



HAL
open science

De la conception à la réalisation d'une tour de grande hauteur : l'exemple de la tour CMA CGM à Marseille

Thierry Coquillat

► **To cite this version:**

Thierry Coquillat. De la conception à la réalisation d'une tour de grande hauteur : l'exemple de la tour CMA CGM à Marseille. Génie civil. 2011. dumas-01388038

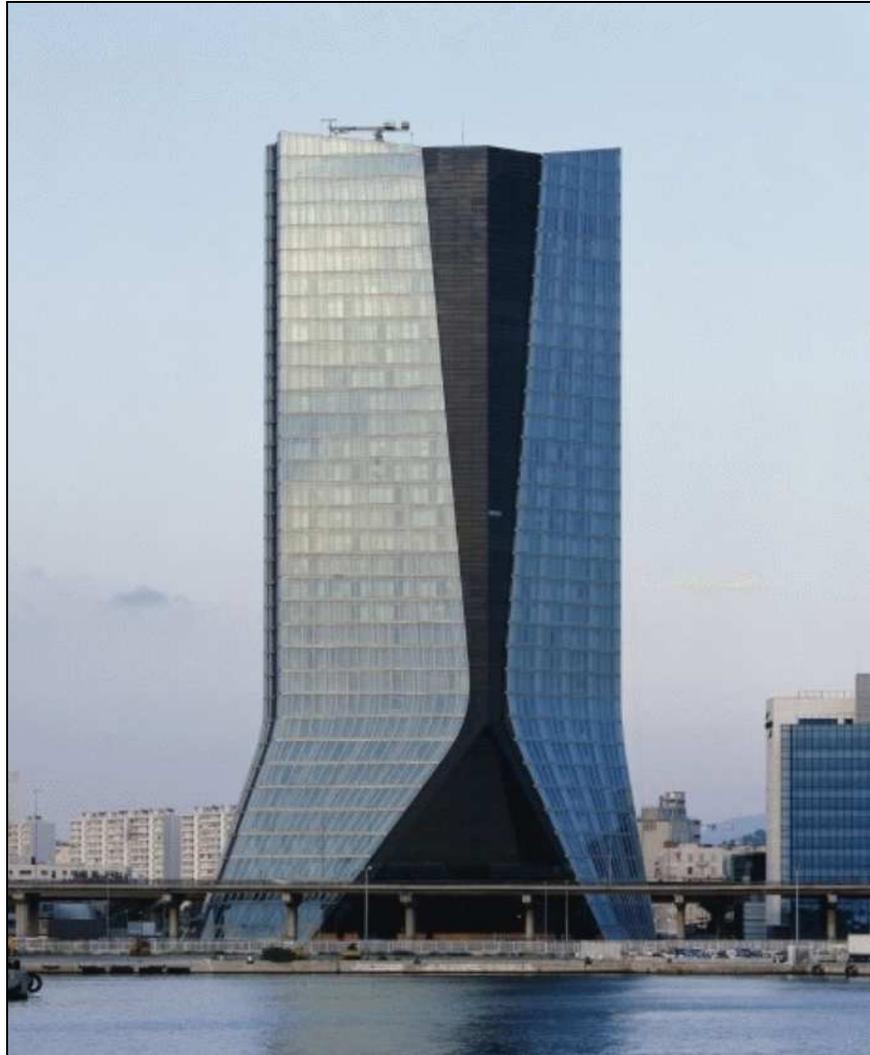
HAL Id: dumas-01388038

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01388038>

Submitted on 25 Nov 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



DE LA CONCEPTION A LA REALISATION D'UNE TOUR DE GRANDE HAUTEUR

L'exemple de la Tour CMA CGM à Marseille

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS

PARIS

ou

CENTRE REGIONAL ASSOCIE DE PACA

MEMOIRE

présenté en vue d'obtenir

le DIPLOME d'INGENIEUR CNAM

SPECIALITE : CONSTRUCTION, AMENAGEMENT ET ENVIRONNEMENT

OPTION : GENIE CIVIL

par

COQUILLAT Thierry

**DE LA CONCEPTION A LA REALISATION D'UNE TOUR DE GRANDE HAUTEUR
L'exemple de la Tour CMA CGM à Marseille**

Soutenu le lundi 19 Décembre 2011

JURY

PRESIDENT : Francis GUILLEMARD

MEMBRES : Gérard MATHIEU – Francis KERN – Pierre BISAGNO – Pierre ANDRE

SOMMAIRE :

