tbody> </table>												Assisse	0,00 m	0,21 m	0,42 m	0,62 m	0,83 m	1,04 m	1,25 m	1,46 m	1,66 m	1,87 m	2,08 m	Contrainte Max	3,94 MPa	3,80 MPa	3,66 MPa	3,52 MPa	3,38 MPa	3,24 MPa	3,30 MPa	3,38 MPa	3,47 MPa	3,55 MPa	3,64 MPa	Contrainte Max	-6,07 MPa	-5,92 MPa	-5,77 MPa	-5,62 MPa	-5,47 MPa	-5,32 MPa	-5,36 MPa	-5,44 MPa	-5,51 MPa	-5,59 MPa	-5,67 MPa
Assisse	0,00 m	0,21 m	0,42 m	0,62 m	0,83 m	1,04 m	1,25 m	1,46 m	1,66 m	1,87 m	2,08 m																																				
Contrainte Max	3,94 MPa	3,80 MPa	3,66 MPa	3,52 MPa	3,38 MPa	3,24 MPa	3,30 MPa	3,38 MPa	3,47 MPa	3,55 MPa	3,64 MPa																																				
Contrainte Max	-6,07 MPa	-5,92 MPa	-5,77 MPa	-5,62 MPa	-5,47 MPa	-5,32 MPa	-5,36 MPa	-5,44 MPa	-5,51 MPa	-5,59 MPa	-5,67 MPa																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Section exacte</th> <th>23,67 cm²</th> <th>22,82 cm²</th> <th>21,97 cm²</th> <th>21,13 cm²</th> <th>20,28 cm²</th> <th>19,43 cm²</th> <th>19,77 cm²</th> <th>20,29 cm²</th> <th>20,81 cm²</th> <th>21,33 cm²</th> <th>21,85 cm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Section totale</td> <td>4,83 cm²</td> <td>4,66 cm²</td> <td>4,48 cm²</td> <td>4,31 cm²</td> <td>4,13 cm²</td> <td>4,08 cm²</td> <td>4,17 cm²</td> <td>4,27 cm²</td> <td>4,38 cm²</td> <td>4,49 cm²</td> <td>0,00 cm²</td> </tr> <tr> <td>Pourcentage</td> <td>0,8%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,7%</td> <td>0,0%</td> </tr> </tbody> </table>												Section exacte	23,67 cm²	22,82 cm²	21,97 cm²	21,13 cm²	20,28 cm²	19,43 cm²	19,77 cm²	20,29 cm²	20,81 cm²	21,33 cm²	21,85 cm²	Section totale	4,83 cm²	4,66 cm²	4,48 cm²	4,31 cm²	4,13 cm²	4,08 cm²	4,17 cm²	4,27 cm²	4,38 cm²	4,49 cm²	0,00 cm²	Pourcentage	0,8%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,0%
Section exacte	23,67 cm²	22,82 cm²	21,97 cm²	21,13 cm²	20,28 cm²	19,43 cm²	19,77 cm²	20,29 cm²	20,81 cm²	21,33 cm²	21,85 cm²																																				
Section totale	4,83 cm²	4,66 cm²	4,48 cm²	4,31 cm²	4,13 cm²	4,08 cm²	4,17 cm²	4,27 cm²	4,38 cm²	4,49 cm²	0,00 cm²																																				
Pourcentage	0,8%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%	0,0%																																				
TS : 0x ST50 Section = 0,00 cm²																																															
Section des chainages : CV1 = 22,41 cm² CV2 = 21,39 cm²																																															
Choix de barres : CV1 : Section = 34,95 cm² CV2 : Section = 22,39 cm²																																															
Taux de travail 1 : 64,1% Taux de travail 2 : 95,5%																																															
Coefficient de sécurité : 1,047																																															

Le taux de travail est de 95.5 %. La structure béton ne reprend pas les efforts sismiques.

Il faudra confirmer que le ferrailage en place fonctionne pour l'ensemble de la structure une fois les valeurs de l'interaction sol structure confirmées.

