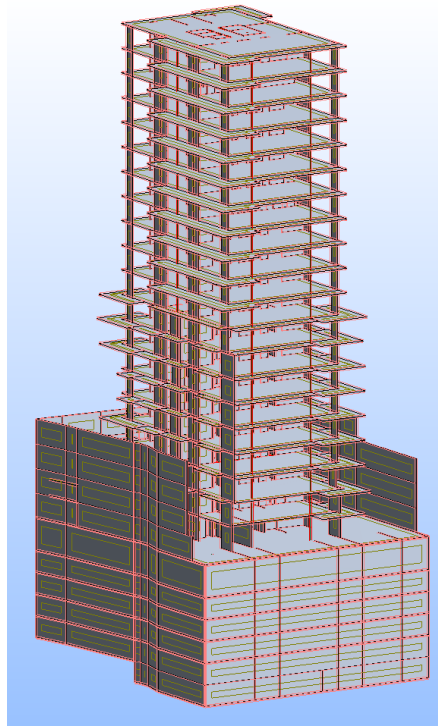


<p>BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES BERTULI ASSOCIES INGENIEUR CONSEIL "LE SPHINX" 27 rue Châteauneuf 06000 NICE TEL : 04.93.86.95.95 FAX : 04.93.96.88.78 S.A.R.L. au Capital de 7800 Euro E-mail : info@babet.fr</p>	<p>B A B E T</p>
---	---



PROJET DE FIN D'ETUDE

La Tour Tétotista à Monaco

Auteur : BONNARD Quentin

Tuteur INSA Strasbourg : M. Guth

Tuteur entreprise : M. Bertuli

REMERCIEMENTS

Mes remerciements sincères vont à l'entreprise B.A.B.E.T., à tous les employés qui y travaillent, pour m'avoir permis d'effectuer mon projet de fin d'étude et de m'avoir confié des responsabilités pour cette étude qui m'a permis de continuer ma formation.

Je tiens à remercier monsieur Didier GUTH, directeur d'ARCADIS Strasbourg, pour sa disponibilité et ses conseils qui m'ont permis de toujours me poser de nouvelles questions et ainsi d'avancer dans mon projet.

Je remercie particulièrement la famille BERTULI, Roger et Roland, pour le temps passé à m'expliquer les bases du métier d'ingénieur.

Je souhaitais remercier tout particulièrement ma famille de m'avoir permis de faire de longues études loin de chez moi et de m'avoir soutenu pendant ces 3 années.

SOMMAIRE

Sommaire

REMERCIEMENTS	2
Liste des figures et tableaux.....	4
Annexes.....	5
INTRODUCTION	6
1 Présentation de l'entreprise.....	7
2 Présentation du projet	9
2.1 Localisation	11
2.2 Spécificités.....	12
3 Risque sismique.....	15
3.1 Règlementation parasismique	15
3.1.1 Règlementation française	15
3.1.2 Règlementation monégasque	18
3.2 Réponses de la structure	20
3.2.1 Amortissement : ξ	20
3.2.2 Coefficient de comportement.....	22
4 Eléments pour le calcul sismique	23
4.1 Stratégie du calcul sismique	23
4.2 Recueil des hypothèses pour le calcul sismique	24
5 Modélisation	28
6 L'analyse modale.....	33
6.1 Méthodologie de calcul	33
6.2 Résultats	34
7 Vérification	35
7.1 Conditions à remplir par la structure.....	35
7.1.1 Méthode	35
7.1.2 Régularité du bâtiment	35
7.2 Formules	40
7.3 Feuilles de calcul	42
7.4 Bilan	43
8 Plan d'exécution.....	44
CONCLUSION.....	46
BIBLIOGRAPHIE	47

Liste des figures et tableaux

- ❖ Fig. 1.1. Localisation géographique
- ❖ Fig. 1.2. Pôle multimodal du tramway de Nice
- ❖ Fig. 1.3. Chantiers réalisés par B.A.B.E.T.
- ❖ Fig. 2.1. Projet Wilmotte et Associés S.A.
- ❖ Fig. 2.1.1. Localisation géographique
- ❖ Fig. 2.2.1. Localisation des parois moulées
- ❖ Fig. 2.2.2. Méthode de réalisation des parois moulées
- ❖ Fig. 2.2.3. Paroi moulée amont
- ❖ Fig. 2.2.4. Réservoirs de bentonite
- ❖ Fig. 2.2.5. Machine posant les armatures
- ❖ Fig. 2.2.6. Micro pieux
- ❖ Fig. 3.1.1.1. Règlements parasismique française
- ❖ Fig. 3.1.1.2. Tableau des classes d'ouvrage
- ❖ Fig. 3.1.1.3. Tableau d'accélération nominale
- ❖ Fig. 3.1.1.4. Région de vent de la France
- ❖ Fig. 3.1.1.5. Région de neige de la France
- ❖ Fig. 3.1.2.1. Spectre P.S.92
- ❖ Fig. 3.1.2.2. Spectre monégasque
- ❖ Fig. 3.1.2.3. Zonage sismique de la France
- ❖ Fig. 3.2.1.1. Tableau des coefficients d'amortissement
- ❖ Fig. 3.2.2.1. Tableau des coefficients de comportement
- ❖ Fig. 4.2.1. Coupe du terrain
- ❖ Fig. 4.2.2. Schéma de poussée du vent
- ❖ Fig. 5.1. Extrait du CCTP
- ❖ Fig. 5.2. Modèle Robot
- ❖ Fig. 5.3. Modèle d'un étage courant
- ❖ Fig. 5.4. Maillage du radier
- ❖ Fig. 6.1.1. Tableau des combinaisons Robot
- ❖ Fig. 6.2.1. Extrait de la note de calcul de B.A.B.E.T.
- ❖ Fig. 7.2.1.2. Plan d'un étage courant
- ❖ Fig. 7.1.2.1. Tableau de calcul des centres de gravité et de torsion
- ❖ Fig. 7.2.1. Extrait du P.S.92
- ❖ Fig. 7.2.2. Extrait de l'annexe de loi monégasque
- ❖ Fig. 7.3.1. Tableau des résultats selon x
- ❖ Fig. 7.3.2. Tableau des résultats selon x et $H = 68.75m$
- ❖ Fig. 8.1. Plan de coffrage du R+14

Annexes

- Annexe 1 : Bulletin officiel de la principauté de Monaco du vendredi 20 Juin 2003 et son annexe.
- Annexe 2 : Résultats de la campagne de sondage d'ERG.
- Annexe 3 : Note de calcul au séisme de la tour Tétotista : N°012A.
- Annexe 4 : Note de calcul au vent de la tour Tétotista : N°013A.
- Annexe 5 : Note de calcul de Solétanche : SB.EXE.MO009266-NHG.-001.ind B.
- Annexe 6 : Coupe longitudinale de la tour Tétotista : N°050A.
- Annexe 7 : Plan du RDC : N°009D.
- Annexe 8 : Plan du R+19 : N°014D.
- Annexe 9 : Fiche ferrailage des raidisseurs types.
- Annexe 10 : Fiche ferrailage des attentes particulières types.
- Annexe 11 : Fiche ferrailage des linteaux types.
- Annexe 12 : Fiche ferrailage des voiles types.
- Annexe 13 : Planning des travaux.

INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles, les tremblements de terre sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Pouvons-nous prévoir un séisme ? Il semble que nous pouvons l'anticiper de seulement quelques heures, en effet les phénomènes sismiques ne sont pas parfaitement connus. Toutefois, à chaque séisme nous observons un regain d'intérêt pour la construction parasismique. En France, les deux tremblements de terre de 1996, survenu à Saint-Paul-de-Fenouillet et Annecy, ont certainement contribué à la prise en compte de ces phénomènes dans la construction. De plus, sur le plan international, l'impressionnant séisme de Kobé au Japon le 17 janvier 1995 nous amène à nous tourner une fois de plus vers la construction parasismique.

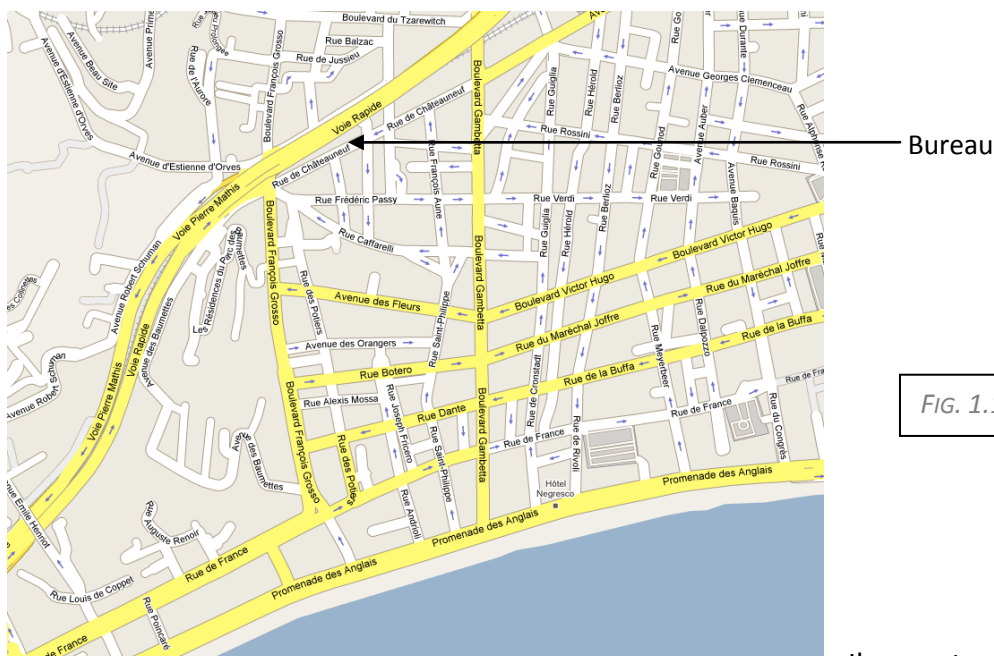
Lors de toute catastrophe naturelle, on se doit de protéger avant tous les hommes qui, près des lieux du désastre, courent un danger. Cela implique à la fois une connaissance scientifique du phénomène ainsi que la maîtrise des moyens techniques pour y faire face, et une considération totale du problème : les risques du séisme dépendent de l'activité tectonique, ainsi que de la nature du sol, caractéristiques régionales mises en relation avec les informations provenant du reste du monde, ce qui nécessite une bonne organisation à l'échelle planétaire.

Dans le cœur de tous les scientifiques étudiant ce problème, l'objectif principal est la protection des personnes et des biens. Ainsi, pour assurer cette protection, il existe plusieurs méthodes : d'une part la prévision et la prédiction des séismes, mettant en œuvre des méthodes mathématiques diverses, visant à avertir les populations dans les zones à risques, et d'autre part la prévention, qui consiste à concevoir des bâtiments pouvant résister aux secousses telluriques : c'est l'objet de la construction parasismique. Une combinaison des deux méthodes étant bien plus efficace.

Le sud de France, plus particulièrement mon département : les Alpes-Maritimes, connaît très bien ce problème et le combat au quotidien. Une des méthodes utilisées est la communication : des campagnes de prévention et des exercices d'alerte sismique sont réalisés. Ainsi, depuis ma tendre enfance, j'entends parler de tremblement de terre et de construction parasismique. C'est pourquoi, j'ai décidé de comprendre ce phénomène et les applications faites dans la construction. Dans cette optique, j'ai recherché un projet lié aux structures parasismiques. Ainsi un bureau d'étude technique structure m'a proposé de travailler sur la tour TéoTista à Monaco. Je vais donc vous présenter mon travail réalisé.

1 Présentation de l'entreprise

Le bureau d'étude B.A.B.E.T. (Bertuli Associés Bureau d'Etude Technique) est ouvert depuis avril 1982 et situé au cœur Nice au 27 de la rue Châteauneuf.

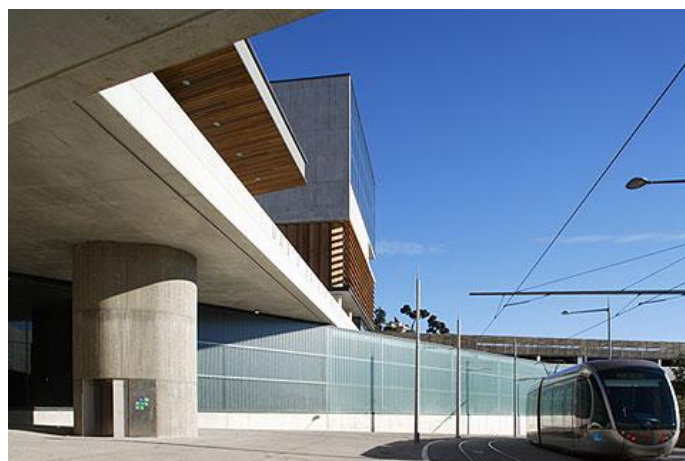


Bureau

FIG. 1.1. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE

Il est composé de 4 dessinateurs/projeteurs, de 2 secrétaires et de 3 ingénieurs. Les dessinateurs/projeteurs sont les suivants: M.ARNOULD Julien, M.HILALI Mika'il, M.MULA Yann et M.MARIA Pascal. Les ingénieurs sont : M.BERTULI Roger (ECL 1973), M.BERTULI Rolland et M.EL RIFAI Houssam (Diplômé de l'université libanaise). L'entreprise génère un chiffre d'affaire de 900 000 euros et mène à bien environ 50 chantiers par an. Le bureau d'étude B.A.B.E.T. réalise des chantiers de petites tailles, tel que des maisons individuelles, mais aussi prend part à des projets de grande importance tel que l'hôpital Pasteur de Nice. Parmi tous les chantiers réalisés nous retrouvons le pôle multimodal du tramway de Nice conçu par l'architecte Marc BARANI qui a obtenu l'équerre d'argent en 2008.

FIG. 1.2. POLE MULTIMODAL DU TRAMWAY DE NICE



Et aussi des chantiers tels que :

Hotel Monte Carlo Bay

Monaco
2005

106 000 m²
153 646 000 €



Les Terrasses du Port

Monaco
2003

30 000 m²
108 789 000 €



Palais Nikaïa

Nice
2001

26 728 000 €



Ainsi, les différents chantiers réalisés par le bureau d'étude B.A.B.E.T. sont diversifiés et s'étendent de Menton à Cannes en passant par la Corse.

Hôpital l'Archet II

Nice
1993

90 000 m²
72 444 000 €




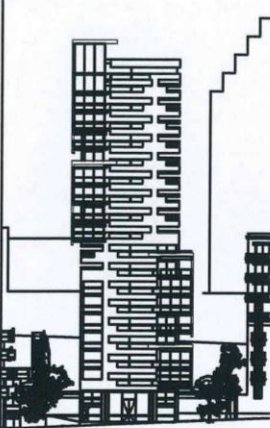
FIG. 1.3. CHANTIERS REALISES PAR B.A.B.E.T.

La spécialité du bureau d'étude est la construction en zone sismique : conception et exécution de programmes neufs, parois de soutènement et réhabilitation.

Les différentes missions réalisées par le bureau d'étude technique sont :

- Avant Projet Sommaire.
- Avant Projet Détaillé.
- Maîtrise d'œuvre : cette partie ne représente que 20% de l'activité.
- Plans d'Exécution : représente 80% de l'activité du bureau, ils se composent des plans de ferrailage, des plans de coffrage et du suivi du chantier jusqu'à la livraison.