1. CREATION DU PROJET :	11
1.1. LE PROJET :	11
1.2. LE CLIENT :	13
1.3. L'ARCHITECTE :	14
1.4. L'ENVIRONNEMENT DU PROJET :	15
1.5. ETUDES GEOTECHNIQUES PRELIMINAIRES :	16
1.6. L'EFFET ACOUSTIQUE :	17
1.7. L'EFFET THERMIQUE :	19
1.8. LA SECURITE INCENDIE :	21
1.9. DEFINITION DES CHARGES :	23
2. DECOMPOSITION DE LA TOUR :	26
2.1. CHOIX DES MATERIAUX :	29
2.2. STRUCTURE GENERALE DE LA TOUR :	29
3. ETUDES DE CONCEPTION GROS OEUVRE :	32
3.1. PLANIFICATION DES ETUDES :	32
3.2. VENT – SEISME :	32
3.2.1. ESSAIS AU VENT :	32
3.2.1.1. ETUDES :	32
3.2.1.2. DIMENSIONNEMENT :	36
3.2.2. SISMICITE :	38
3.2.2.1. DEPLACEMENT MAXIMAL EN SY :	39
3.2.2.2. DEPLACEMENT MAXIMAL EN SX :	42
3.2.3. DEPLACEMENT TOUR-FAÇADE :	45
3.3. FLUAGE :	46
3.4. GEOTECHNIQUE-TASSEMENTS DE LA TOUR :	54
3.4.1. GEOTECHNIQUE :	54
3.4.2. CALCUL DES TASSEMENTS :	57
3.5. MODIFICATION DE LA GEOMETRIE DE LA TOUR :	62
3.5.1. FONDATIONS DU NOYAU ET DES POTEAUX :	62
3.5.2. POUTRES DE RIVE – POTEAUX DE FAÇADE :	65
3.5.3. LIGNE PORTEUSE ADDITIONNELLE :	68
3.5.4. LINEARISATION DU NOYAU :	68
3.5.5. TABLEAU RECAPITULATIF :	71
3.6. HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT :	72
4. ETUDES DE DIMENSIONNEMENT :	74
4.1. PLANIFICATION DES TRAVAUX :	74
4.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE - REPARTITION DES CHARGES : ...	75
4.3. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE :	79
4.3.1. MODELISATION DES FONDATIONS :	79
4.3.1.1. PRISE EN COMPTE DU SUBSTRATUM :	79
4.3.1.2. DIMENSIONNEMENT DU RADIER :	80
4.3.1.3. DIMENSIONNEMENT DES PAROIS MOULEES :	84
4.3.1.4. DIMENSIONNEMENT DE LA LIERNE :	87
4.3.1.5. NOTE SUR LES TIRANTS ET LES BUTONS :	89
4.3.2. DIMENSIONNEMENT DU NOYAU :	90
4.3.2.1. HYPOTHESES DE CALCULS :	90
4.3.2.2. PRINCIPES CONSTRUCTIFS RETENUS :	90

4.3.2.3.	ANCRAGE DES GRUES :	91
4.3.3.	POTEAUX :	94
4.3.3.1.	REGLES DE BASE :	94
4.3.3.2.	HYPOTHESES DE CALCULS :	96
4.3.3.3.	NOTE DE CALCUL :	97
4.3.3.4.	VARIATION DE LA TEMPERATURE :	99
4.3.4.	POUTRE DE RIVE :	100
4.3.4.1.	HYPOTHESES DE CALCULS :	100
4.3.4.2.	DIMENSIONNEMENT :	100
4.3.4.3.	JUSTIFICATION DES TALONNETTES :	101
4.3.4.4.	CAS PARTICULIER DES ZONES DE TRANSFERT :	101
4.3.5.	PLANCHERS :	103
4.3.5.1.	HYPOTHESES DE CALCULS :	103
4.3.5.2.	PRINCIPES CONSTRUCTIFS :	103
4.3.5.3.	PLANCHER DES ETAGES COURANTS :	104
4.3.5.4.	PLANCHER INTERIEUR DU NOYAU :	105
4.3.5.5.	CAS PARTICULIER DU PLANCHER DU RDC :	106
4.4.	FORMULATIONS DES BETONS ET ESSAIS :	107
4.4.1.	FORMULATIONS DU BETON DES POTEAUX :	108
4.5.	NOTE SUR LE CONTREVENTEMENT :	109
5.	METHODES DE REALISATION :	111
5.1.	GENERALITES :	111
5.2.	PLAN D'INSTALLATION DE CHANTIER :	112
5.3.	FONDATIONS ET TERRASSEMENTS :	113
5.3.1.	DESCRIPTION DES TRAVAUX :	113
5.3.2.	MATERIEL UTILISE :	114
5.3.3.	QUELQUES CHIFFRES :	114
5.3.4.	REALISATION DES TRAVAUX :	115
5.4.	L'OUTIL AUTO GRIMPANT :	119
5.4.1.	CARACTERISTIQUES PRINCIPALES :	119
5.4.2.	DECOMPOSITION DE L'OUTIL :	121
5.4.3.	LEVEES DE L'OUTIL :	127
5.4.4.	LA PARTIE HYDRAULIQUE :	130
5.4.5.	LE COFFRAGE DES VOILES DU NOYAU :	130
5.4.6.	LES EQUIPES DE TOPOGRAPHES :	132
5.5.	L'OUTIL GLISSANT :	133
5.6.	LES COFFRAGES DE POTEAUX :	137
5.6.1.	LES TALONNETTES :	141
5.6.2.	LES CHASSIS :	142
5.6.3.	LES CAISSONS DE COFFRAGE :	147
5.6.4.	LE PHASAGE DE REALISATION DES POTEAUX :	150
5.7.	LES PASSERELLES DE TRAVAIL EN ENCORBELLEMENT :	151
5.8.	LES PLANCHERS :	156
5.9.	LES ESCALIERS :	160
5.10.	LES APPAREILS ELEVATEURS :	161
5.10.1.	LES GRUES A TOUR :	161
5.10.2.	LE MONTE CHARGES EXTERIEUR :	166
5.10.3.	LE MONTE-CHARGE INTERIEUR :	167
5.10.4.	LES LIFTS DE CHANTIER :	169
5.11.	LES TOPOGRAPHES :	171