► **Vérification de la charpente métallique**

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Contrefiche							
25 Contrefiche_2	OK	TRON 219x4.5	ACIER E24	50.45	50.45	0.46	8 ELU /2/
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180							
5 Traverse UUP 1	OK	UUPN 180	ACIER E24	45.05	112.31	0.51	40 ACC /17/
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180							
341 Traverse UU	✗	UUPN 180	ACIER E24	45.06	112.32	1.29	40 ACC /1/
Famille : 4 Poteau support toit							
270 Poteau supp	✗	CAISS_L_1	ACIER E36	46.86	74.27	1.39	40 ACC /17/
Famille : 5 Traverse toit							
54 Poutre toiture	OK	I-SYM_V_1	ACIER E36	31.17	48.13	0.78	40 ACC /1/
Famille : 6 CTV plancher							
419 CTV planche	OK	TCAR 80x3.2	ACIER E24	0.32	1.87	0.53	40 ACC /37/
Famille : 7 Solives							
30 Solive_30	OK	TREC 200x10	ACIER E24	62.10	53.01	0.89	8 ELU /1/

Le taux de travail est de 139 %. La charpente métallique ne reprend pas les efforts sismiques.

La charpente n'était pas initialement calculée pour reprendre les efforts dus au coup de fouet du séisme.

Il faudra confirmer ce calcul avec les valeurs réelles de l'interaction sol/structure.

► **Conclusion**

Les fondations et la structure béton reprennent les efforts sismiques de ce cas de calcul.

La charpente n'est pas dimensionnée pour reprendre les efforts sismiques, c'est principalement dû au fait que le coup de fouet n'a pas été pris en compte lors de son dimensionnement.

5. Vérification de l'effort sismique résistant de la tour

En l'absence de valeur pour l'interaction sol/structure ces calculs sont réalisés avec des appuis rigides.

► **Pieux**

L'effort dimensionnant des pieux est la traction.

Avec une accélération au rocher de 2.15 m/s^2 les pieux sont correctement dimensionnés pour reprendre les efforts du séisme. Cette accélération correspond à 86.1 % de l'accélération des bâtiments existants et est 188 % supérieure aux efforts calculés lors de la conception de la tour.

► **Structure béton**

Avec une accélération au rocher de 2.15 m/s^2 la structure béton est correctement dimensionnée pour reprendre les efforts du séisme. Cette accélération correspond à 86.1 % de l'accélération

des bâtiments existants et est 188 % supérieure aux efforts calculés lors de la conception de la tour.

Les peux et la structure béton résistent à la même accélération au rocher.

► Charpente métallique

Nous avons calculé la charpente pour accélération de 1 m/s^2 qui correspond au séisme déjà vécu par la structure.

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Contrefiche							
25 Contrefiche_2	OK	TRON 219x4.5	ACIER E24	50.45	50.45	0.46	8 ELU /2/
Famille : 2 Traverse Plancher bas 2 UPN180							
5 Traverse UUP 1	OK	UUPN 180	ACIER E24	45.05	112.31	0.46	40 ACC /17/
Famille : 3 Traverse Plancher haut 2 UPN180							
341 Traverse UU	✗	UUPN 180	ACIER E24	45.06	112.32	1.11	40 ACC /1/
Famille : 4 Poteau support toit							
272 Poteau suppo	OK	CAISS_I_1	ACIER E36	46.86	74.27	0.99	40 ACC /74/
Famille : 5 Traverse toit							
51 Poutre toiture_	OK	I-SYM_V_1	ACIER E36	31.17	48.13	0.60	40 ACC /1/
Famille : 6 CTV plancher							
301 CTV plancher	OK	TCAR 80x3.2	ACIER E24	0.32	1.87	0.41	40 ACC /1/
Famille : 7 Solives							
30 Solive_30	OK	TREC 200x100	ACIER E24	62.10	53.01	0.89	8 ELU /1/

Le calcul nous indique que la charpente ne résiste pas à cette accélération. Lors du séisme les éléments secondaires, bien que non pris en compte dans le calcul, peuvent exercer une influence sur la stabilité de l'ouvrage. De plus, dans ce calcul, l'interaction sol/structure n'est pas prise en compte alors qu'elle existe.