2 Présentation du projet

PRINCIPAUTE DE MONACO							
IMMEUBLE D'HABITATION TEOTISTA LOGEMENTS – COMMERCE – PARKING PRIVE							
N°8,10,12et28 Avenue Hector Otto, Quartier des Révoires/ MONACO							
MAITRE D'OUVRAGE							
MICHEL PASTOR GROUP							
Place des Moulins 98000 MONACO Tél : 92.16.58.88 Fax : 93.25.76.57							
MAITRISE D'OEUVRE							
 WILMOTTE & ASSOCIÉS SA SA d'architecture ARCHITECTE 68, rue du Faubourg St Antoine 75012 PARIS Tel: 33 (0)1.53.02.22.22, Fax: 01.43.44.17.11				Atelier BLANCHI ARCHITECTE 2 Boulevard d'Italie, GRAND PALAIS 98000 Monaco Tel: (00377) 97 98 18 88, Fax: (00377) 97.700.118			
ANTONIO COLLU BUREAU D'ETUDES STRUCTURES Via Veneto, 28 18039 VENTIMIGLIA (ITALIE) Tel: +39.01.84.23.90.08 Fax: +39.01.84.23.90.08				FIMATEC S.A.M. BUREAU D'ETUDES FLUIDES " Algue Marine " 24, av.de Fontvieille 98000 MONACO Tel: +377.92.05.19.20 Fax: +377.92.05.19.29			
BUREAU DE CONTROLE							
 <div style="float: right; width: 75%;"> BUREAU VERITAS Chateau d'azur, 44 Bd d'Italie MC 98000 MONACO Tel: +377.92.05.34.67 Fax: +377.92.05.99.84 </div>							
ENTREPRISES :						BERTULI	
DUMEZ MONACO						MONACO	
SOBEAM						BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES	
ENGECO						7, avenue Saint Roman "La Tour"	
SOLETANCHE						98000 MONACO	
						Tel: +377 97 98 38 39	
						Fax: +377 97 97 06 78	
						http://www.bertuli.com/	
						SARL au capital de 15.000 euro	
Désignation							
Zone	Niveau	Phase	CODE EMETTEUR	N° de LOT	Numéro de série	Indice	

Mon projet de fin d'étude porte sur un nouveau chantier de grande importance faisant partie de l'actualité du bureau d'étude B.A.B.E.T. : la tour Téotista.

Tour Teotista

Monaco
Architecte : Wilmotte & Associés

Exécution
Livraison 2011



Un des deux architectes, Jean-Michel WILMOTTE, urbaniste et designer, a ouvert son bureau d'études en 1975. Aujourd'hui avec une équipe de cent trente-cinq personnes de nationalités différentes, il travaille sur plus de deux cent projets en France et à l'étranger (Europe, Corée, Liban, Maroc, Qatar, Japon, Russie, USA,...). Les activités du bureau d'études s'étendent du design industriel à l'architecture, tout en poursuivant des réalisations dans les domaines de la greffe contemporaine et de la muséographie. En tant qu'urbaniste, il développe le concept d'« architecture intérieure des villes », afin de traiter l'espace public avec le même soin que l'espace privé.

Il crée en 2005 la Fondation d'entreprise Wilmotte qui organise chaque année un concours, le Prix W, qui permet de découvrir et d'accompagner de jeunes talents afin de les sensibiliser à l'importance d'associer patrimoine et architecture de demain.



LOGEMENTS
<p>TEOTISTA Conception d'une tour mixte de logements et bureaux</p> <p>Pays : Principauté de Monaco Ville : Monaco Début des travaux : 2008 Etat du projet : En cours Nature de la commande : Privé</p>
RETOUR

Wilmotte et Associés SA d'Architecture. 68 rue Faubourg-Saint-Antoine 75012 Paris, +33 (0) 1 53 02 22 22

Fig. 2.1. Projet Wilmotte et Associés S.A.

2.1 Localisation

La tour Téotista est située à Monaco, entre la partie basse (au Sud), la partie haute (au Nord) de la rue Hector Otto, les immeubles Garden House (à l'Ouest) et la villa Béatrice (à l'Est). Le site est un terrain carré d'environ 30 mètres de côté. La tour comportera 19 étages et 6 sous-sols : elle accueillera des commerces et des bureaux dans ses 3 premiers étages et ensuite des logements allant du studio au F7, le R+18 et R+19 seront un vaste duplex de deux fois 450m². Les parkings seront donc sur 5 niveaux en sous-sol et le R+6 sera cloisonné en caves. La démolition préalable de logements a été nécessaire à la construction de cet ouvrage. La différence de hauteur entre le talus amont à 131.5 NGM et le talus aval 118 NGM est de 13.5m. La hauteur totale de terrassement de 31.6m nécessitera, pour la réalisation des travaux, la création de plateformes horizontales stabilisées. Quant à la hauteur totale, elle est de 63.5m hors sol et 17.2m en sous-sol. Le chantier sera réalisé en 2 phases : la première effectuée par l'entreprise Solétanche qui consiste à évacuer les décombres et à mettre en place les parois moulées et les micro-pieux, la deuxième partie, qui est l'élévation de la tour, sera réalisée par l'entreprise SOBEAM. Ces deux entreprises étant des filiales de VINCI. La première phase a débuté en janvier 2009.



Fig. 2.1.1. Localisation géographique

2.2 Spécificités

La première partie des travaux possède deux particularités intéressantes : les parois moulées et la berlinoise.

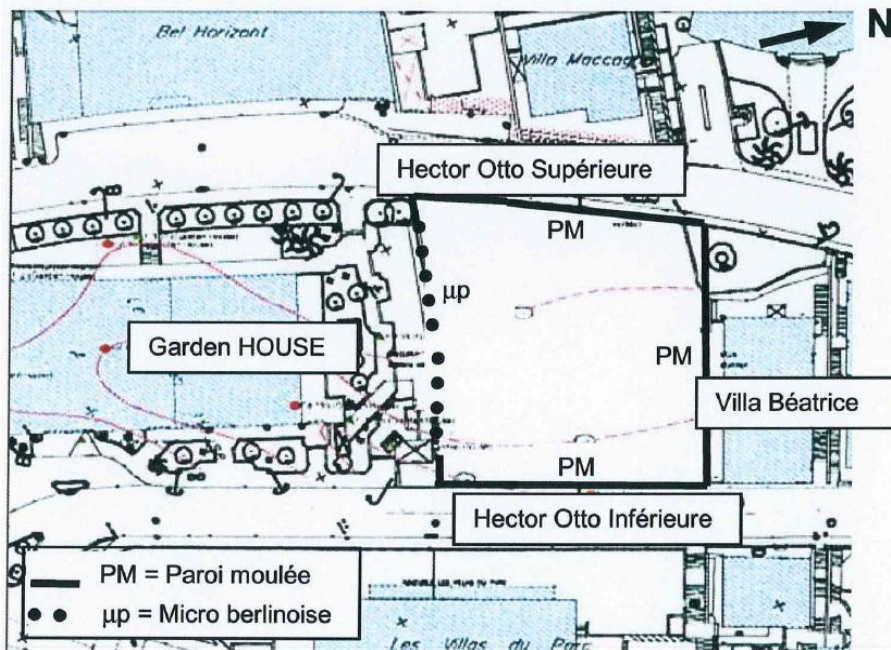


Fig. 2.2.1. Localisation des parois moulées et berlinoises

➤ Les parois moulées :

Les parois moulées seront réalisées sur trois cotés du chantier, elles servent de murs de soutènement et contrairement à l'accoutumer à Monaco il n'y aura pas de tirant d'ancrage à cause de la proximité des ouvrages voisins donc une solution de contreforts a été retenue pour retenir ces parois moulées.

Une paroi moulée est un écran vertical en béton, armé ou non, construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machine appropriées. Ce procédé de construction permet d'exécuter des murs ou écrans au sein même du terrain avant d'effectuer le terrassement correspondant aux fouilles de pleine masse. On peut distinguer deux catégories dans les applications possibles de la paroi moulée : les écrans d'étanchéité et les parois formant le soutènement, pour la tour Tétotista les parois moulées auront un rôle de soutènement.

Le principe d'exécution des parois moulées sur le chantier est le suivant :

- Réalisation des murettes-guides : assurent la régularité du tracé de la tranchée et canalisent la boue au voisinage de la surface.
- Forage par passes successives et remplissage de bentonite : cette boue a la particularité d'être visqueuse au repos et de redevenir fluide lorsqu'elle est agitée, cette propriété s'appelle la thixotropie.
- Mise en place des cages d'armature préfabriquées et bétonnage : un tube plongeur injecte le béton qui, étant plus dense que la bentonite, refoule la boue jusqu'à la surface où elle peut être pompée pour être réutilisée.

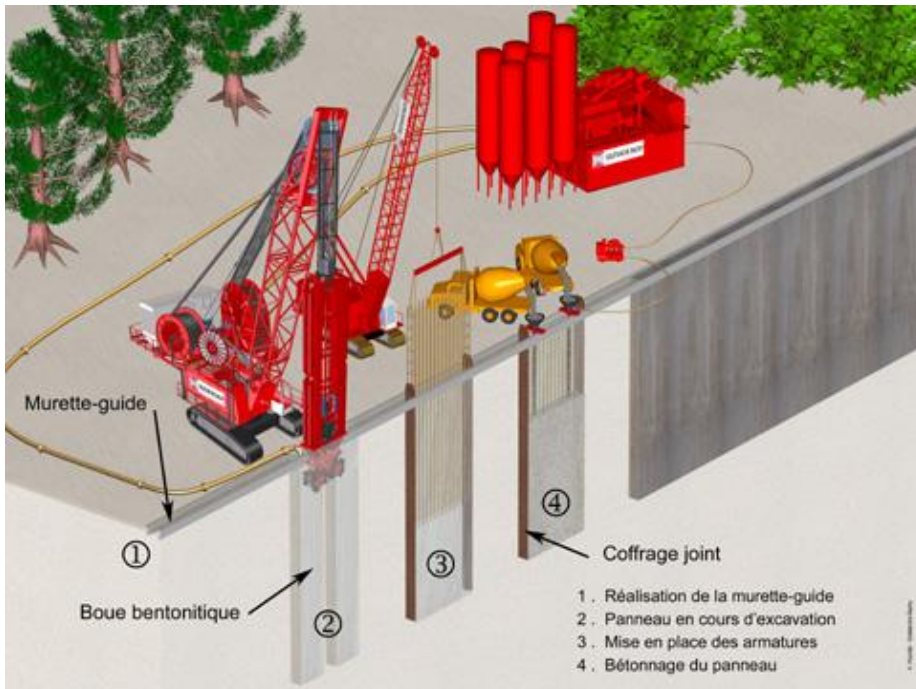


Fig. 2.2.2. Méthode de réalisation des parois moulées

La société Solétanche, qui est une filiale de VINCI, est spécialisée dans la réalisation de paroi moulée. Nous pouvons voir sur la Fig. 2.2.3. les cages d'armature de la paroi moulé amont enfouies dans la bentonite. A première vu, la bentonite semble lisse et solide, mais lorsque nous posons le pied dessus elle s'enfonce : il est donc nécessaire de faire très attention sur ce type de chantier.



Fig. 2.2.3. Paroi moulée amont



Fig. 2.2.4. Réservoirs de bentonite



Fig. 2.2.5. Machine posant les armatures

➤ La berlinoise :

L'idée de base consiste à faire, depuis la surface, avant tout creusement, une partie du soutènement : pieu, poteau moulé ou préfabriqué, qui assurera l'équilibre des efforts de butée (en pied) et de poussée (tirants ou butons multiples).

Ensuite, on creuse par tranches horizontales (un à quelques mètres selon la tenue des terres) et on complète le soutènement : pose des butons ou des tirants sur les appuis verticaux déjà en place, blindage des talus dégagés entre les appuis verticaux.

Les tranches horizontales peuvent être multiples. Le blindage, entre appuis, peut être fait de différentes façons: dalles minces de béton coulées en place ou préfabriquées, planches ou madriers bois, planches métalliques, béton projeté.

Le soutènement type est la "paroi berlinoise", ainsi dénommée car elle a été largement employée à Berlin. Dans ce cas, l'appui est un profilé métallique généralement mis en place dans un forage. L'espacement des profilés est de quelques mètres. Il s'agit, le plus souvent, d'un soutènement à caractère provisoire.

Pour le projet Téotista, des micro-pieux assureront la paroi berlinoise. L'entraxe des pieux est de 3m et leur diamètre est de 350 mm. La berlinoise sera complétée par deux nappes de treillis soudés, l'ensemble constituant avec le béton projeté un mur armé.



Fig. 2.2.6. Micro pieux

3 Risque sismique

3.1 Règlementation parasismique

3.1.1 Règlementation française

La réglementation relative à la construction parasismique se compose de textes d'origine législative et de textes techniques. Parmi les textes d'origine législative, nous distinguons les textes de loi et les textes réglementaires, qui sont les décrets et les arrêtés. Quant aux textes techniques, ils regroupent les normes, les règles et les avis techniques.

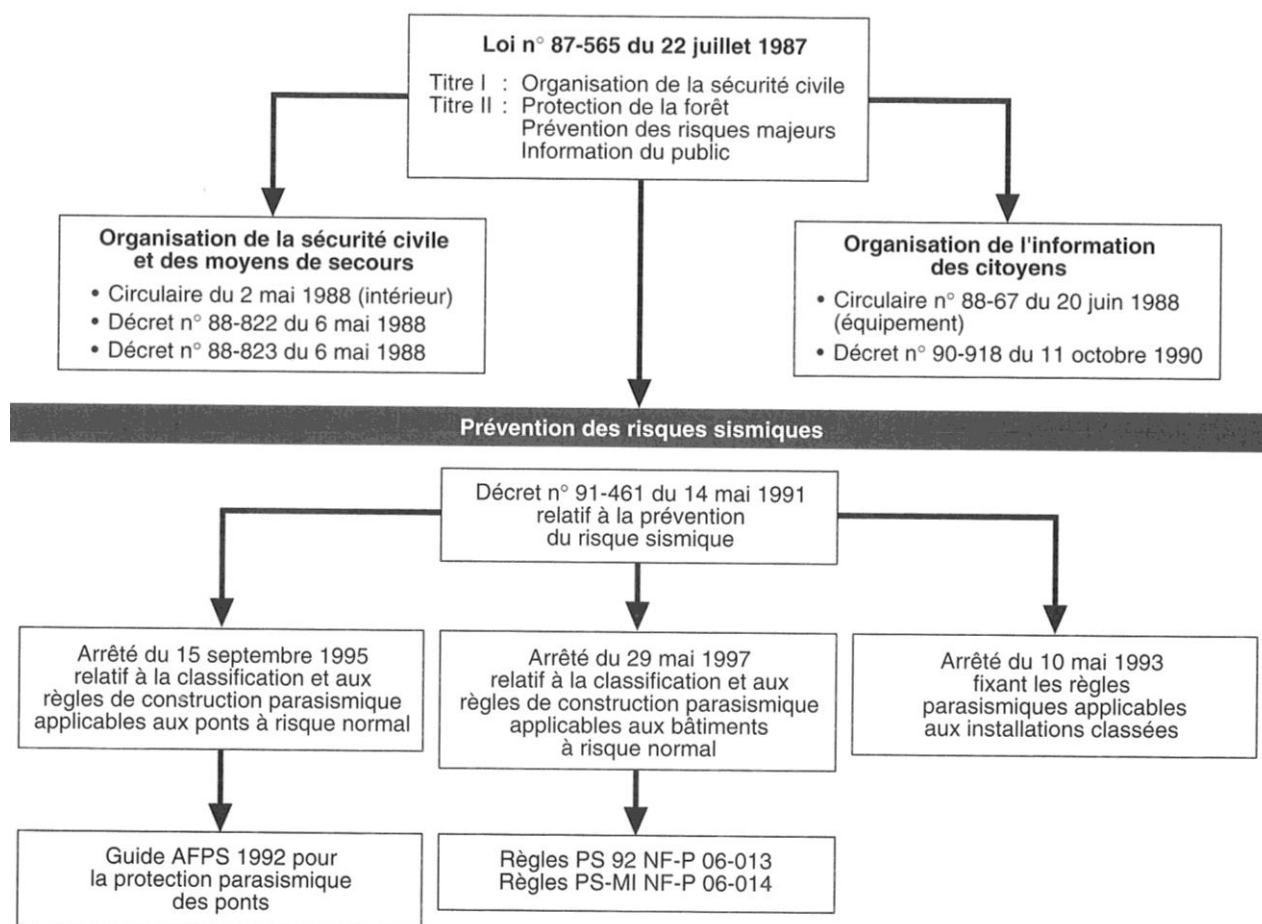


Fig. 3.1.1.1. Règlementation parasismique française

A l'heure de l'harmonisation européenne, l'Eurocode 8 va remplacer le P.S.92 d'ici 2010. L'Eurocode 8 vise à protéger les personnes situées en zones sismiques, à limiter les dommages et à maintenir en état les structures importantes pour la protection civile. Il regroupe six parties redéfinissant le dimensionnement des structures soumises aux sollicitations sismiques pour le bâtiment, les ponts, les silos et réservoirs, les fondations, les tours, mâts et cheminées et instaure de nouvelles formules tout en conservant les principes de calcul actuelles.