5.11.1.	ORGANISATION DE LA CELLULE :	171
5.11.2.	MATERIEL UTILISE :	172
5.11.3.	METHODOLOGIE D'IMPLANTATION EN PLAN :	174
5.11.4.	METHODOLOGIE D'IMPLANTATION ALTIMETRIQUE :	177
5.11.5.	METHODOLOGIE D'AUSCULTATION ALTIMETRIQUE :	177
5.12.	LE POMPAGE DU BETON :	179
5.12.1.	DESCRIPTION DE LA CENTRALE A BETON :	179
5.12.2.	ORGANISATION DU BETONNAGE :	182
5.12.3.	SUIVI DE LA QUALITE DU BETON :	184
6.	ORGANISATION DE CHANTIER :	185
6.1.	PLANNING :	185
6.2.	LES CADENCES :	186
6.2.1.	LEVEES D'AUTO GRIMPANT :	186
6.2.2.	COULAGE DES POTEAUX :	187
6.2.3.	COULAGE DES PLANCHERS INTERIEURS ET EXTERIEURS :	187
6.2.4.	CONSTRAINTES ET ALEAS :	188
6.3.	LE DEPOT DE PLAN DE CAMPAGNES :	190
6.4.	LA LOGISTIQUE :	190
7.	RETOUR D'EXPERIENCE :	192
7.1.	PARAMETRES DE CONCEPTION :	192
7.2.	MISE EN PLACE DE REGLES COMMUNES :	193
7.3.	INCORPORATION AU PROJET :	193
7.4.	RESPECT DES DIFFERENTES ETAPES DU PROJET :	194
7.5.	RESPECT DU PLANNING :	198
7.6.	IDEES ABANDONNEES :	199
7.7.	UNE FOIS LA TOUR RECEPTIONNEE :	200
8.	CONCLUSION :	201
9.	TERMINOLOGIE :	203
10.	DEFINITIONS :	203
11.	SIGLES DES ABREVIATIONS :	204
12.	BIBLIOGRAPHIE :	205
12.1.	DOCUMENTS DCE :	205
12.2.	DOCUMENTS INTERNES NOTES DE CALCULS :	205
12.3.	DOCUMENTS INTERNES METHODES :	207
12.4.	DIVERS :	208
13.	DOCUMENTS ANNEXES :	209

TABLES DES FIGURES :