Nous pouvons considérer que la charpente résiste à une accélération au rocher de 1 m/s^2 compte tenu que l'ouvrage a déjà subi cette accélération sans dommage.

► Conclusion

Les pieux et la structure béton résistent à une accélération au rocher de $2,15 \text{ m/s}^2$. La structure métallique résiste à une accélération de 1 m/s^2 . Comme démontré dans la partie IX.4, la prise en compte de l'interaction sol/structure permet d'augmenter ces valeurs.

Le rapport sera mis à jour une fois que nous aurons obtenu les valeurs réelles de l'interaction sol structure.

6. Conclusion

Les calculs dynamiques effectués dans le cadre de cette étude ont permis d'évaluer la réponse de la structure de la tour de contrôle aux sollicitations sismiques suivant différentes hypothèses.

Les points suivants ressortent :

Efforts sismiques :

L'analyse selon la Catégorie d'importance IV (Eurocode 8) et la classe de sol C confirme une augmentation significative des sollicitations par rapport aux hypothèses de conception initiales (PS69) pour les bâtiments neufs et bâtiments existants.

La prise en compte de l'interaction sol/structure pourrait permettre de calculer un comportement plus réaliste de la tour en modélisant le comportement du sol. Une étude est en cours pour déterminer le comportement dynamique du sol. Cela nous permet de diminuer les efforts sismiques dans la structure.

Augmentation des efforts horizontaux par rapport au calcul initial :

- +360 % Eurocode 8 bâtiment neuf
- +209 % Eurocode 8 bâtiment existant
- +203 % Eurocode 8 bâtiment existant avec prise en compte de l'interaction sol/structure.

Pieux béton

Le pieux béton résiste à une accélération de $2,15 \text{ m/s}^2$ sur appuis rigides. Ils résisteront à une accélération plus importante si l'interaction sol/structure était prise en compte. En l'état leur résistance n'est pas suffisante pour satisfaire la réglementation sur les bâtiments existants.

Cela est principalement dû aux hypothèses sismiques initiales avec des efforts beaucoup plus faibles que les efforts de calculs réglementaires actuels.

Structure béton

La structure béton résiste à une accélération de $2,15 \text{ m/s}^2$ sur appuis rigides. Elle résistera à une accélération plus importante si l'interaction sol/structure était prise en compte. En l'état leur résistance n'est pas suffisante pour satisfaire la réglementation sur les bâtiments existants.

Cela est principalement dû aux hypothèses sismiques initiales avec des efforts beaucoup plus faibles que les efforts de calculs réglementaires actuels.

Charpente métallique

La charpente métallique résiste à une accélération de 1 m/s^2 sur appuis rigides. Elle résistera à une accélération plus importante si l'interaction sol/structure était prise en compte. En l'état leur résistance n'est pas suffisante pour satisfaire la réglementation sur les bâtiments existants.

Cela est principalement dû aux hypothèses sismiques initiales avec des efforts beaucoup plus faibles que les efforts de calculs réglementaires actuels et que le coup de fouet induit par la structure béton n'a pas été pris en compte dans sa conception.

Il faudra tout de même vérifier les hypothèses de calcul avec des investigations de la structure. IL faudra vérifier le comportement des pieux vis-à-vis des efforts horizontaux en prenant en compte le bâtiment bloc technique.

X. Proposition d'amélioration du comportement de la tour au séisme

1. Pieux béton

Au vu de la structure et de la proximité des autres bâtiments, les pieux ne pourront pas techniquement être renforcés.

Des solutions de renforcement de sol pourraient être envisagées, mais elles nécessiteraient des investigations géotechniques poussées.

Il sera très compliqué et onéreux d'améliorer le comportement des pieux au séisme.