❖ Classes des ouvrages :

Ouvrages "à risque normal"				
Loi PS 69/82	Classe 0	Classe A	Classe B	Classe C
Loi PS 92	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
	ouvrages dont la défaillance ne représente qu'un risque minime pour les personnes et l'économie.	ouvrages et installations offrant un risque dit "normal" pour la population.	ouvrages représentant un risque élevé du fait de leur fréquentation ou de leur importance socio-économique.	ouvrages et installations dont la sécurité est primordiale pour les besoins de la Protection civile et la survie de la région.
	<i>perrons, garages ou ateliers privé, constructions agricoles de remisage de matériel et de récoltes, murs de clôture de moins de 1.8 mètres....</i>	<i>habitations individuelles, bureaux, ateliers, usines, garages à usage collectifs, etc...</i>	<i>établissements d'enseignement, stades, salles de spectacles, musées et tous les autres établissements recevant du public...</i>	<i>hôpitaux, casernes, centraux téléphoniques, garages d'ambulances, musées et bibliothèques abritant des oeuvres majeures...</i>

Fig. 3.1.1.2. Tableau des classes d'ouvrage

La tour TéoTista est un ouvrage représentant un risque élevé du fait de leur importance socio-économique : sa classe d'ouvrage sera donc C.

❖ Zones de sismicité :

Zones de sismicité	Classes de bâtiments (en 1992)		
	B	C	D
0	sismicité négligeable		
Ia	0.10 g	0.15 g	0.20 g
Ib	0.15 g	0.20 g	0.25 g
II	0.25 g	0.30 g	0.35 g
III	0.35 g	0.40 g	0.45 g

Fig. 3.1.1.3. Tableau d'accélération nominale

Le projet se situant à Monaco, il se trouve en zone II (voir carte de zonage §3.1.2) : sismicité moyenne d'où : $a_N = 0.3 \times g = 0.3 \times 9.81 \approx 3.0 \text{ m/s}^2$.

❖ Classification des sites :

Il est considéré quatre types de sites correspondant aux descriptions suivantes :

Site S_0 : sites rocheux (site de référence)

sols du groupe a en épaisseur inférieure à 15m.

Site S_1 : sols du groupe a en épaisseur supérieur à 15m

sols du groupe b en épaisseur inférieure à 15m.

Site S_2 : sols du groupe b en épaisseur comprise entre 15 et 50m.

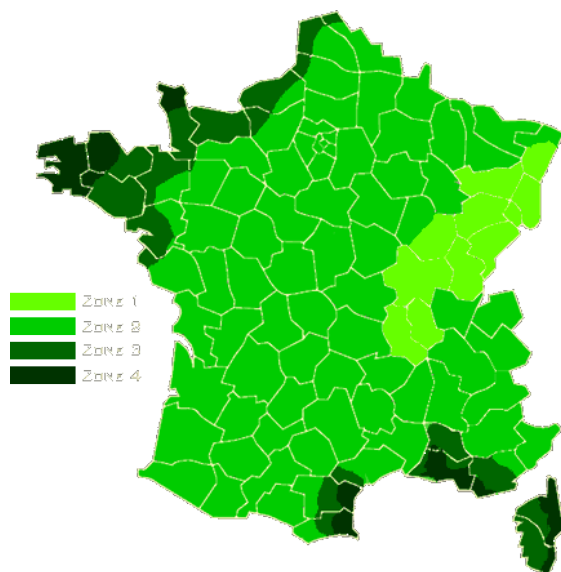
sols du groupe c en épaisseur inférieure à 10m.

Site S_3 : sols du groupe b en épaisseur supérieur à 50m

sols du groupe c en épaisseur comprise entre 50 et 100m.

Le terrain naturel sur lequel repose le projet étant de bonne qualité correspondant au groupe a et b selon le P.S.92 : sols de résistance bonne à moyenne, le site choisit a été S_1 .

❖ Coefficient de vent :

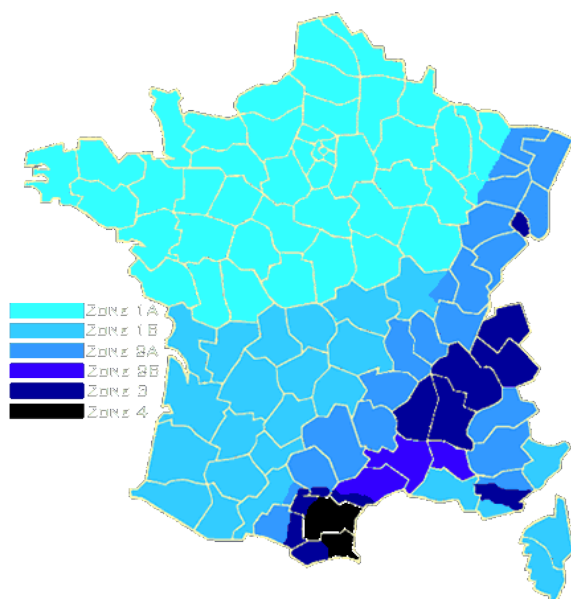


Département (cantons)	Vent 98 zone	Vent 65 région
1 Ain sauf: <i>Bellegarde sur Valserine, Belley, Brénod, Champagne en Valromnay, Collonges, Ferney-Voltaire, Gex, Hauteville-Lompdès, Lhuis, Nantua, Cyonmax, Seyssel, Virieu le Grand</i>	2	I II II II
2 Aisne sauf: <i>Aubenton, Bohain en Vermandois, Catelet, Chauny, Coucy le Château, Auffrique, Crécy sur Serre, Fère, Guise, Hirson, Ribemont</i> <i>May-de-l'Aisne, St-Quentin, St-Simon, Vermand</i>	2	I II II III
3 Allier	2	II
4 Alpes (Haute-Provence)	2	II
5 Alpes (Hautes)	2	II
6 Alpes-Maritimes	2	II

Fig.3.1.1.4. Région de vent de la France

Le coefficient de vent dans les Alpes-Maritimes est donc de 2.

❖ Coefficient de neige :



Altitude A [en mètres]	$\Delta s_1(A)$ [en kN/m ²]	$\Delta s_2(A)$ [en kN/m ²]
entre 0 et 200	0	0
entre 200 et 500	$0,10 \frac{A-200}{100}$	$0,15 \frac{A-200}{100}$
entre 500 et 1000	$0,30 + 0,15 \frac{A-500}{100}$	$0,45 + 0,35 \frac{A-500}{100}$
entre 1000 et 2000	$1,05 + 0,35 \frac{A-1000}{100}$	$2,20 + 0,70 \frac{A-1000}{100}$

Département	Région(s)
01 Ain	A2 / C2
02 Aisne	A1 / C1
03 Allier	A2
04 Alpes-de-Haute-Provence	C1
05 Hautes-Alpes	C1
06 Alpes-Maritimes	A2 / C1

Alpes-Maritimes	C1	Breil-sur-Roya, Guillaumes, Lantosque, Puget-Théniers, Roquebillière, St-Etienne-de-Tinée, St-Martin-Vésubie, St-Sauveur-sur-Tinée, Sospel, Tende, Villars-sur-Var
	A2	Tous les autres cantons

Régions	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique (S_k en kN/m^2) de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200m	0.45	0.45	0.55	0.55	0.65	0.65	0.9	1.4
Valeur de calcul S_d de la charge exceptionnelle de neige sur le sol	-	1.0	1.0	1.35	-	1.35	1.8	-
Loi de variation de la charge caractéristique pour une altitude supérieure à 200m	dS1							dS2

Fig. 3.1.1.5. Région de neige de la France

La classe des Alpes-Maritimes est donc A2/C1 selon l'Eurocode 1 ou zone 1B selon les DTU français.

3.1.2 Règlementation monégasque

La réglementation monégasque reprend la réglementation française dans l'arrêté ministériel n°2003-351 du 11 juin 2003 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments avec son annexe comportant 2 tableaux définissant les types de sites ainsi que les valeurs spécifiques au spectre de dimensionnement normalisé. Les différences entre les 2 règlements sont les suivants :

- Le spectre d'accélération normalisé défini par :

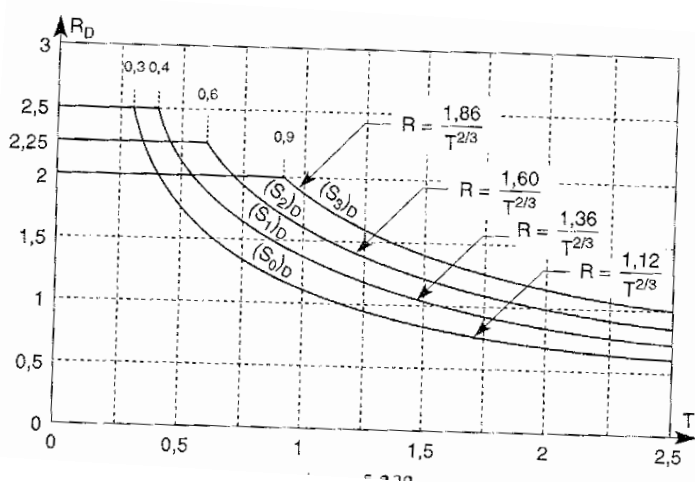


Fig. 3.1.2.1. Spectre P.S.92

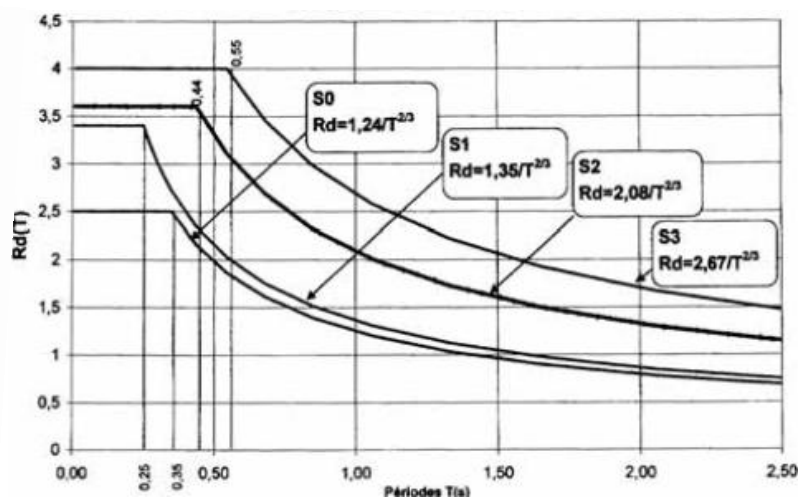
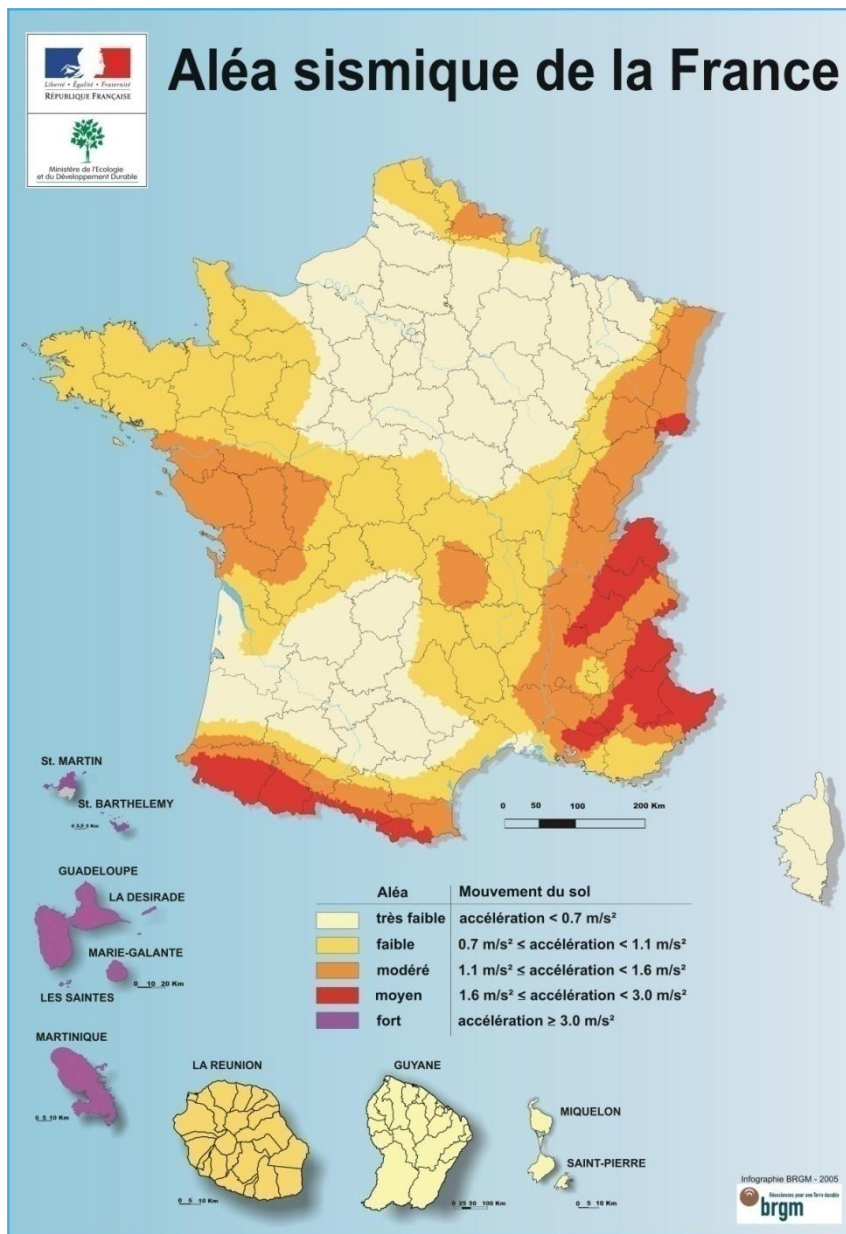


Fig. 3.1.2.2. Spectre monégasque

- L'accélération nominale a_N définie par :

Zone de sismicité		Classe des Bâtiments			
		A	B	C	D
II	Sismicité moyenne	1,0	1,6	1,9	2,2

La réglementation monégasque concernant la tour Tétosta est plus souple que celle française : en France nous aurions pris $a_N=3.0\text{m/s}^2$ alors que nous avons pris $a_N=1.9\text{m/s}^2$ à Monaco.



HYPOTHESES DE CALCUL EN daN/m ²						
		S1	S2	S3	S4	
Charges permanentes	G=	200	100	100	300	
Charges d'exploitation	Q=	150	250	100	250	
STABILITE AU FEU 1 HEURE						
COEFFICIENT SISMIQUE PS 92 : a _N = 1,5						
CONTRAINTE AU SOL = 0,25 MPa						

Fig. 3.1.2.4. Exemple sur Antibes

Fig. 3.1.2.3. Zonage sismique de la France

La zone des chantiers du bureau d'étude B.A.B.E.T. comporte 3 coefficients sismiques PS92 a_N différents :

- $a_N < 0.7 \text{ m/s}^2$: en Corse.
 - $1.1 < a_N < 1.6 \text{ m/s}^2$: entre Cannes et Antibes.
 - $1.6 < a_N < 3.0 \text{ m/s}^2$: entre Nice et Menton.
- La loi monégasque impose au chantier d'avoir leurs palissades peintes, en effet comme tous les chantiers sont en ville cela les rend moins inesthétiques.



Fig. 3.1.2.5. Palissades de chantier

3.2 Réponses de la structure

3.2.1 Amortissement : ξ

La réponse des structures soumises aux forces sismiques, variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux consécutifs de la structure, des assemblages des différents éléments de la structure et des liaisons avec le milieu environnant, donc de l'interaction sol-structure. Les phénomènes physiques intervenant dans l'amortissement d'une structure ou du sol sont nombreux : frottement, viscosité et plasticité des matériaux, rayonnement au niveau du sol, etc.