Figure 1 - Vue globale du projet	12
Figure 2 - Porte container de la CMA CGM	13
Figure 3 - Bulbe des contraintes	17
Figure 4 - Charges d'exploitation du RdC	23
Figure 5 - Charges d'exploitation des niveaux courants	24
Figure 6 - Localisation et numérotation des poteaux	26
Figure 7 - Elévation de la tour (façade est)	27
Figure 8 - Plan architecte R+10 - Vue en plan	28
Figure 9 - Schéma mécanique du fonctionnement de la tour	30
Figure 10 - Maquette de la tour en 3 dimensions	33
Figure 11 - Déplacement de la tour suivant l'axe Est-Ouest	39
Figure 12 - Déplacement de la tour suivant l'axe Nord-Sud	42
Figure 13 - Déformée totale en fonction du temps - poteaux C1-C5	48
Figure 14 - Déformée des niveaux par phase - poteaux C1-C5	48
Figure 15 - Raccourcissement de chaque niveau par phase - poteaux C1-C5	49
Figure 16 - Déplacements des différents éléments porteurs	50
Figure 17 - Tassements des poteaux	52
Figure 18 - Tassement du noyau	53
Figure 19 - Fondations du noyau	57
Figure 20 - Fondations du noyau	58
Figure 21 - Etude du radier	59
Figure 22 - Etude d'une barrette	60
Figure 23 - Proposition de fondations par ARUP	63
Figure 24 - Proposition de fondations par GTM	64
Figure 25 - Proposition de liaison des poteaux de façade par ARUP – Vue 3D	66
Figure 26 - Proposition de liaison des poteaux de façade par ARUP	67
Figure 27 - Proposition de liaison des poteaux de façade par GTM	67
Figure 28 - Proposition de noyau par ARUP	69
Figure 29 - Proposition de noyau par GTM	70
Figure 30 - Vue d'ensemble de la modélisation de la tour	77
Figure 31 - Coupes sur les fondations de la tour	80
Figure 32 - Contraintes dans le radier	81
Figure 33 - Modélisation d'une semelle fictive	83
Figure 34 - Déplacement des parois moulées	87
Figure 35 - Modélisation de la lierne	88
Figure 36 - Haubanage de la grue G1	92
Figure 37 - Haubanage de la grue G2	92
Figure 38 - Visualisation des grues G1 et G2	93
Figure 39 - Ferrailage de plancher	99
Figure 40 - Zone de transfert Est et Ouest	102
Figure 41 - Zone de transfert du panoramique	102
Figure 42 - Contraintes dans la dalle	106
Figure 43 - Plan d'installation de chantier Gros Œuvre	112
Figure 44 - Vue d'ensemble des fondations périphériques de la tour	113
Figure 45 - Fondations du noyau de la tour	117
Figure 46 - Coupe sur auto grim pant	122
Figure 47 - Vue en plan de l'auto-grim pant	123

Figure 48 - Mise en œuvre des voiles du noyau.....	124
Figure 49 - Mât de bétonnage	126
Figure 50 - Système de hissage de l'auto-grimpant.....	128
Figure 51 - Réglage des panneaux coffrants face extérieure.....	131
Figure 52 - Positionnement des faisceaux lasers.....	132
Figure 53 - Outil glissant du panoramique.....	134
Figure 54 - Outil glissant avant bétonnage.....	135
Figure 55 - Outil glissant après bétonnage.....	135
Figure 56 - Positionnement des faisceaux lasers.....	136
Figure 57 - Vue générales de poteaux de la tour.....	137
Figure 58 - Poteaux courbes et poteaux fusionnants.....	138
Figure 59 - Alignement des poteaux de façade.....	138
Figure 60 - Ferrailage des nœuds de poteaux.....	139
Figure 61 - Talonnette des poteaux.....	142
Figure 62 - Modélisation 3D du coffrage PISE.....	143
Figure 63 - Coffrage PISE.....	145
Figure 64 – Fonctionnement des lasers.....	145
Figure 65 - Positionnement des faisceaux lasers.....	146
Figure 66 - Inclinaison des poteaux.....	148
Figure 67 - Coffrage de poteaux courbes.....	149
Figure 68 - Passerelle de travail en encorbellement.....	152
Figure 69 - Coupe sur passerelle de travail.....	153
Figure 70 - Complexité de pose des passerelles.....	154
Figure 71 - Vue d'ensemble des passerelles.....	155
Figure 72 - Coffrage des planchers extérieurs.....	156
Figure 73 - Vue d'ensemble du coffrage du plancher.....	157
Figure 74 - Ferrailage des planchers.....	158
Figure 75 - Pose des escaliers intérieurs du noyau.....	161
Figure 76 - Repérage des zones non visibles.....	164
Figure 77 - Démontage de la grue G1.....	165
Figure 78 - Monte charge extérieur.....	166
Figure 79 - Positionnement du monte-charge intérieur.....	168
Figure 80 - Positionnement des cages d'ascenseur de la tour.....	170
Figure 81 - Théodolite.....	173
Figure 82 - Niveau de chantier.....	173
Figure 83 - Laser d'alignement vertical.....	174
Figure 84 - Implantation des prismes.....	175
Figure 85 - Repérage des différents repères.....	175
Figure 86 - Plaque de plexi.....	176
Figure 87 - Positionnement des points d'auscultation.....	178
Figure 88 - Colonne de bétonnage.....	180
Figure 89 - Centrale à béton.....	181
Figure 90 – Annexe.....	209
Figure 91 – Annexe.....	210
Figure 92 – Annexe.....	210
Figure 93 - Annexe.....	211
Figure 94 - Annexe.....	211
Figure 95 - Annexe.....	212
Figure 96 – Annexe.....	213
Figure 97 - Annexe.....	213