Les pieux résistent à une accélération de 2.15 m/s^2 au rocher, avec la prise en compte de l'interaction sol/structure, les pieux pourraient être justifiables à une accélération au rocher de 3 m/s^2

2. Structure béton

Plusieurs solutions pourront être envisagées pour améliorer le comportement de la structure béton au séisme :

Renforcement de la structure béton par plats métalliques

Renforcement de la structure béton par mise en place de plats métalliques en façade ou en intérieur pour augmenter la résistance de la structure béton aux efforts de traction qui sont dimensionnant.

Cette solution ne générera pas le fonctionnement du bâtiment en dehors de légères vibrations et du bruit lors de la mise en œuvre. Les plats métalliques nécessiteront un entretien régulier pour éviter les risques de corrosion.

Renforcement de la structure béton par plat carbone collé

Renforcement de la structure béton par mise en place de plats carbone collés en façade ou en intérieur pour augmenter la résistance de la structure béton aux efforts de traction qui sont dimensionnants.

Cette solution ne générera pas le fonctionnement du bâtiment en dehors de légères vibrations et du bruit.

Renforcement de la structure béton par création de contre voile béton.

Renforcement de la structure béton par création de contre voile béton extérieur sur une partie de la hauteur de la tour.

Cette solution nous paraît compliquée à mettre en place techniquement au vu de la proximité avec les autres bâtiments et les difficultés à l'exploitation du bâtiment généré par les travaux.

Des renforcements pourront être étudiés pour améliorer le comportement de la structure béton en fonction de l'objectif de résistance souhaité par la maîtrise d'ouvrage.

La structure béton résiste à une accélération de 2.15 m/s^2 au rocher, avec la prise en compte de l'interaction sol/structure, la structure béton serait justifiable à une accélération au rocher de 3 m/s^2

Avec un renforcement de la structure béton nous pourrions atteindre une accélération de 4.2 m/s^2 au maximum.

3. Charpente métallique

Deux solutions sont envisagées pour améliorer le comportement de la charpente :

Ajout de contreventement dans la charpente

Ajout de contreventement dans la charpente pour rigidifier la structure métallique et améliorer son comportement.

Ces contreventements devront être définis pour au maximum ne pas gêner l'exploitation de la vigie. Un renforcement des profilés est possible ainsi que l'ajout de portique de contreventement.

Remplacement de la charpente

Remplacement total de la charpente métallique de la vigie.

Cette solution radicale est en réalité assez simple et rapide pour peu qu'elle soit bien préparée. Le principe est de monter la nouvelle vigie au sol. Elle peut être équipée de l'ensemble de ses systèmes pendant que la vigie actuelle reste en activité.

Au moment choisi, l'ancienne vigie est déposée en un bloc avec une grue et la nouvelle est remise en place sur les points de fixation actuelle. Il restera le raccordement des fluides à réaliser. On peut imaginer ce remplacement en quelques semaines.

XI. Niveaux de dommages attendus en fonction du séisme

Pour guider les choix de renforcement du maître d'ouvrage, nous allons dans ce chapitre décrire les dommages attendus pour les bâtiments en fonction de l'intensité du séisme.

Plusieurs séismes avec différentes intensités seront comparés :

- Séisme avec une période de retour de 1000 ans. Ce séisme a une probabilité de 5 % d'arriver sur une période de 50 ans. C'est un séisme avec une grande intensité, les ouvrages neufs de catégorie IV sont calculés pour résister à ce séisme.
- Séisme avec une période de retour de 475 ans. Ce séisme a une probabilité de 10 % d'arriver sur une période de 50 ans. C'est le séisme qui sert de base au calcul sismique Eurocode 8. Les ouvrages neufs de catégorie IV sont calculés pour résister sans dommage à ce séisme, les bâtiments neufs classiques doivent résister à ce séisme avec des dommages.
- Séisme avec une période de retour inférieure à 50 ans. Ce séisme a une probabilité très forte d'arriver sur une période de 50 ans. Les bâtiments neufs classiques doivent résister à ce séisme sans dommage.