Selon le P.S.92, le coefficient d'amortissement pris pour le spectre normalisé type est de 5%. La structure de la tour TéoTista est en béton armé donc nous avons d'après le P.S.92 un coefficient d'amortissement de 4% (voir fig.3.2.1.1). C'est pourquoi, il est nécessaire de rectifier le spectre normalisé en le multipliant par le coefficient ρ défini par :

$$\rho = \frac{5^{0.4}}{\xi} = \frac{5^{0.4}}{4} = 1.094$$

Ainsi, le spectre normalisé subi une translation verticale ascendante de 1%. Le logiciel Robot prend en compte dans son analyse cette rectification et il le détail dans la note de calcul jointe en annexe.

Les phénomènes d'amortissement jouent un rôle majeur dans la réponse des structures.

On peut le décomposer en 2 points.

- L'amortissement interne :

Il engendre la principale dissipation d'énergie suite à la déformation des matériaux :

Par un amortissement visqueux caractérisant la dissipation d'énergie dans le domaine élastique.

Par un amortissement d'hystérésis caractérisant le domaine inélastique.

- L'amortissement externe :

Par les frottements entre les éléments structuraux et non structuraux.

Par l'interaction entre le sol et les fondations.

On traite l'amortissement externe et l'amortissement d'hystérésis comme un amortissement visqueux donnant lieu à la même dissipation d'énergie.

Ainsi on parle d'un amortissement total ζ équivalent.

$$\zeta = \frac{\text{amortissement_effectif}}{\text{amortissement_critique}}$$

Pour les structures on a toujours $\zeta < 1$

Les spectres de réponse sont généralement donnés pour un amortissement de 5%.

On augmente l'amortissement si l'ouvrage comporte beaucoup de cloisons et il diffère avec les différents types de structure.

Matériaux	Ouvrages avec peu d'éléments secondaires ζ %	Bâtiments avec une densité de cloisons équivalente à celle des bâtiments d'habitation	
		Structures à murs ζ % + 1 %	Structures à portiques ζ % + 2 %
Structures métalliques :			
- soudées	2	-	4
- boulonnées	4	-	6
Structures en béton :			
- non armé	3	4	-
- armé	4	5	6
- précontraint	2	-	4
Maçonneries :			
- armées	6	7	-
- chaînées	5	6	-
Structures en bois :			
- lamellé, collé	4	-	6
- boulonné	4	-	6
- cloué	5	-	7

Fig. 3.2.1.1. Tableau des coefficients d'amortissement

3.2.2 Coefficient de comportement

Ce coefficient traduit la non-linéarité des matériaux, c'est-à-dire lorsque les matériaux rentrent dans leurs comportements plastiques ils absorbent l'énergie transmis par le séisme. La résistance seule ne peut expliquer la tenue des ouvrages. La ductilité des matériaux permet d'éviter l'effondrement de l'ouvrage. En fait les déformations importantes des matériaux dans le domaine inélastique limitent les forces et contraintes s'exerçant sur la structure mais en contre partie les déformations et déplacements sont très importants.

La plupart des matériaux sont assez ductile pour autoriser des passages dans le domaine plastique. On n'exige alors pas une résistance maximale de la part de la structure mais une résistance plus faible sous réserve d'une ductilité suffisante.

Nous devons donc intégrer le coefficient de comportement dans nos calculs. Nous allons prendre l'hypothèse de linéarité puis diviser les efforts par q . Le coefficient de comportement q est unique pour toute la structure.

Le coefficient de comportement prend en compte :

- la ductilité (limitation des contraintes et transformation de ces contraintes en déplacements).
- l'évolution du système qui n'est pas prise en compte dans les calculs.
- la variabilité des réponses possibles des différents matériaux.
- les imperfections géométriques de la structure.
- la dégradation de la structure dans le temps.

Les règles préconisent le niveau de ductilité suivant : la structure doit supporter quelques cycles de déformation inélastique d'amplitude moyenne. Les valeurs de q sont essentiellement empiriques. Il dépend naturellement du matériau et du type de contreventement de la structure (portiques, voiles, voiles+portiques). Il est à noter que les ouvrages à risque spécial imposent de rester dans le domaine élastique ($q=1$). D'une manière générale, nous pouvons noter que pour une structure en béton armé, la ductilité est assez bonne mais limitée par le risque de rupture du béton. On doit s'assurer d'un nombre suffisant d'armature transversales pour éviter la ruine par suite d'une fissuration du béton qui entraîne sinon souvent un flambement des armatures longitudinales.

Contreventement	Bâtiments réguliers : q_i		Bâtiments moyennement réguliers : $0,85 q_i$		Bâtiments irréguliers : $0,70 q_i$	
	q_H	q_V	q_H	q_V	q_H	q_V
Voiles : Le coefficient de comportement doit faire l'objet de la vérification de la compatibilité de déformation, sauf pour les bâtiments dont la hauteur $H \leq 28$ m (voir tableau 2.5)	3,5	1,75	2,98	1,49	2,45	1,23
Portiques seuls sans aucun remplissage, même pas des allèges	5	2,5	4,25	2,13	3,5	1,75
Portiques seuls si la formation de rotules plastiques dans les éléments comprimés porteurs est admise ou s'il existe des articulations dans ces éléments	3,76	1,88	3,20	1,60	2,63	1,32
Portiques avec remplissage en maçonnerie, <i>a posteriori</i>	1,5	1	1,28	1	1,05	1
Structures comportant des transparences : Le coefficient de comportement doit faire l'objet de la vérification de la compatibilité de déformation	Sans objet		2 à 3	1 à 1,5	1,5 à 2,5	1 à 1,25

Fig. 3.2.2.1. Tableau des coefficients de comportement

Pour notre projet, le C.C.T.P. nous donne un $q = 2.5$, notre bâtiment étant irrégulier et le contreventement étant assuré par les voiles en béton armé : cette valeur est justifiée.

4 Eléments pour le calcul sismique

4.1 Stratégie du calcul sismique

L'avènement des nouvelles technologies pour les calculs de structure statiques et dynamiques facilitent le travail de l'ingénieur mais ne doit pas le déresponsabiliser quant aux résultats obtenus. Le modèle choisi n'est pas toujours le meilleur compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. Certes, les logiciels tels que Robot offrent des outils de vérification efficaces et performants.

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- ✚ L'analyse temporelle
- ✚ Le calcul dynamique, analyse modale spectrale
- ✚ Calcul statique équivalent

4.2 Recueil des hypothèses pour le calcul sismique

Une étape importante consiste avant tout calcul à établir un ensemble cohérent d'hypothèses, validées à la fois par le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, le bureau de contrôle et le bureau d'études.

➤ Site et sol :

Le site a fait l'objet de campagne de reconnaissance, réalisé par ERG Géotechnique comprenant un ensemble de :

- 5 sondages carottés et 6 sondages destructifs pour le projet mitoyen Garden House.
- 1 sondage carotté et 1 sondage pressiométrique dans l'emprise du site Téotista.

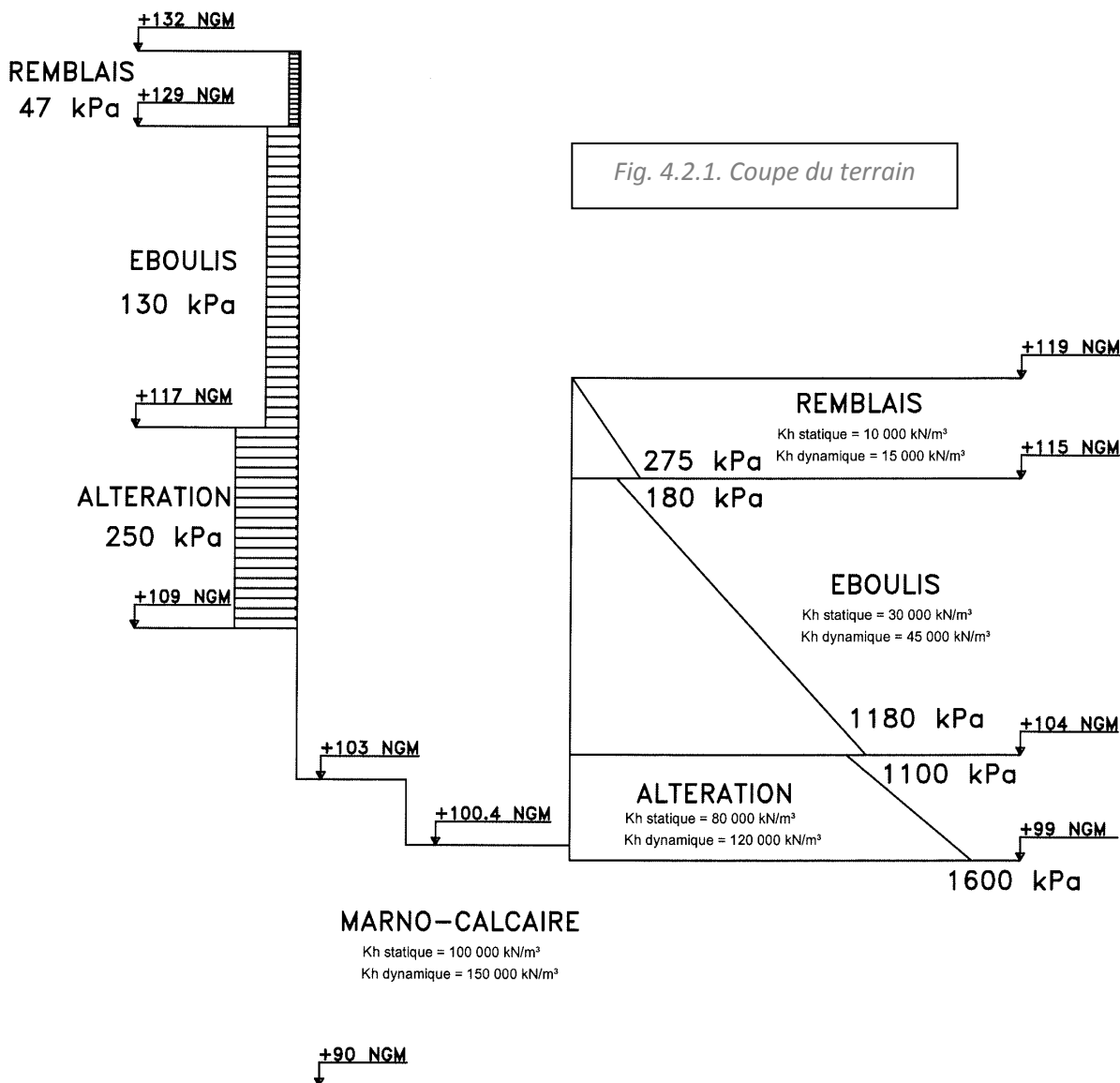
Les sondages font apparaître une stratigraphie suivante depuis le niveau du terrain naturel :

- Des remblais constitués par une couche superficielle de terrain de couverture et dépôt argileux.
- Une couche d'éboulis et de colluvions à matrice argileuse.
- Une frange d'altération du substratum d'épaisseur variable.
- Un substratum constitué de formations marneuses et marno-calcaires d'âge crétacé.

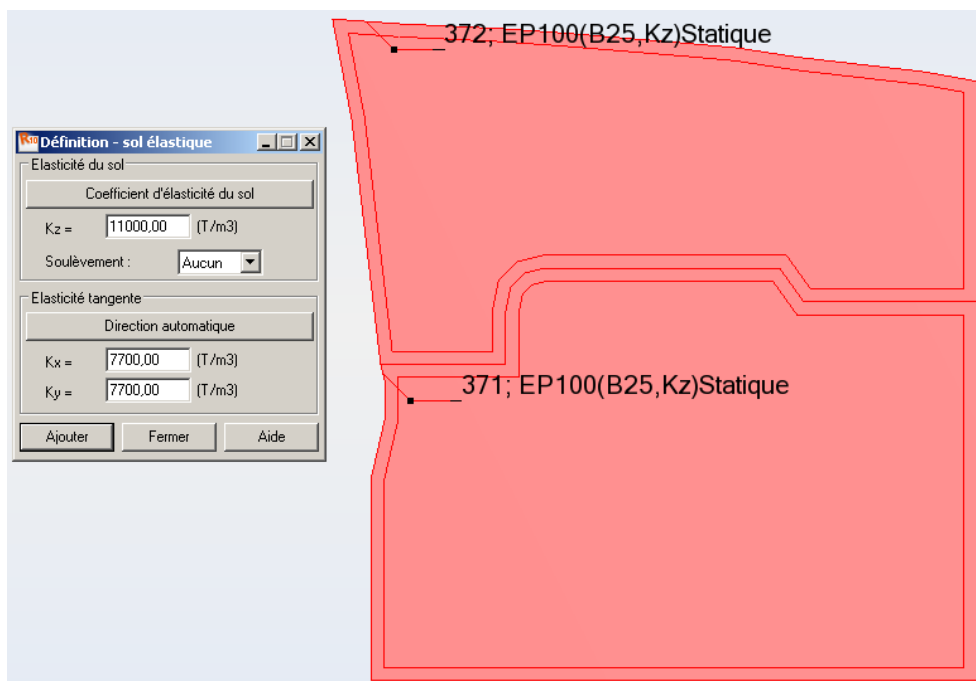
Le toit des couches est variable de l'amont vers l'aval avec un pendage moyen de 10° pour les remblais et le substratum et un pendage moyen considéré de 15° pour la frange d'altération du substratum et la formation des éboulis.

Les interfaces entre les couches restent cependant sensiblement horizontales le long des deux avenues Hector OTTO Supérieure et Inférieure.

Une deuxième campagne de sondage a été prévue dans le calendrier réalisé par l'entreprise SOBEAM avec 24 sondages destructifs supplémentaires (voir annexe).



Les K ont une unité particulière : cela correspond à la charge qu'il faut mettre en œuvre pour déplacer le type de terrain d'un mètre, c'est-à-dire qu'il faut plusieurs tonnes pour déplacer les remblais d'un mètre. Sous Robot, nous rentrons les poussées sous la forme d'effort, exemple avec le radier :



➤ Structure :

L'ouvrage est caractérisé par sa géométrie, d'une part, définie par les vues en plan et les façades et, d'autre part, son matériau constitutif : le béton armé. Les caractéristiques du béton armé sont : $E = 32\,000\text{ MPa}$, $\nu = 0.2$ et $G = 13\,700\text{ MPa}$.

Les porteurs sont : les voiles intérieurs qui ont une épaisseur de 20 centimètres, les voiles de façade avec une épaisseur de 35 centimètres, 2 poteaux côté amont de dimension 70x94 et 2 poteaux côté aval de dimension 70x114.

➤ Charge :

Il s'agit de la masse propre de la structure à laquelle nous ajoutons les charges d'exploitation qui correspondent à l'utilisation de l'ouvrage tel que le revêtement du sol, le faux plafond, les équipements fixes...

	Parking	Local technique	Circulation	Bureau	Loggia	Habitation
Surcharges	Exploitation: 250 kN/m ²	Cloison : 100 kN/m ² Exploitation: 250 kN/m ²	Revêtement : 60 kN/m ² Exploitation: 250 kN/m ²	Revêtement : 200 kN/m ²	Revêtement: 160 kN/m ² Exploitation: 350 kN/m ²	Revêtement: 200 kN/m ² Exploitation: 150 kN/m ² Cloison : 100 kN/m ²

Nous avons réalisé un chargement surfacique des différentes dalles.