Figure 98 – Annexe	214
Figure 99 - Annexe.....	215
Figure 100 - Annexe.....	215
Figure 101 - Annexe.....	216
Figure 102 - Annexe.....	217
Figure 103 - Annexe.....	217
Figure 104 - Annexe.....	218

TABLES DES TABLEAUX :

Tableau I - Essais du niveau de bruit à l'extérieur de la tour	18
Tableau II - Essais du niveau de bruit dans le MIRABEAU II.....	18
Tableau III - Résultats thermiques réglementaires.....	20
Tableau IV - Comparatif des différences en terme de résistances thermiques des matériaux .	21
Tableau V- Tableau récapitulatif des différentes charges d'exploitation de la tour	25
Tableau VI - Déplacement maximum des poteaux sous l'effet du vent	37
Tableau VII - Etude de déplacement au R+33	40
Tableau VIII - Etude de déplacement du poteau C15 à tous les étages	41
Tableau IX – Etude de déplacement au R+33	43
Tableau X – Etude de déplacement du poteau C20 à tous les étages.....	44
Tableau XI - Correction des altimétries de coulage de la famille des poteaux C1 à C5.....	51
Tableau XII – Relevés du fluage sur les différents éléments porteurs de la structure	54
Tableau XIII - Résultats des essais géotechniques sur l'ensemble de la surface du noyau	56
Tableau XIV - Tassement des barrettes	61
Tableau XV - Récapitulatif des modifications apportées à la tour.....	71
Tableau XVI - Contraintes de pointes suivant les cas de charges.....	81
Tableau XVII – Résultats obtenus pour la famille de poteaux C01 à C05	95
Tableau XVIII - Ordre de grandeur du ferrailage de la dalle du RdC	107
Tableau XIX - Récapitulatif des différents éléments de réalisation.....	111
Tableau XX - Rhéologie et affaissement des bétons utilisés	183
Tableau XXI - Etapes de réalisation du projet	195

De la conception à la réalisation de la Tour CMA CGM à Marseille.

Mémoire d'Ingénieur C.N.A.M., Paris 2011

RESUME

Les complexités de la Tour CMA CGM sont diverses et requièrent des compétences qui permettent de prendre en compte tous les paramètres de conception, de dimensionnement et de réalisation qu'il est possible de rencontrer au cours d'un tel projet. La construction a demandé la mobilisation de nombreuses compétences de différentes filiales du groupe dans tout le pays.

Il est très important au préalable de bien avoir à l'esprit la démarche de conception pour pouvoir réaliser un bâtiment suivant l'idée principale de l'architecte et ainsi ne pas dénaturer le projet initial.

Ensuite le dimensionnement doit prendre en compte les paramètres de conception pour dimensionner un bâtiment capable de résister à toutes les sollicitations qui lui seront appliquées, telles que le vent, les séismes mais aussi les phénomènes tels que le fluage et les tassements.

Au fur et à mesure de la conception et du dimensionnement, les contraintes liées à la réalisation se précisent ce qui définit les marges de manœuvres de la réalisation.

Le respect de ces étapes clés permet une réalisation précise des différents éléments porteurs comme les fondations, le noyau et les poteaux avec toutes les contraintes techniques et architecturales qu'ils comportent.

Mots clés : vent - séisme - fluage - tassement - fondations - noyau - poteaux

SUMMARY

The complexities of the CMA CGM Tower are various and require skills which allow builders to take into account all parameters of designer, structural design and building which can be encountered in the course of such a project. Building required rallying numerous skills from different subsidiaries of the group all over the country.

It is very important first to keep in mind the design method in order to be able to construct a building according to the main idea of the architect and so not denature the initial plan.

Then the structural design must take into account the parameters of design to size a building able to resist all solicitations which will be applied to it, such as the wind, earthquake but also phenomena such as the creep and packing.

As the design and the structural design, pressures linked to realization become clear what defined the flexibility for realization.

The respect of these key steps allows a definite realization of the different bearing elements as foundations, core and posts with all technical and architectural pressures which they include.

Key words: wind – earthquake - creep - packing - foundations - core - posts

1. CREATION DU PROJET :

1.1. LE PROJET :

Le projet concerne la construction du futur siège social de la société CMA-CGM à Marseille, mitoyen au siège social actuel. Il est situé dans le cadre de l'opération d'aménagement et d'urbanisme menée par l'établissement public Euroméditerranée.