La tour de contrôle a déjà subi un séisme avec une période de retour inférieure à 50 ans.

Nous comparerons deux types de structures :

- Les bâtiments calculés en catégorie IV. Cela correspond au niveau de résistance attendu d'un bâtiment comme la tour de contrôle si elle était construite aujourd'hui. Ces bâtiments ont une durée de vie de 100 ans.
- Les bâtiments considérés existants calculés en catégorie IV. Cela correspond à un bâtiment qui est existant et qui a une durée de vie réduite. Sa résistance est 40 % inférieure aux bâtiments neufs.

La tour de contrôle a une résistance inférieure à un bâtiment existant de catégorie IV.

Ce tableau résume les dommages attendus d'après la réglementation en fonction de l'intensité du séisme et de la résistance calculée du bâtiment.

Séisme	Bâtiment neuf cat IV			Bâtiment existant cat IV			Elément on structuraux
	Protection des vie humaine	Fissuration	Réhabilitation à prévoir	Protection des vie humaine	Fissuration	Réhabilitation à prévoir	
Période de retour de 1 000 ans (4,2 m/s ² au rocher)	oui	peut-être importante	Réhabilitation lourde	non	Risque effondrement	Impossible à réhabiliter	Dom-mage important
Période de retour de 475 ans (3 m/s ² au rocher)	oui	limité	Réhabilitation légère	oui	peut-être importante	Réhabilitation lourde	Dom-mage modéré
Période de retour de moins de 50 ans (1 m/s ² au rocher)	oui	très faible	Pas de réhabilitation	oui	limité	Réhabilitation légère	Dom-mage faible

Au vu de nos calculs sismiques, la charpente métallique subirait des dommages importants ou s'effondrerait lors d'un séisme avec une période de retour de 475 ans.

En renforçant la superstructure du bâtiment, principalement la charpente, il est envisageable d'atteindre la résistance d'un bâtiment existant de catégorie IV. Néanmoins, compte tenu du fait que nous ne pouvons pas renforcer les infrastructures comme les pieux, il n'est pas techniquement réalisable d'atteindre la résistance d'un bâtiment neuf de catégorie IV.

La tour sera donc limitée à la capacité portante de ses pieux.

XII. Conclusion

L'analyse dynamique menée dans le cadre de cette étude met en lumière les limitations de la structure actuelle de la tour de contrôle face aux sollicitations sismiques selon les normes Eurocode. Les hypothèses de conception initiales (PS69) se révèlent largement insuffisantes pour répondre aux exigences actuelles, notamment en ce qui concerne les efforts horizontaux et les performances des fondations, de la structure en béton et de la charpente métallique.

Nous avons vérifié le comportement dynamique de la structure suivant différentes intensités de séisme. Cela a révélé que la structure n'est pas dimensionnée pour reprendre les efforts des séismes réglementaires de l'Eurocode. La charpente est la partie de la structure qui est la moins résistante sous combinaison sismique, elle résiste à une accélération de 1 m/s^2 . Les pieux et la structure béton sont un peu plus résistants, 2.15 m/s^2 .

L'intégration d'une modélisation prenant en compte l'interaction sol/structure pourrait améliorer les prévisions de performance et permettre une optimisation des renforcements nécessaires. Cependant, les analyses complémentaires restent primordiales pour affiner les hypothèses, valider les résultats et orienter les solutions de renforcement.

En conclusion, bien que la structure puisse répondre partiellement à des scénarios sismiques modérés, des améliorations seraient nécessaires pour garantir la sécurité des occupants et la pérennité de l'ouvrage face à des événements sismiques majeurs. En fonction de la prolongation de la durée de vie de la tour souhaitée, des renforcements sur la structure béton et la charpente seront envisageables pour augmenter la résistance du bâtiment et elles assureront la résilience de la tour de contrôle pour les années à venir.

Les équipements devront être étudiés pour assurer la continuité de fonctionnement de la tour lors du phénomène sismique.

Fin du rapport

L'ingénieur