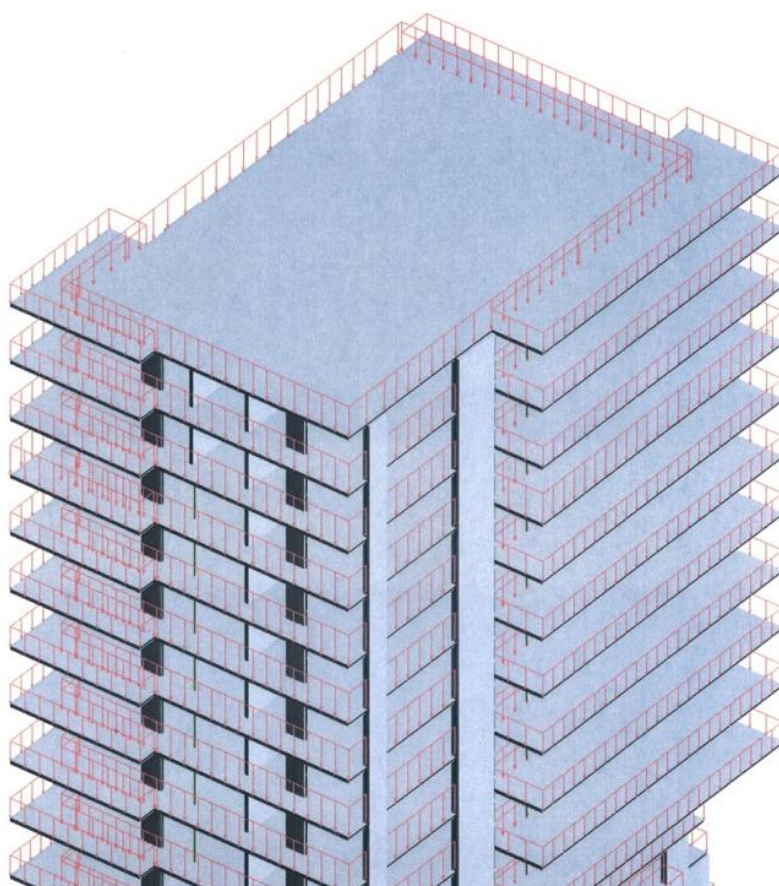


Fig. 4.2.1. Modèle du chargement

La modélisation du chargement dû à l'action du vent vaut :

Hypothèses : Région 2

Site exposé

✚ Solution uniforme :

$$q = (46 + 0.7 * h) * k_r * k_s \quad \text{avec : } h = 63.5\text{m}$$

$$k_r = \text{coefficient de région} = 1.3$$

$$k_s = \text{coefficient de site} = 1.4$$

$$q = 165 \text{ daN/m}^2$$

✚ Solution diagramme : $q_N =$ pression dynamique B. A. E. L. = 70 daN/m^2

$$q_{10} = q_N * k_r * 1.2 = 70 * 1.3 * 1.2 = 109.2 \text{ daN/m}^2$$

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2.5 * \frac{H + 18}{H + 60}$$

$$q_{63.5} = 195 \text{ daN/m}^2$$

D'où :

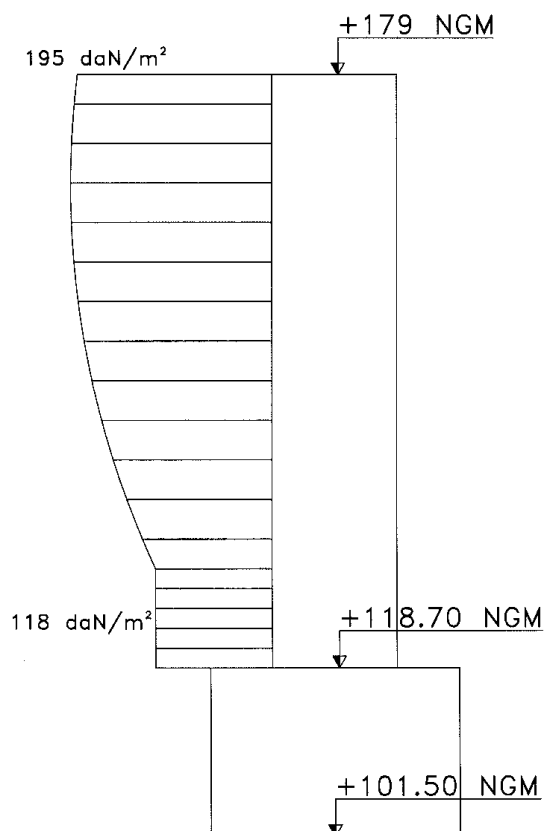


Fig. 4.2.2. Schéma de poussée du vent

Nous avons réalisé ainsi une seconde note de calcul après celle dû aux actions des séismes. Le modèle de la tour utilisé étant le même pour les deux notes de calcul, le changement se situant au niveau des poussées des terres : le module dynamique, celui sous séisme, étant deux fois plus fort qu'en statique, celui sous l'action du vent.

5 Modélisation

Le bâtiment a été modélisé avec le logiciel ROBOT Structural Analysis Professionnel 2009 avec les hypothèses explicitées dans les paragraphes précédents et selon le C.C.T.P.

Les hypothèses de base suivantes seront adoptées :

a) Sous séisme

- Accélération $a_N = 1.9 \text{ m/s}^2$, en fonction de la classe C pour bâtiment en 4^{ème} famille, et de la zone de sismicité II
- Coefficient de comportement $q = 2.5$ (bâtiment irrégulier dont le contreventement est assuré par des voiles et des portiques)
- Coefficient d'amplification topographique $\tau = 1$
- Site S1
- poussée/butée des terres sous séisme d'après Règles PS 92
- charges verticales G+kP [G = charges permanentes compris façades (moyennement 200 kg/ml) et charges lourdes dans certains locaux techniques ; P=surcharges d'exploitation ; k = 0.2 pour logements/bureaux ; 0.65 pour parkings]
- Vérifications ELU conformément à l'art. 6.4 des PS 92 ; les cas élémentaires suivants seront considérés dans l'étude :

1. Séisme X (direction Béatrice/Garden) ; 2. Séisme Y (direction amont/aval)
3. Poussée des terres amont/aval (Tdy) ; 4. Poussée des terres Béatrice/Garden (Tdx)

- chaque cas sismique fera l'objet d'une combinaison entre les deux direction X et Y :

$$SX = Tdx \pm Sx \pm 0.3 Sy \quad (4 \text{ cas au total}) \quad SY = Tdy \pm Sy \pm 0.3 Sx \quad (4 \text{ cas au total})$$

b) En service

- poussée des terres statique suivant les hypothèses de l'opération : pour l'équilibre de la fouille dans les deux directions l'action minimale sera la poussée active ; la réaction maximale sur la fouille opposée sera également la poussée active, à moins d'une justification exhaustive des déplacements.

- vent dans les deux directions suivant Règles N.V.65
- charges verticales G + 1.2 P
- Pondération des efforts suivant BAEL : G + 1.2P + Terres + 0.9 Vent
- Vérifications ELS

- Caractéristiques du séisme :
 - Zone II – bâtiment Classe C
 - Spectres réglementations monégasques
 - Accélération: $a_N = 1.9 \text{ m/s}^2$
 - Site S_1
 - Coefficient d'amplification topographique $\tau = 1$
 - Coefficient d'amortissement = 4 %
 - Coefficient de comportement $q = 2.5$
- Béton 25 : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 - $E = 32\,000 \text{ MPa}$
 - $G = 13\,700 \text{ MPa}$
 - Aciers Fe500
- Caractéristiques du sol au séisme :
 - Sous séisme :
 - Module de réaction vertical $K_v = 16\,500 \text{ t/m}^3$
 - Module de réaction horizontal $K_h = 11\,500 \text{ t/m}^3$



Fig. 5.2. Modèle Robot

Les poussées des terres sous séismes amont et côté Béatrice ont été fournies par l'entreprise Solétanche (voir annexe). D'un côté, nous avons entré les poussées des terres et de l'autre, nous avons entré les raideurs de sols qui sont représentées sur la Fig.5.2 en bleu. En effet, le basculement de la tour est dans le sens amont-aval, c'est pourquoi nous ne rentrons pas de butée mais les valeurs de $Q = \frac{1}{2} * K * \gamma * H^2$ et Robot se charge de calculer les valeurs de butée correspondantes.

La conception a été réalisée à l'aide de coques : sous le logiciel Robot deux types d'éléments son disponible coque ou barre, les barres étant des éléments filaires ayant une section et une inertie contrairement aux coques qui sont des éléments surfaciques soumis à des efforts dans son plan et perpendiculaire a son plan : soit en dalle, soit en mur.

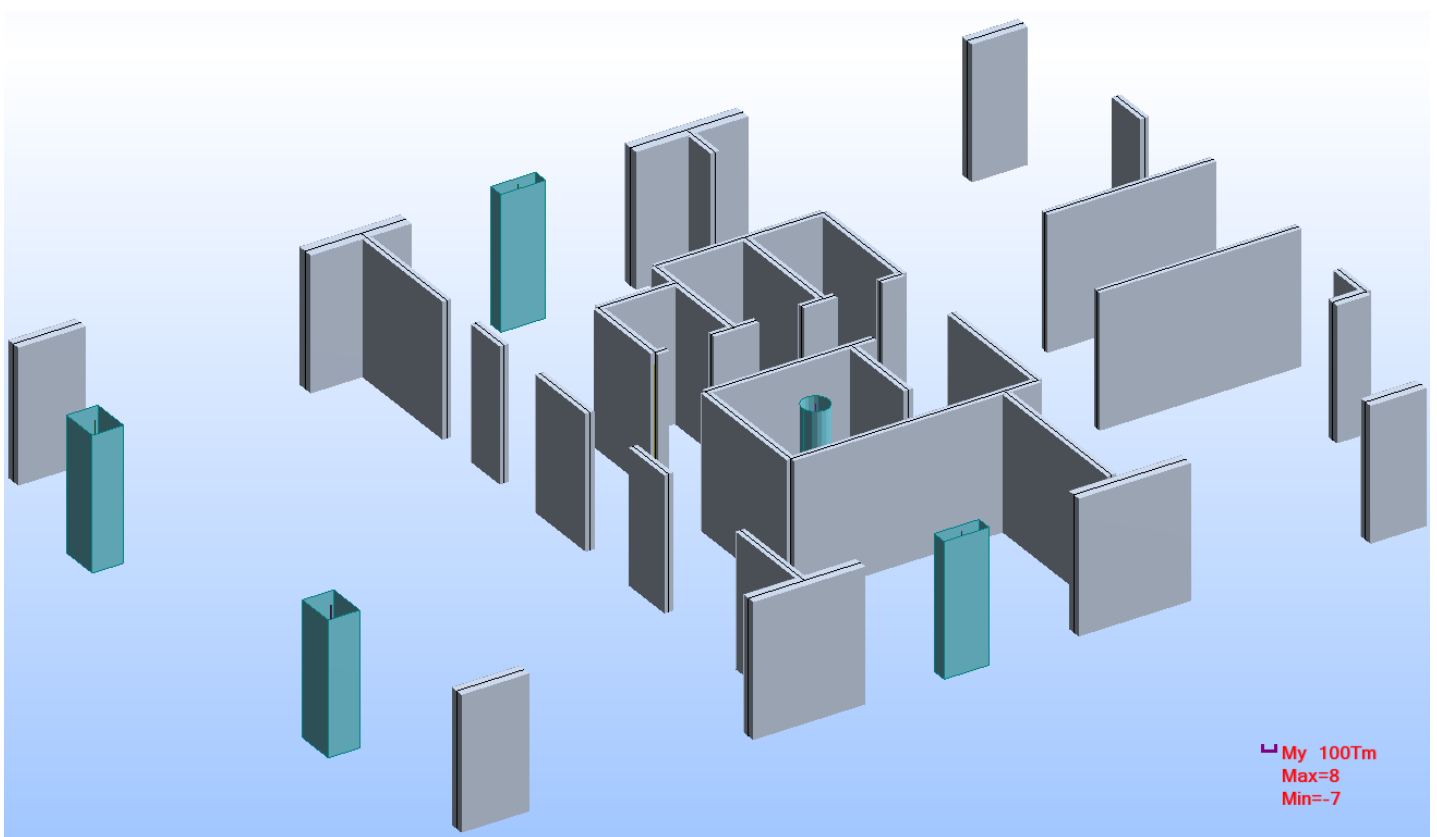


Fig. 5.3. Modèle d'un étage courant

En première approche, les linteaux n'ont pas été modélisés, lors d'une réunion avec M.GUTH, mon tuteur INSA, nous nous sommes demandés l'influence qu'ils auraient : ainsi, nous avons amélioré le modèle et refait les calculs pour voir l'influence des linteaux sur la structure en cas de séisme et de vent.

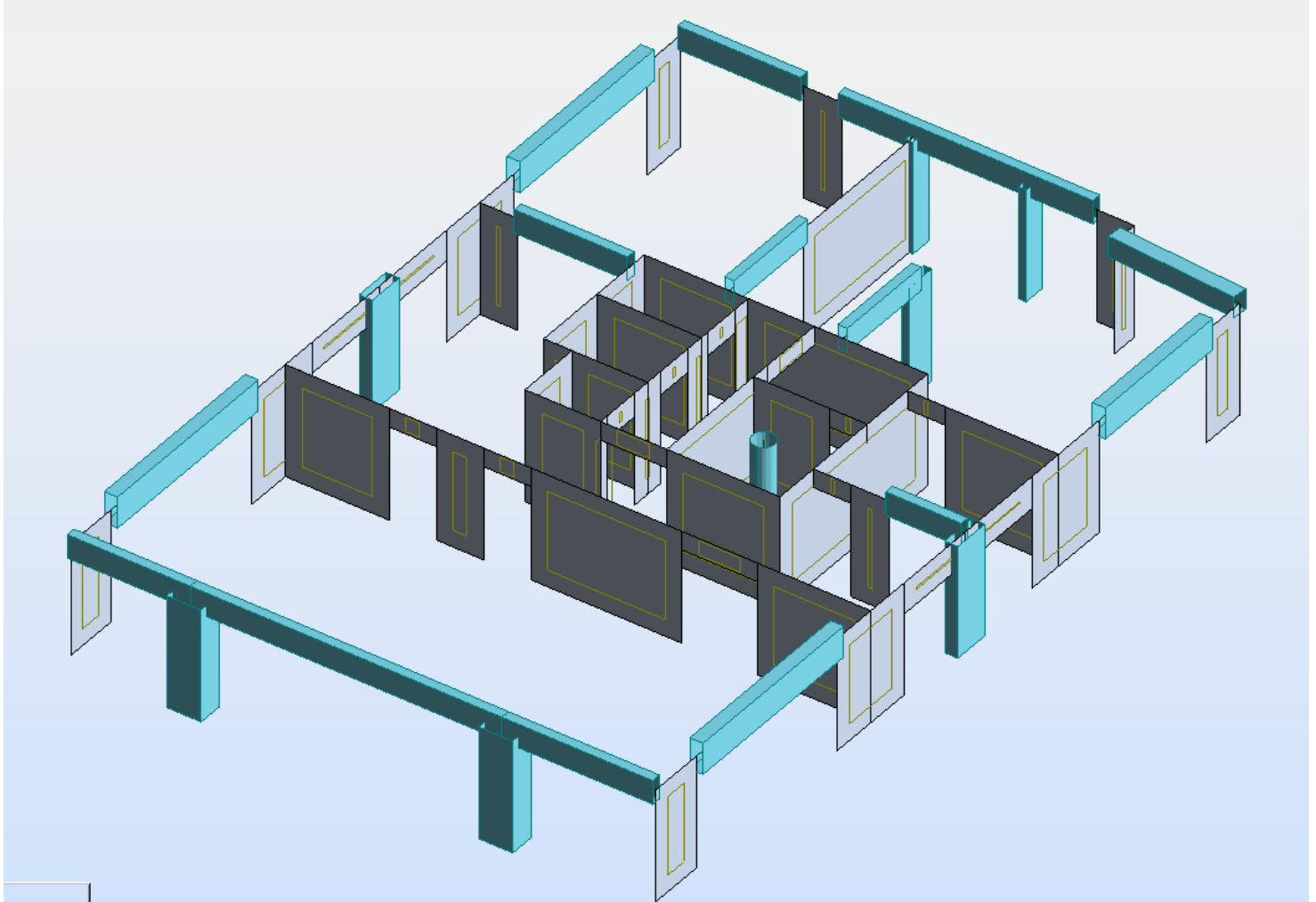


Fig. 5.4. Second modèle

Une fois le modèle validé, il faut le maillé : les mailles des éléments finis ont été prises de 1x1m. Ainsi, environ 35 000 panneaux ont été modélisés pour un total de 31 000 nœuds. A la suite du maillage sous Robot, une vérification doit être effectuée et en général plusieurs problèmes locaux sont à réparer : pour cela une libération du maillage et un remaillage local enlève en général les problèmes de maillage. Sinon, un zoom de l'erreur de maillage renseigne sur l'imperfection du nœud qui entraîne l'échec de la vérification : il peut se trouver en dehors d'un panneau, il peut avoir été créé car deux panneaux ne se touchent pas,.... Ainsi, toutes les erreurs doivent être rectifiées.