Le projet consiste en un immeuble à usage principal de bureaux de type IGH de 33 étages et 3 niveaux de sous sols, d'une hauteur totale de 143m (hors infrastructures) composé :

- _ d'un hall d'accueil triple hauteur (3 niveaux) au rez-de-chaussée¹
- _ d'un musée au RdC
- _ d'un auditorium de 200 places et zone de réception au 1^{er} sous sol²
- _ des locaux archives et techniques aux B1, B2 et B3 (y compris réservoirs d'eau pour les sprinklers)
- _ d'un zone fitness au 3^{ème} étage³
- _ des bureaux (2700 postes de travail) en open space du R+1 au R+27
- _ des étages de direction aux étages R+28 à R+32
- _ des locaux techniques, machineries ascenseurs et nacelle de nettoyage au R+33
- _ la distribution verticale est assurée par 16 ascenseurs dont 3 montes charges et 2 panoramiques vitrés dans la zone sud.

Les plateaux de la Tour ont une superficie variable du RdC (environ 1850 m²) au R+11 (environ 1600 m²) et constante jusqu'au sommet (avec environ 1550m² par étages). La surface totale hors œuvre brute est de 60910m² (superstructure et infrastructure). Le cycle d'un étage est de 4,08m de hauteur, constants du RdC au R+33.

Le projet comprend aussi un bâtiment Annexe de 3 niveaux de superstructure et de 5 niveaux de sous sols comprenant un parking de 800 places (du B1 au B5), le restaurant d'entreprise pouvant recevoir 1400 couverts (aux R+2 et R+3), des locaux techniques (groupes électrogènes) et des locaux informatiques au R+1. Le bâtiment mesure 135m de long et 35m de large environ pour une surface hors œuvre brute de 33 640m².

¹ Le rez-de-chaussée sera noté RdC

² Le premier sous sol sera noté B1, le deuxième sous sol B2 et le troisième sous sol B3

³ Les étages seront notés R+... suivi de l'étage concerné

Une passerelle métallique relie la Tour et l'Annexe aux R+3 des 2 bâtiments, reliant ainsi les zones de bureaux avec le restaurant d'entreprise.

Seul le bâtiment Tour, du B3 au R+33, sera développé dans l'étude suivante.