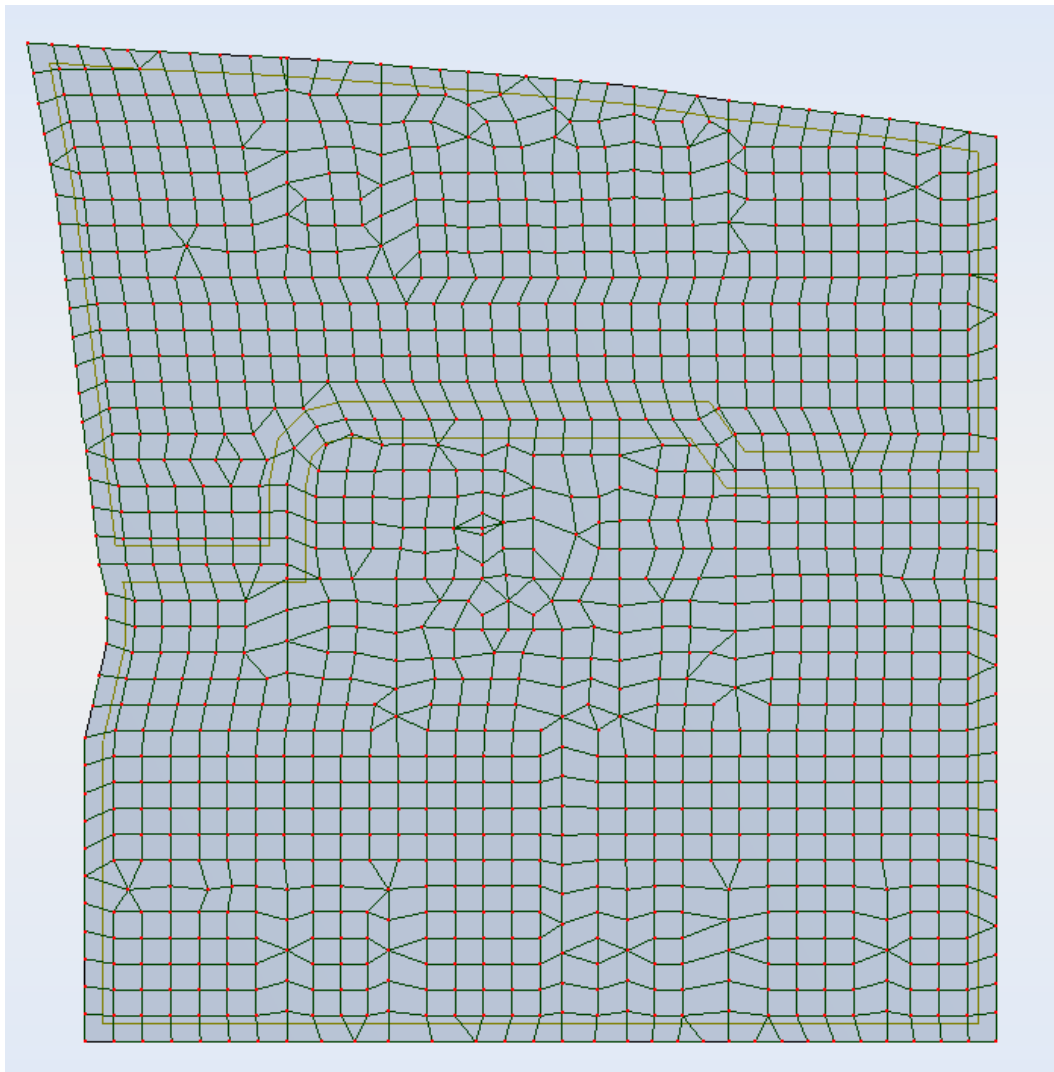


Fig. 5.5. Maillage du radier

Une fois le modèle entièrement maillé et sans aucune erreur lors de la vérification, nous pouvons lancer les calculs.

6 L'analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres

6.1 Méthodologie de calcul

Après le choix des hypothèses de calcul et l'établissement du modèle de calcul, la méthode modale spectrale comporte les étapes suivantes :

- Recherche des modes propres
- Sélection des modes utiles
- Combinaisons des réponses modales
- Cumul des effets des composantes du mouvement sismique

Ainsi, une note de calcul a été faite pour la tour Téotista numérotée 012A (voir annexe).

Pour le calcul, nous avons créé plusieurs cas de charge que le tableau suivant détaille :

Cas	Désignation	Définition
1	Poids propre	Poids propre de la structure
2	Permanente	Charges permanentes
3	D'exploitation	Charges d'exploitation
6	Modale	Analyse modale
13	Monaco Dir.-masses_X	Séisme monégasque selon la direction X
14	Monaco Dir.-masses_Y	Séisme monégasque selon la direction Y
15	Monaco Dir.-masses_Z	Séisme monégasque selon la direction Z
16	1.*X 0.3*Y 0.3*Z	Combinaisons de Newmark
17	1.*X -0.3*Y 0.3*Z	
18	1.*X -0.3*Y -0.3*Z	
19	1.*X 0.3*Y -0.3*Z	
20	0.3*X 1.*Y 0.3*Z	
21	0.3*X -1.*Y 0.3*Z	
22	0.3*X -1.*Y -0.3*Z	
23	0.3*X 1.*Y -0.3*Z	
24	0.3*X 0.3*Y 1.*Z	
25	0.3*X -0.3*Y 1.*Z	
26	0.3*X -0.3*Y -1.*Z	
27	0.3*X 0.3*Y -1.*Z	
30	P. terres amont séisme	Poussée des terres accidentelle amont
34	P. terres Beatrice séisme	Poussée des terres côté villa Béatrice
40	COMB40 ELS G	G aux ELS
41	COMB41 ELS G+Q	G + Q aux ELS
42	COMB42 ELU	1,35 G + 1,5 Q
43	COMB43 G+0.8Q	G + 0,8 Q
50	COMB50 Ty+SY1+G	Poussée des terres amont + poids propre + séisme selon Y
51	COMB51 Ty+SY2+G	
52	COMB52 Ty+SY3+G	
53	COMB53 Ty+SY4+G	
54	COMB54 Ty+SX1+G	Poussée des terres amont + poids propre + séisme selon X
55	COMB55 Ty+SX2+G	
56	COMB56 Ty+SX3+G	
57	COMB57 Ty+SX4+G	

Fig. 6.1.1. Tableau des combinaisons
Robot

6.2 Résultats

L'analyse modale, qui est le cas 6, nous donne les différents modes propres de la structure, mais seulement quelques modes nous sont utiles : le premier mode, qui est appelé mode fondamentale, nous donne la période propre de la structure qui vaut 1.42 secondes. Nous pouvons en déduire que la tour est une structure souple.

Ensuite, nous utilisons le tableau des masses effectives : il nous permet de mettre en évidence les modes à caractère local, les modes purement de flexion ainsi que les modes couplés. La sélection des modes est interrompue lorsque la somme des masses modales représente au moins 70% de la masse totale vibrante. Ainsi, après 61 modes, nous arrivons à une masse cumulée en X de 75.58%, 63.34% en Y et 52.64% en Z. le pourcentage restant est la masse résiduelle.

Nous pouvons voir le poids total de la structure : 26 222 Tonnes.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.U X [t]	Tot.mas.U Y [t]	Tot.mas.U Z [t]
6/ 1	0,70	1,42	4,58	17,50	0,00	4,58	17,50	0,00	26222	26222	26222
6/ 2	0,73	1,37	19,98	27,61	0,01	15,41	10,11	0,00	26222	26222	26222
6/ 3	0,84	1,19	29,71	28,69	0,01	9,72	1,08	0,00	26222	26222	26222
6/ 4	2,48	0,40	30,32	29,21	0,02	0,61	0,52	0,01	26222	26222	26222
6/ 5	2,63	0,38	30,53	40,68	0,02	0,21	11,47	0,00	26222	26222	26222
6/ 6	2,96	0,34	41,94	40,75	0,19	11,41	0,07	0,16	26222	26222	26222
6/ 7	3,68	0,27	42,09	40,76	6,80	0,15	0,02	6,62	26222	26222	26222
6/ 8	4,67	0,21	42,10	40,76	11,00	0,01	0,00	4,20	26222	26222	26222
6/ 9	4,70	0,21	42,16	40,87	15,63	0,06	0,10	4,63	26222	26222	26222
6/ 10	5,27	0,19	52,89	43,74	15,97	10,73	2,88	0,34	26222	26222	26222
6/ 11	5,43	0,18	56,90	51,60	16,03	4,01	7,85	0,06	26222	26222	26222
6/ 12	6,01	0,17	56,90	51,61	16,06	0,00	0,01	0,03	26222	26222	26222
6/ 13	6,09	0,16	56,90	51,69	19,32	0,00	0,08	3,26	26222	26222	26222
6/ 14	6,18	0,16	56,95	51,69	34,72	0,04	0,00	15,40	26222	26222	26222
6/ 15	6,20	0,16	56,99	51,70	41,25	0,04	0,01	6,53	26222	26222	26222
6/ 16	6,24	0,16	56,99	51,70	43,44	0,00	0,00	2,20	26222	26222	26222
6/ 17	6,29	0,16	56,99	51,70	43,44	0,00	0,00	0,00	26222	26222	26222
6/ 18	6,30	0,16	57,01	51,71	43,44	0,02	0,01	0,00	26222	26222	26222

Fig. 6.2.1. Extrait de la note de calcul de B.A.B.E.T.

Nous obtenons ainsi les modes propres selon les différentes directions :

- Le mode 1 est le mode propre en Y, et les modes 2 et 5 sont des modes secondaires.
- Le mode 2 est le mode propre en X, et les modes 6 et 10 sont des modes secondaires.
- Le mode 14 est le mode propre en Z.

Ces résultats correspondent au modèle sans linteaux, le second modèle nous donne une période propre de 1.14 secondes : nous pouvons en conclure que les linteaux raidissent la structure, en plus de l'alourdir. Cette différence n'est pas préjudiciable au dimensionnement de la structure, la période intervient dans le spectre normalisé et permet d'obtenir la valeur de $R_D(T)$. Ainsi, l'absence des linteaux dans la première modélisation n'engendre pas de lourdes conséquences.

7 Vérification

A la suite des résultats donnés par Robot, avec mon tuteur d'entreprise, nous avons décidé de les vérifier en les comparant aux valeurs que le calcul manuel, dit calcul en brochette, nous donnerait. Ainsi, à l'aide du logiciel Excel, nous avons essayé de retrouver l'ordre de grandeur des résultats de Robot.

7.1 Conditions à remplir par la structure

7.1.1 Méthode

Il nous faut donc tout d'abord vérifier que les conditions d'application de la méthode simplifiée.

Conformément aux articles du PS 92 :

- a) La structure que nous étudions ne comporte pas, dans son contreventement, d'élément porteur vertical dont la charge se transmet directement à la fondation.
- b) Dans les deux plans verticaux, il est possible de réduire la structure à un système plan ne comportant qu'une seule masse à chaque niveau.
- c) Pour une excitation verticale la structure peut être limitée à un système plan ne comportant qu'une seule masse le long d'une même verticale.
- d) La structure comporte au moins 3 plans de contreventement qui ne sont pas concourant.
- e) Les planchers présentent une rigidité suffisante, qui permet de les considérer comme indéformables dans leur plan.

Il nous faut maintenant vérifier les conditions de régularité du bâtiment afin de préciser la méthode à utiliser.

7.1.2 Régularité du bâtiment

Nous vérifions maintenant si la structure que nous étudions s'apparente à un bâtiment régulier, moyennement régulier ou bien irrégulier.

Nous pourrions alors en fonction de sa régularité, dimensionner le bâtiment à l'aide de la méthode adaptée.

Vérification des critères de régularité relatifs aux bâtiments dits réguliers :

Le modèle de calcul est composé d'étage courant, en effet, la tour présente des balcons de part et d'autre mais ils sont symétriques et donc n'engendre pas d'effets défavorables selon le P.S.92 : $\frac{l_1+l_2}{L} < 0.25$, ici, $\frac{2.12+1.98}{19} = 0.22 < 0.25$.

Configuration Horizontale

1. Le bâtiment que nous étudions présente une configuration quasiment symétrique dans les deux directions orthogonales que sont celles du repère (x, y). Ceci est vérifié aussi bien pour ce qui est des raideurs de flexion, que de la distribution des masses.
2. Il est vérifié que les parties saillantes ou rentrantes du bâtiment dans une direction, présentent une dimension représentant moins de 25% de la dimension totale du bâtiment dans la direction correspondante.
3. L'élanement du bâtiment étudié vaut : $\eta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{26}{19} = 1,4 < 4$ valeur limite.
4. On a d'autre part :

$$r_x^2 = \frac{\sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{jx} \cdot x_j^2}{\sum I_{ix}} \quad \text{et} \quad r_y^2 = \frac{\sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{jx} \cdot x_j^2}{\sum I_{iy}}$$

Après calculs nous obtenons :

$$r_x = 5.44 \geq 0,20 L_x = 0,2 \times 26 = 5.2$$

$$r_y = 7.28 \geq 0,20 L_y = 0,2 \times 19 = 3.8$$

La condition $r \geq 0,2 L$ est donc vérifiée.

De même,

$$e_{0x} = 0.5 \leq 0,20 r_x = 0,20 \times 5.44 = 1.1$$

$$e_{0y} = 0.28 \leq 0,20 r_y = 0,20 \times 7.28 = 1.5$$

La condition $e_0 \leq 0,20 r$ est bien vérifiée pour chaque étage.

L'ensemble des centres de gravité et de torsion de chaque étage se projettent à l'intérieur d'un rectangle de $0,20 r$ de côté.

5. D'autre part, on a la relation :

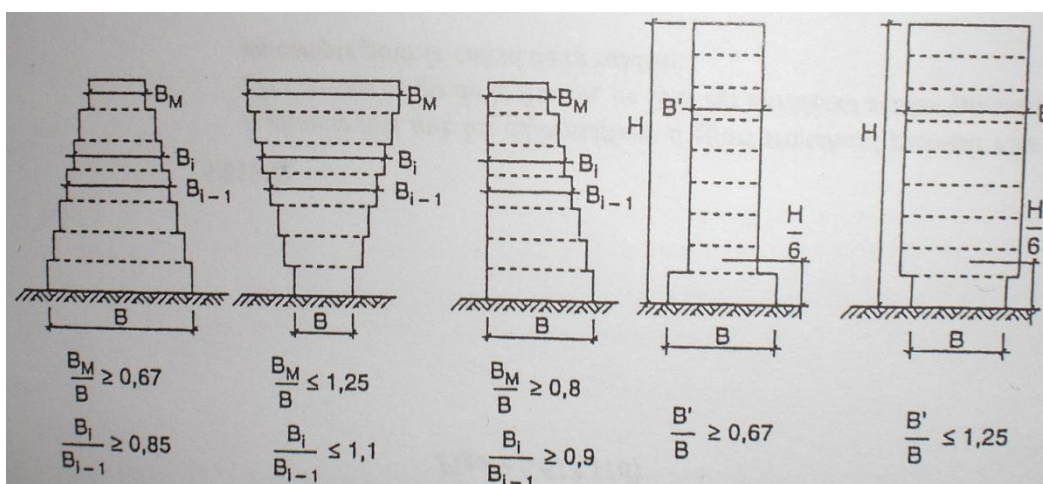
$$r^2 > \frac{L_x^2 + L_y^2}{8} - e_0^2$$

Etage	courant :	$(L_x^2 + L_y^2)/8 - e_0^2$	102.02	selon x	>	$r_x^2 = 29.60$
			102.17	selon y	>	$r_y^2 = 53.02$

Cette relation n'est donc pas vérifiée : au chapitre 11 du livre « la construction en zone sismique » de Victor Davidovici, lors d'un exemple, nous trouvons : « [...] ; le non-respect du critère (e) n'est pas prépondérant. » . Ainsi, je poursuit la méthode de calcul simplifiée.

Configuration Verticale

- Notre structure ne présente pas de couplage entre les degrés de libertés horizontaux et verticaux.
- La structure que nous étudions peut être réduite à un système plan constitué d'une seule masse à chaque niveau. Cela dans les deux plans verticaux définis par l'axe de torsion et les directions horizontales de calculs.
Pour ce qui est de l'excitation verticale, la structure est réductible à une poutre verticale unique le long de laquelle sont alignés les masses des différents niveaux.
- d) e) f) g) La structure vérifie également les conditions ci-dessous en ce qui concerne sa forme. Les rapports de dimensions entre les étages sont vérifiés.



- Nous pouvons également constater que la distribution des raideurs est homogène. Le contreventement dû aux voiles est identiques à chaque étage.

On peut en effet vérifier la relation :

$$0,67 \leq \frac{K_i}{K_{i-1}} \leq 1,33$$

Avec K_i et K_{i-1} les raideurs des contreventements de 2 étages consécutifs dans la même direction de calculs.

i) La distribution des masses est bien régulière sur la hauteur de l'ouvrage.

On peut vérifier les relations :

$$0,80 \leq \frac{m_i}{m} \leq 1,20$$

$$0,85 \leq \frac{m_i}{m_{i-1}} \leq 1,10$$

Nous avons ainsi dans notre cas :

$$0,80 \leq \frac{m_i}{m} = 1,02 \leq 1,20$$

$$0,85 \leq \frac{m_i}{m_{i-1}} = 1,05 \leq 1,10$$

	Voile	Coordonnées		longueur		hauteur m	épaisseur m	g T/m ³	Masse T	I _{xi} m ⁴	I _{yi} m ⁴	x _i I _{xi} m ³	y _i I _{yi} m ³	m _x i	m _y i	x _i ² I _{xi} m ²	y _i ² I _{yi} m ²
		x	y	l _{xi}	l _{yi}												
Étage courant	Vertical (y)	1.00	-8.02	-10.29	1.50	3.00	0.35	2.50	3.94	0.10		-0.79		-31.58	-40.52	6.33	
		2.00	-8.02	-3.42	2.25	3.00	0.35	2.50	5.91	0.33		-2.66		-47.37	-20.20	21.37	
		3.00	-8.02	0.21	1.00	3.00	0.35	2.50	2.63	0.03		-0.23		-21.05	0.55	1.88	
		4.00	-8.02	3.71	2.50	3.00	0.35	2.50	6.56	0.46		-3.65		-52.63	24.35	29.31	
		5.00	-8.02	10.33	1.25	3.00	0.35	2.50	3.28	0.06		-0.46		-26.32	33.90	3.66	
		7.00	1.58	10.66	0.60	3.00	0.20	2.50	0.90	0.00		0.01		1.42	9.59	0.01	
		9.00	8.08	9.58	1.25	3.00	0.35	2.50	3.28	0.06		0.46		26.51	31.43	3.72	
		10.00	8.08	3.71	2.50	3.00	0.35	2.50	6.56	0.46		3.68		53.03	24.35	29.75	
		11.00	8.08	0.21	1.00	3.00	0.35	2.50	2.63	0.03		0.24		21.21	0.55	1.90	
		12.00	8.08	-3.29	2.50	3.00	0.35	2.50	6.56	0.46		3.68		53.03	-21.59	29.75	
		13.00	8.08	-10.29	1.50	3.00	0.35	2.50	3.94	0.10		0.80		31.82	-40.52	6.43	
		21.00	-1.17	0.94	0.60	3.00	0.20	2.50	0.90	0.00		0.00		-1.05	0.85	0.00	
		24.00	-3.17	0.24	1.90	3.00	0.20	2.50	2.85	0.11		-0.36		-9.03	0.68	1.15	
		26.00	-1.17	0.81	1.00	3.00	0.20	2.50	1.50	0.02		-0.02		-1.76	1.22	0.02	
		27.00	0.88	0.76	3.90	3.00	0.20	2.50	5.85	0.99		0.87		5.15	4.45	0.77	
		30.00	-3.92	2.63	3.85	3.00	0.20	2.50	5.78	0.95		-3.73		-22.64	15.19	14.62	
		31.00	-1.17	2.68	0.75	3.00	0.20	2.50	1.13	0.01		-0.01		-1.32	3.02	0.01	
		33.00	-1.17	4.31	0.60	3.00	0.20	2.50	0.90	0.00		0.00		-1.05	3.88	0.00	
		35.00	3.98	1.68	5.75	3.00	0.20	2.50	8.63	3.17		12.61		34.33	14.49	50.19	
		38.00	1.52	8.66	4.60	3.00	0.20	2.50	6.90	1.62		2.47		10.49	59.75	3.75	
39.00	1.58	7.88	0.85	3.00	0.20	2.50	1.28	0.01		0.02		2.01	10.05	0.03			
40.00	4.48	10.58	0.75	3.00	0.20	2.50	1.13	0.01		0.03		5.04	11.90	0.14			
Étage courant	Horizontal (x)	6.00	-4.12	10.96		1.00	3.00	0.20	2.50	1.50	0.02	0.18	-6.18	16.44		2.00	
		8.00	3.98	10.96		1.00	3.00	0.20	2.50	1.50	0.02	0.18	5.97	16.44		2.00	
		14.00	4.08	-11.04		0.90	3.00	0.70	2.50	4.73	0.04	-0.47	19.28	-52.16		5.18	
		15.00	-4.02	-11.04		0.90	3.00	0.70	2.50	4.73	0.04	-0.47	-18.99	-52.16		5.18	
		16.00	-6.07	-3.59		3.90	3.00	0.20	2.50	5.85	0.99	-3.55	-35.51	-21.00		12.74	
		17.00	-1.84	-3.59		0.75	3.00	0.20	2.50	1.13	0.01	-0.03	-2.07	-4.04		0.09	
		18.00	1.06	-3.59		2.25	3.00	0.20	2.50	3.38	0.19	-0.68	3.58	-12.12		2.45	
		19.00	4.18	-3.59		2.00	3.00	0.20	2.50	3.00	0.13	-0.48	12.54	-10.77		1.72	
		20.00	-2.17	-1.19		2.00	3.00	0.20	2.50	3.00	0.13	-0.16	-6.51	-3.57		0.19	
		22.00	2.43	-1.19		3.10	3.00	0.20	2.50	4.65	0.50	-0.59	11.30	-5.53		0.70	
		23.00	5.48	0.21		1.00	3.00	0.20	2.50	1.50	0.02	0.00	8.22	0.32		0.00	
		25.00	-2.54	0.71		2.75	3.00	0.20	2.50	4.13	0.35	0.25	-10.48	2.93		0.17	
		28.00	1.93	2.31		2.50	3.00	0.20	2.50	3.75	0.26	0.60	7.24	8.66		1.39	
		29.00	-2.54	2.71		2.75	3.00	0.20	2.50	4.13	0.35	0.94	-10.48	11.18		2.55	
32.00	-2.54	4.56		2.75	3.00	0.20	2.50	4.13	0.35	1.58	-10.48	18.81		7.21			
34.00	2.43	4.56		3.10	3.00	0.20	2.50	4.65	0.50	2.26	11.30	21.20		10.32			
36.00	6.36	3.56		3.10	3.00	0.20	2.50	4.65	0.50	1.77	29.57	16.55		6.29			
37.00	-7.52	4.06		1.00	3.00	0.20	2.50	1.50	0.02	0.07	-11.28	6.09		0.27			
41.00	2.31	0.39		0.60	3.00	0.60	2.50	2.70	0.61	0.24	6.24	1.05		0.09			
								147.58	8.97	5.00	12.93	1.65	31.49	85.68	204.79	60.56	

Fig. 7.1.2.1. Tableau de calcul des centres de gravité et de torsion

Etage courant	
Centre de gravité	
X_G	0.21 m
Y_G	0.61 m

Etage courant	
Centre de Torsion	
X_C	0.69 m
Y_C	0.33 m

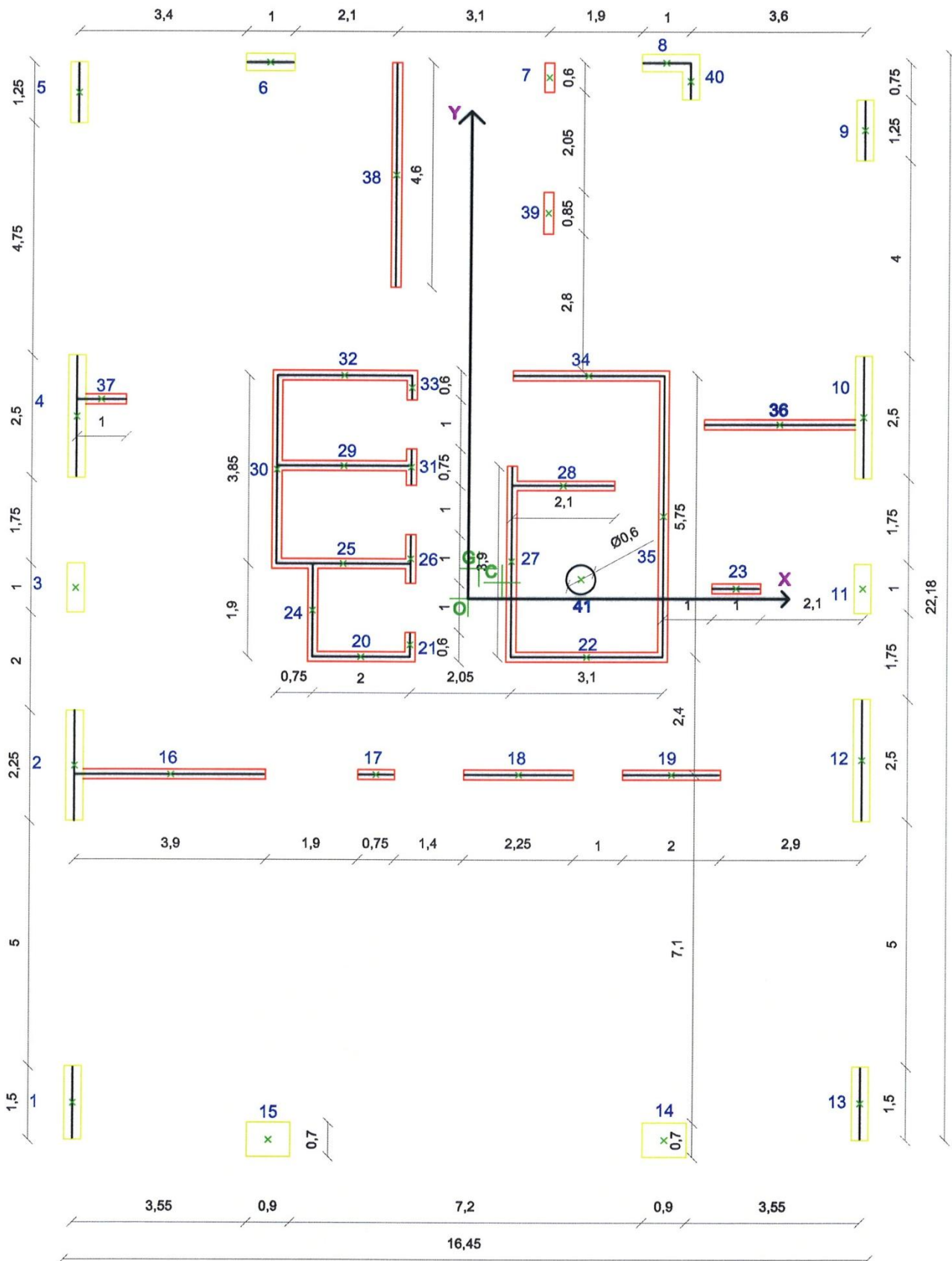


Fig. 7.2.1.2. Plan d'un étage courant

7.2 Formules

Tout d'abord, il faut savoir la masse en Tonne de chaque étage : pour cela il faut métrer les porteurs et nous arrivons ainsi sur un plancher de 450 m² avec une dalle moyenne de 21.5 centimètres, à 51 mètres en mur de 20, 19 mètres en mur de 35 et les 4 poteaux, tout ceux-ci pris sur la hauteur d'influence d'un plancher qui est de 3 mètres. Nous considérerons que tous les étages sont identiques. De plus, les charges permanentes doivent être prises en compte, elles sont ici de 300 kg/m² et une partie des charges d'exploitation précisée par la maîtrise d'œuvre dans le C.C.T.P., qui sont ici de 150 kg/m², doivent aussi être prises en compte. Nous arrivons à une masse M :

$$M = 450 * (0.215 * 2.5 + 0.3) + 3 * 2.5 * (0.2 * 51 + 0.35 * 19) + 0.25 * 450 * 0.15$$

$$M = 520 T$$

Ensuite, à la suite de la conception sous Robot nous nous sommes aperçus que les 6 sous-sols sont extrêmement rigides, c'est pourquoi ils ne seront pas pris en compte dans le calcul manuel. Par conséquent, 20 étages seront calculer : du RDC au R+19, ce qui correspond à une hauteur total H de 60 mètres. Le rectangle de base lui fait 19 mètres par 26 mètres. DE plus, le règlement nous dit dans la méthode forfaitaire que lorsque le bâtiment comporte une infrastructure, il est loisible de considérer une hauteur de dimensionnement, qui est définie en fonction des hauteurs respectives de l'infrastructure et de la superstructure et en fonction de la nature du sol de fondation. La structure est fondée sur un sol de type a et b donc nous pouvons prendre :

$$\text{soit } H = H_0 = 60m$$

$$\text{soit } H = H_0 + \frac{H_1}{2} = 68.75m < 1.5 * H_0 = 90m .$$

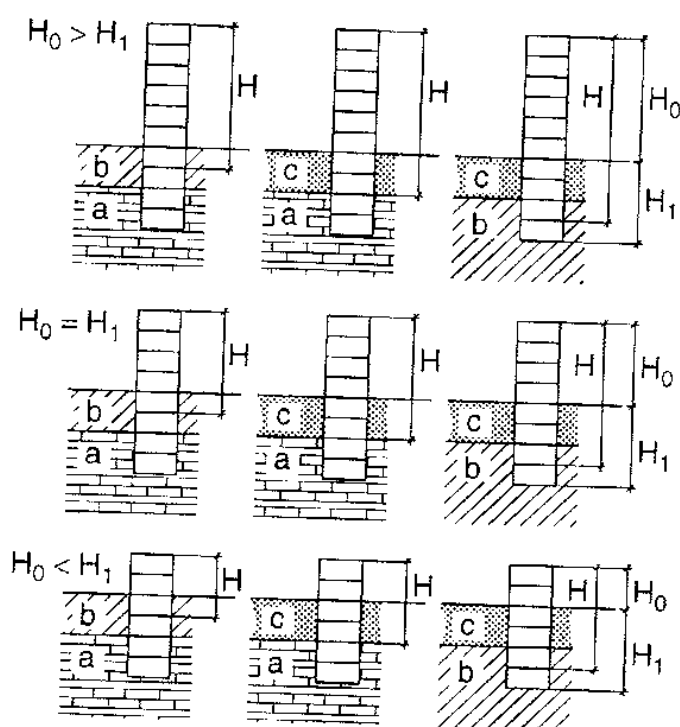


Fig. 7.2.1. Extrait du P.S.92

Pour finir, il nous faut les valeurs caractéristiques du spectre d'accélération monégasque :

Types de site	TB	TC	RM	Branche CD
S0	0,15	0,35	2,5	$Re(T) = 1,24/T^{2/3}$
S1	0,10	0,25	3,4	$Re(T) = 1,35/T^{2/3}$
S2	0,20	0,44	3,6	$Re(T) = 2,08/T^{2/3}$
S3	0,25	0,55	4,0	$Re(T) = 2,67/T^{2/3}$

Fig. 7.2.2. Extrait de l'annexe de loi monégasque

Pour finir, les formules du P.S.92 utiles sont :

- Période de vibration :
$$T = 0.08 * \frac{H}{\sqrt{L}} * \sqrt{\frac{H}{H+L}}$$
- Force statique équivalente :
$$f_r = \rho_0 * z_r^\alpha * m_r * \frac{\sum m_i z_i^\alpha}{\sum m_i z_i^{2\alpha}} * \frac{R(T)}{q}$$
- Coefficient majorateur :
$$\rho_0 = 1 + 0.1 * \frac{T^{3/2}}{T_c}$$
- Déplacement :
$$d_r = \rho_0 * z_r^\alpha * \frac{\sum m_i z_i^\alpha}{\sum m_i z_i^{2\alpha}} * \frac{T^2}{2\pi} * R(T)$$

7.3 Feuilles de calcul

Ainsi, nous pouvons trouver manuellement les efforts dans chaque étage qui nous donne les moments et le déplacement selon x et y.