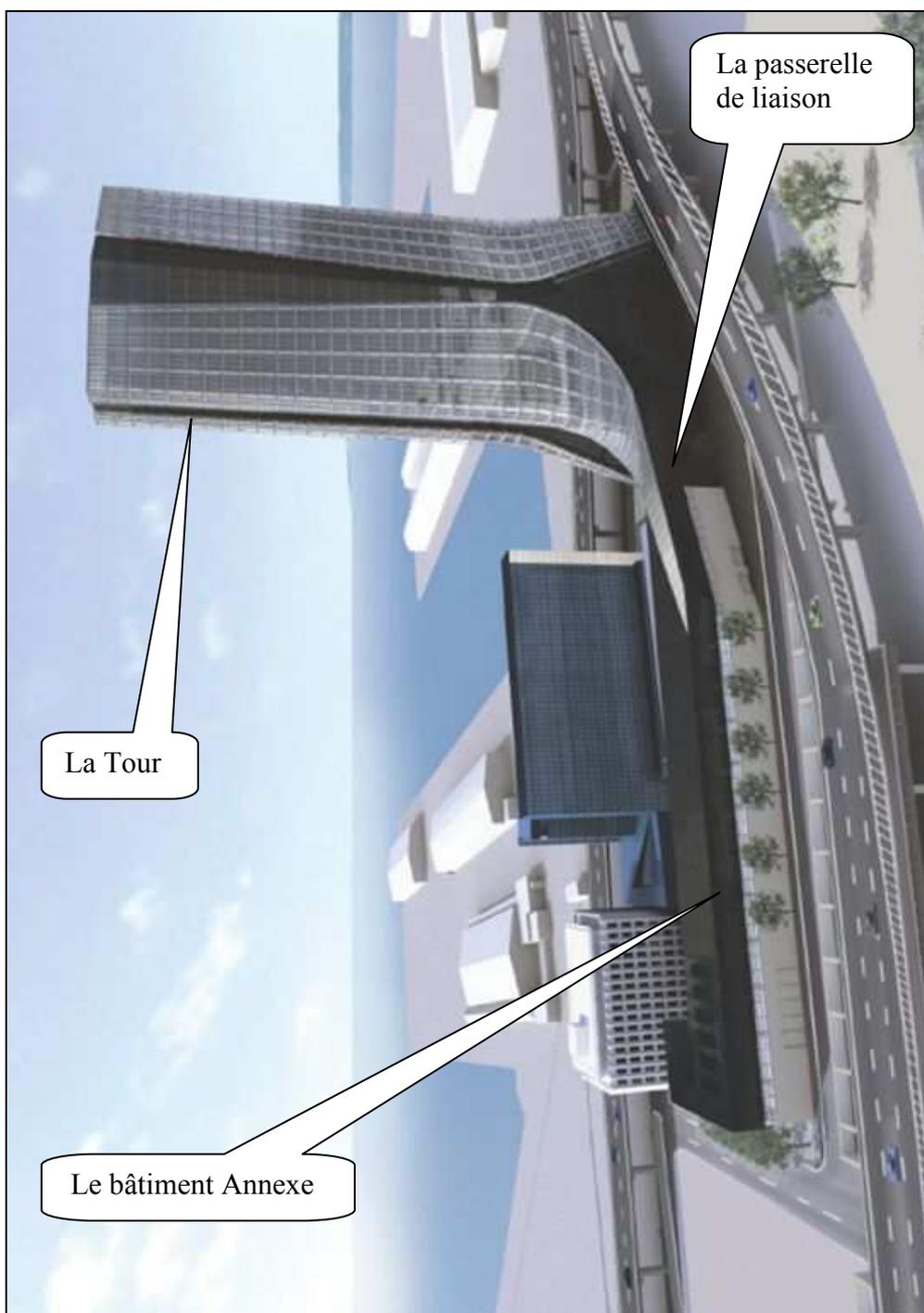


Figure 1 - Vue globale du projet

1.2. LE CLIENT :

Le projet de la Tour CMA répond à la fois à un besoin d'expansion de l'entreprise, fondée et présidée par Jacques SAADE, suite à une augmentation du nombre d'employés, mais aussi à un souhait de signifier l'importance de la CMA CGM dans la ville de Marseille, qui fait partie des principales villes de France.

En effet, lors du démarrage des travaux le groupe CMA CGM est le 3^{ème} armateur mondial de transports maritimes et containers et le 1^{er} français, avec une flotte de 360 navires, il dessert plus de 400 ports dans le monde. Il emploie 17 000 personnes dont 4 400 en France. Son chiffre d'affaire, en constante progression, est d'environ 11 milliards d'euros.

Souhaitant rester sur le site de Marseille, il lance les travaux de la Tour dessinée par ZAHA HADID en 2006.

Le choix de l'emplacement de la Tour n'a pas toujours été évident. N'ayant pas de propositions satisfaisantes de la part de la ville de Marseille et du projet Euroméditerranée, J.SAADE décide finalement de construire son nouveau siège social au pied de ses 2 précédents sièges, symboles explicites de l'ascension de son entreprise au fil des années.

Pour la prise de décisions durant le chantier, J.SAADE s'entoure de conseillers techniques et architecturaux devant lui permettre de prendre les décisions qui concernent la poursuite des travaux.



Figure 2 - Porte container de la CMA CGM

1.3. L'ARCHITECTE :

Le projet de la Tour CMA a été confié à l'architecte ZAHA HADID. L'architecte anglo-irakienne est la première femme à obtenir le prix Pritzker⁴ en 2004, et est reconnue dans le monde entier pour ses compétences professionnelles.

ZAHA HADID a déjà dessinée de nombreux projets à travers le monde comme « L'opéra de Cardiff » (1994-1996) ou le « Musée d'art contemporain de Rome », et a récemment été retenue pour la construction des « Tours dansantes » à Dubaï.

Concernant la Tour CMA, alors que l'appel d'offre n'est pas terminé, ZAHA HADID présente son projet à J.SAADE, qui tombe amoureux de l'esquisse proposée et la choisit avant la présentation des projets concurrents.

Au travers de son projet on retrouve la forme exceptionnelle que souhaitait J.SAADE pour son nouveau siège social, avec un jeu de voilages de la part de la façade vitrée, où rien n'est droit et standardisé. La double peau transparente habille la simple peau opaque, pour déverser ce jeu de voilages sur le bâtiment annexe dont l'ensemble doit être en lien harmonieux et sans discontinuité.

Pour l'architecte, la grande complexité technique est de réaliser un bâtiment de cette envergure enclavé entre les 2 passerelles autoroutières, situées de part et d'autre du terrain.

La spécificité de ce projet est que symboliquement, il est le souhait d'un seul homme et non pas celui d'une ville ou d'une association. La Tour inspire subjectivement la place que souhaite occuper la CMA CGM au sein de la ville de Marseille, où le nouveau siège social occupe davantage la place de sculpture, emblème de sa fulgurante ascension, plutôt que de banales surfaces de bureaux.