Dimensions :			Valeurs caractéristiques :		
H =	60,00	m	q =	2,50	
L _x =	19,00	m	α =	1,50	
L _y =	26,00	m	a _n =	1,90	m/s ²
			τ =	1,00	
			ε =	4,00	%
			ρ =	1,09	
			R(T) =	2,88	

coefficient de comportement
 1,00 pour les ossatures dont la stabilité latérale est assurée par des portiques.
 1,50 pour les structures dont le contreventement est assuré principalement par des voiles ou des palées triangulées.
 accélération nominale
 coefficient topographique
 coefficient d'amortissement
 correction d'amortissement
 accélération spectrale

Type de site :		
	T _c	R _b (T)
S ₁	0,25	1,39

Période de vibration et coefficient majorateur :

pour les ossatures dont la stabilité latérale est assurée par des portiques :

T _x =	1,38	s	T _y =	1,18	s
ρ ₀ =	1,65		ρ ₀ =	1,51	

pour les contreventement par voiles de béton armé et/ou chaînés :

T _x =	0,96	s	T _y =	0,79	s
ρ ₀ =	1,75		ρ ₀ =	1,56	

CHOIX :

T _{x ou y} =	0,96	s
ρ ₀ =	1,75	

Niveau	z	Masse en T	m ₁ x z ₁ ^α	m ₁ x z ₁ ^{2α}	Effort	Tranchant	Moment	Déplacement en cm
60,00	1,00	275,00	275,00	275,00	88,72	88,72	0,00	18,83
57,00	0,95	570,00	527,79	488,70	170,28	259,00	266,17	17,43
54,00	0,90	570,00	486,67	415,53	157,01	416,01	1043,16	16,08
51,00	0,85	570,00	446,69	350,05	144,11	560,13	2291,20	14,76
48,00	0,80	570,00	407,86	291,84	131,59	691,71	3971,58	13,47
45,00	0,75	570,00	370,23	240,47	119,44	811,15	6046,71	12,23
42,00	0,70	570,00	333,83	195,51	107,70	918,86	8480,18	11,03
39,00	0,65	570,00	298,71	156,54	96,37	1015,23	11236,74	9,87
36,00	0,60	570,00	264,91	123,12	85,47	1100,69	14282,42	8,75
33,00	0,55	570,00	232,50	94,83	75,01	1175,70	17584,50	7,68
30,00	0,50	570,00	201,53	71,25	65,02	1240,72	21111,61	6,66
27,00	0,45	570,00	172,07	51,94	55,51	1296,23	24833,77	5,68
24,00	0,40	570,00	144,20	36,48	46,52	1342,76	28722,47	4,76
21,00	0,35	570,00	118,03	24,44	38,08	1380,83	32750,73	3,90
18,00	0,30	570,00	93,66	15,39	30,22	1411,05	36893,23	3,09
15,00	0,25	570,00	71,25	8,91	22,99	1434,04	41126,38	2,35
12,00	0,20	570,00	50,98	4,56	16,45	1450,49	45428,49	1,68
9,00	0,15	570,00	33,11	1,92	10,68	1461,17	49779,95	1,09
6,00	0,10	570,00	18,02	0,57	5,82	1466,98	54163,46	0,60
3,00	0,05	570,00	6,37	0,07	2,06	1469,04	58564,41	0,21
0,00	0,00	275,00	0,00	0,00	0,00	1469,04	62971,53	0,00

Masse totale =	11380,00	T
∑ m ₁ x z ₁ ^α =	4553,40	
∑ m ₁ x z ₁ ^{2α} =	2847,13	

Fig. 7.3.1. Tableau des résultats selon x

Les cases en jaunes correspondent aux cases à remplir et les cases bleues aux résultats.

Les résultats obtenus selon x et y sont très proche : le bâtiment étant régulier et de base presque carrée cela est normal.

Ces résultats nous ont amené à nous demandé si nous prenions $H = H_0 + \frac{H_1}{2} = 68.75m$ pourrions nous retrouver le moment que Robot nous donne dans le radier et l'effort tranchant. J'ai donc réalisé un deuxième tableau de résultats.

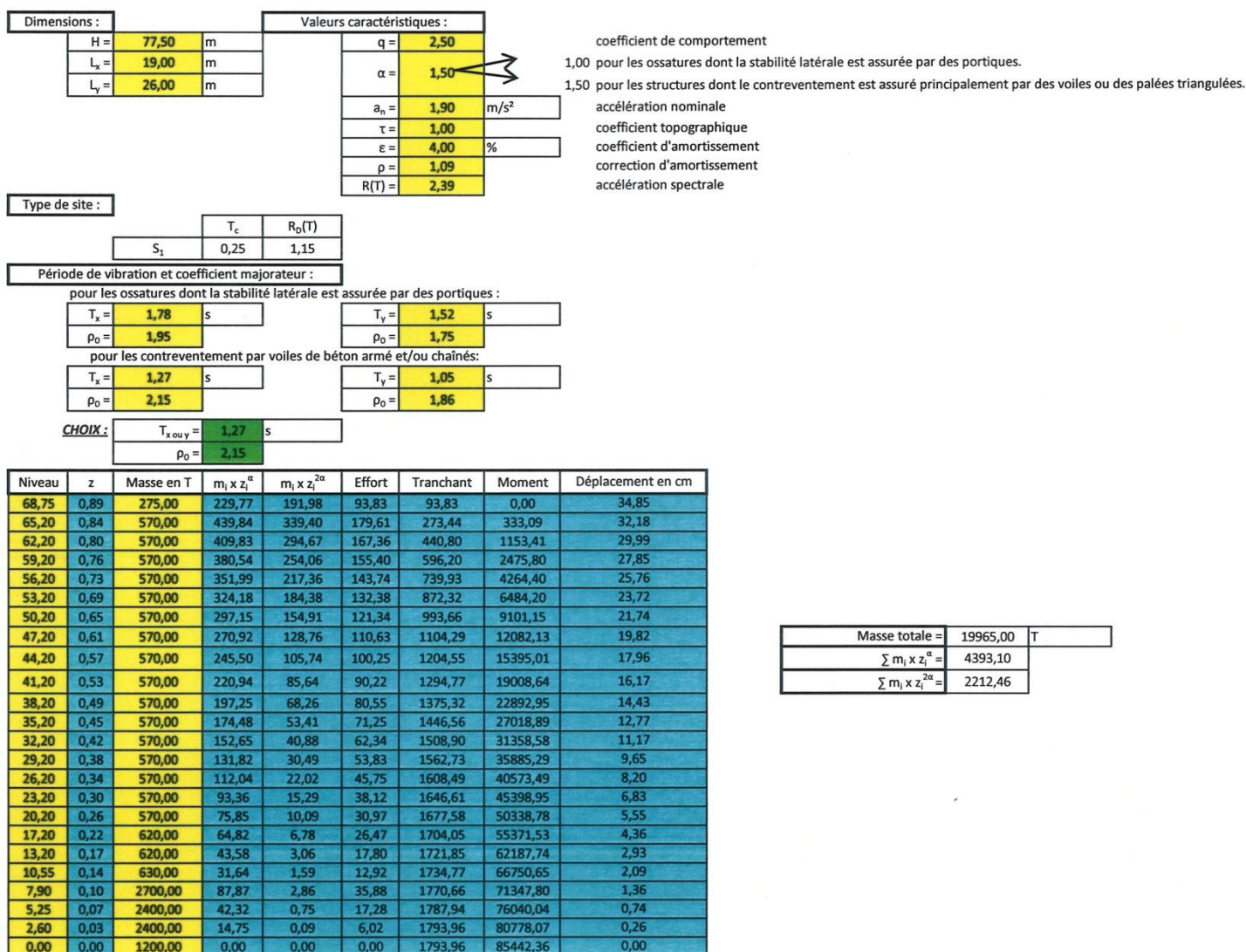


Fig. 7.3.2. Tableau des résultats selon x et H = 68.75m

7.4 Bilan

En conclusion, nous retrouvons le résultat de Robot pour le déplacement dans les deux directions d'environ 19 centimètres au R+19 dans le cas où nous modélisons le bâtiment à partir du RDC, le règlement limite le déplacement au sommet à $d = \frac{H}{250} = \frac{60}{250} = 24 \text{ cm}$ donc le déplacement est admissible. Par ailleurs, lorsque nous prenons en compte $H = H_0 + \frac{H_1}{2} = 68.75 \text{ m}$ nous arrivons à retrouver l'ordre de grandeur de l'effort tranchant : 1800 T par le calcul manuel pour 2700 T avec Robot, contrairement au moment où nous trouvons le double avec le calcul manuel 117 000 T.m contre 50 000 T.m avec le

logiciel Robot. Cette différence peut s'expliquer par la présence de la terre sur les 6 premiers niveaux enterrés qui engendre une poussée qui multiplié par le bras de levier augmente le moment.

8 Plan d'exécution

La dernière mission du bureau d'étude est de réaliser les plans de coffrage et de ferrillage nécessaires à la réalisation du chantier. De plus, lors du suivi du chantier d'autres plans de détails peuvent être demandés en supplément par les entreprises.

Au sein du bureau d'étude B.A.B.E.T., des modèles ont été mis en place pour les plans de coffrage.

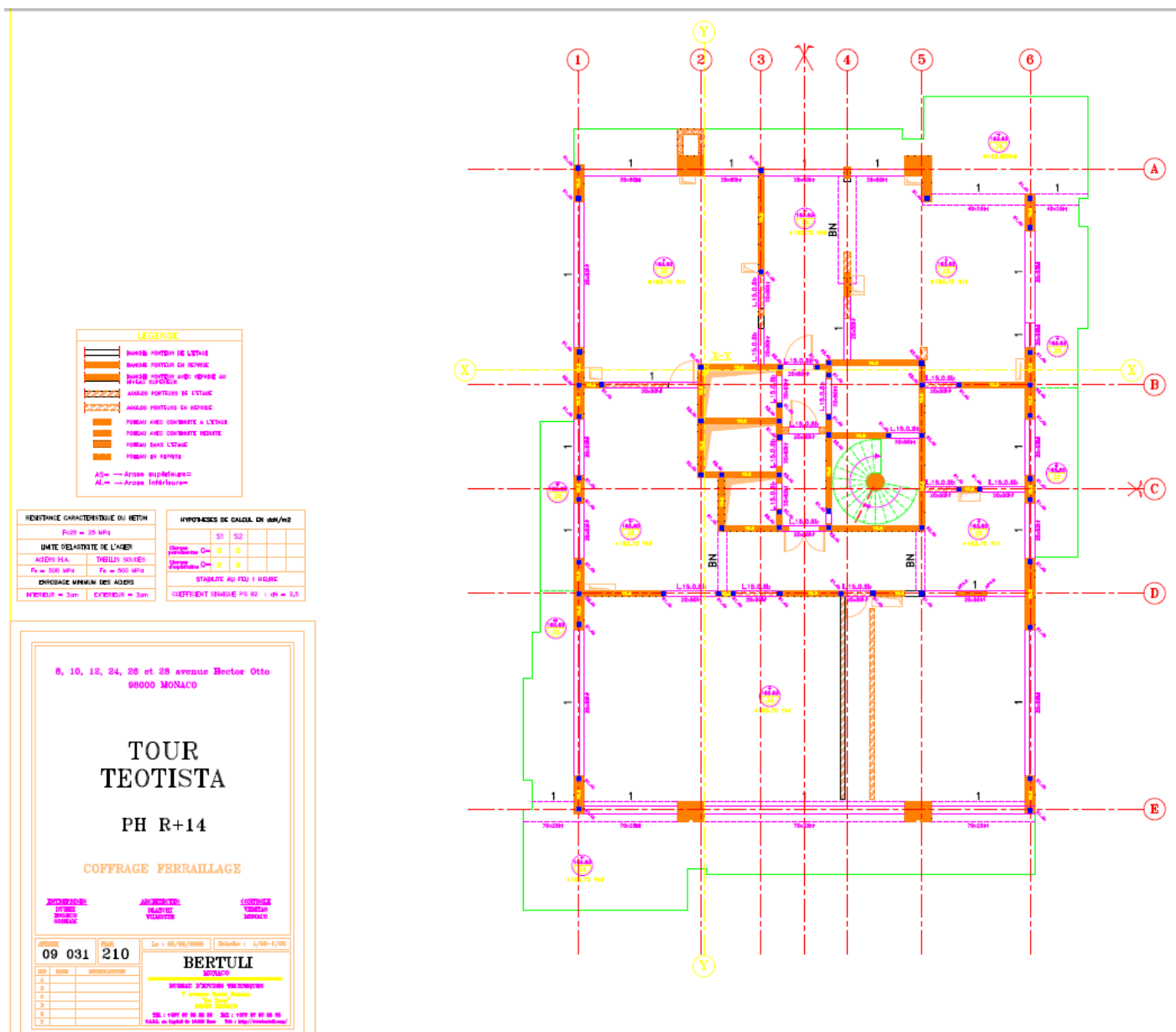


Fig. 8.1. Plan de coffrage du R+14

Ces modèles correspondent aux voiles, aux raidisseurs, aux linteaux et aux attentes. Les raidisseurs sont la réponse aux dispositions constructives en zone parasismique, ils correspondent au chaînage vertical.

Pour réaliser les plans d'exécution, une fois les plans architectes déshabillés, c'est-à-dire une fois enlevé tous les éléments qui ne sont pas en béton, les ouvertures sont remplacés par des poutres ou des linteaux.

De plus, un code couleur sert à définir d'une part le calque sous lequel est l'objet mais aussi l'épaisseur du trait à l'impression. Ainsi, les murs porteurs sont en blanc et sortent épais à l'impression, les dalles, quant à elles, sont vertes et sortent fines sur les plans finaux.

Enfin, les reprises des étages supérieurs sont représentées en orange : nous pouvons voir ainsi les irrégularités du bâtiment et si nécessaire comment reprendre les charges descendantes.

CONCLUSION

Tout au long de mon projet de fin d'étude, j'ai pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architectes à la création des plans d'exécution en passant par la modélisation sous ROBOT et à conception d'une note de calcul. Ainsi, j'ai appris au contact d'ingénieur et de professionnel du bâtiment mon futur métier. Le bureau d'étude technique est un milieu très particulier où l'expérience sur chantier est indispensable ; en effet, ma faible expérience sur le terrain, deux stages au sein de l'INSA de Strasbourg, a joué en ma défaveur au vu de la complexité des plans à étudier.

La conception de modèles sous ROBOT m'a montré les difficultés de l'utilisation d'un logiciel professionnel, mais m'a aussi appris la rigueur à avoir lors de la mise en page d'une note de calcul où tout doit être bien défini et justifié. Lors de ma formation, je n'ai pas reçu l'enseignement parasismique donné par M.GUTH, mais grâce à nos réunions, à notre correspondance électronique et à mon tuteur d'entreprise, j'ai étudié la réglementation française et monégasque pour en ressortir les éléments qui m'ont été utiles dans mon étude. Ces réglementations étant très denses, je sais qu'il me reste beaucoup de travail avant de les maîtriser entièrement, mais je sais maintenant où chercher si je rencontre un problème lié au parasismique.

Pour finir, le travail en bureau d'étude m'a permis de faire le lien entre les différents acteurs du monde du bâtiment : en effet, l'entreprise de gros œuvre qui réalise la tour TéoTista, SOBEAM, est l'entreprise où j'ai eu la chance de faire mon stage ST2, donc j'ai essayé de ne pas renouveler les erreurs du bureau d'étude que j'avais rencontré sur mon dernier chantier.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles de construction parasismique : règle P.S. applicable aux bâtiments – PS92.
Norme NF P 06-013
Ed. EYROLLES de 1996
- Cours pratique de mécanique des sols de J. COSTET et G. SANGLERAT.
Ed. DUNOD de 1969
- Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes établies par le groupe de coordination des textes techniques.
Ed. EYROLLES de 1990
- <http://www.planseisme.fr/>
- Génie parasismique : conception et dimensionnement de Pierno Lestuzzi et Marc Badoux.
- Guide des dispositions constructives parasismiques : des ouvrages en acier, béton bois et maçonnerie.