On laisse ainsi place à l'œuvre d'art au détriment de la fonctionnalité où les mètres carrés rentables (de bureaux) sont faibles à la vue de la surface totale développée par le bâtiment.

.Ainsi J.SAADE s'offre l'image de son entreprise, dans lequel se reflète davantage son état d'esprit, plutôt qu'un simple bâtiment fonctionnel.

⁴ L'attribution est calquée sur celle des Prix Nobel

1.4. L'ENVIRONNEMENT DU PROJET :

Le projet se situe à Marseille, sur le port de la Joliette à quelques dizaines de mètres du bord de mer, entre les 2 tabliers de la passerelle autoroutière et le siège social actuel de la CMA CGM.

Le choix de ce terrain n'a pas toujours été évident. En effet, J.SAADE a sollicité la ville de Marseille pour qu'il lui soit proposé des terrains disponibles sur lesquels la tour pourrait être construite. Mais étant donné qu'aucun terrain proposé par la ville de Marseille ne lui convenait, il a décidé que la tour serait construite sur le terrain mitoyen à l'actuel siège social de la CMA CGM (le MIRABEAU II), malgré toutes les contraintes que cela peut comporter.

Le bâtiment de la Tour, est exposé à un environnement marin, donc agressif, avec toutes les nuisances de corrosion possibles pour la construction, ce qui oriente les choix de matériaux et de dispositions constructives en adéquation avec de telles contraintes. Un clos couvert capable de résister à la salinité de l'air au fil des années et la protection des aciers convenables avec des enrobages suffisants. De plus un système de relevage des eaux interne a été mis en place pour évacuer les eaux s'infiltrant au travers de la paroi moulée de l'infrastructure du bâtiment.

Au-delà de la simple contrainte d'un chantier situé en centre-ville, le manque de place au sol a rendu les installations de chantiers très complexes, obligeant un aménagement entre les piles du pont et une utilisation d'une partie du terrain de la SNCF mitoyen.

Les stockages sont très limités et les stationnements des véhicules des intervenants (maitrise d'œuvre, BET, entreprises de travaux en encadrement et compagnons) fortement réduits. La sensibilité de l'avancement des travaux est fortement impactée par des stockages à flux tendus, et la logistique doit mettre en place une organisation très sophistiquée pour ne pas pénaliser les entreprises par un manque de matières premières.

La mitoyenneté du bâtiment actuel de la CMA CGM a obligé d'orienter les choix constructifs (parois moulées butonnées sans tirants selon les endroits) et nos actions afin de ne pas leurs soumettre certaines nuisances : sonores, vibratoires, fumées, salissures ...

1.5. ETUDES GEOTECHNIQUES PRELIMINAIRES :

La tour est un grand projet par son envergure. Il est donc évident que de lourdes charges seront transmises par cette dernière au sol sur lequel elle repose, ce qui peut avoir des incidences aussi bien sur le projet lui-même que sur les constructions avoisinantes.

Ainsi deux principaux paramètres sont à prendre en compte, il faut à la fois que le sol puisse reprendre les charges induites par le poids de la tour, pour éviter des tassements trop importants ou des tassements différentiels (incidence sur le projet), mais aussi que la réaction du sol au droit de la tour n'ait pas de répercussions sur le sol voisin (incidence sur les constructions avoisinantes).

Suivant la nature de terrain rencontré, les perturbations engendrées ne seront pas les mêmes. Ainsi, il est important de savoir dans quelles proportions la nature du terrain sur lequel sera construite la tour, permet de supporter les 75000 tonnes de la descente de charges du noyau. Il ne faut pas perdre de vue que la tour est lourde par rapport à la superficie restreinte du terrain sur lequel elle repose (75000 tonnes sur les 500m² du noyau donne 150t/m² soit environ 1,47MPa).

Suite aux essais de sol préliminaires (réalisés par les bureaux du CEBTP et SOBESOL), il a été retenu pour la suite des calculs une contrainte de sol de 3,2MPa, ce qui permet de dire que le sol ne posera pas de problèmes de tenue. Mais ces essais préliminaires sont des études de faisabilité, ainsi des essais de sols complémentaires ont ensuite été menés par GTM pour deux raisons, par rapport aux informations de base fournies par les concepteurs du projet :

- _ Vérifier l'exactitude et la pertinence des données de base,
- _ Améliorer les informations de base fournies en resserrant le maillage d'essais géotechniques suivant les endroits plus ou moins intéressants.

De plus, il est important de bien veiller à ce que la présence de la tour sur le sol ne crée pas de désordres sur les constructions directement à proximité, comme par exemple sur le MIRABEAU II ou les deux passerelles autoroutières. En effet, la moindre modification de la contrainte maximum admissible sur les terrains voisins pourrait créer une modification des tassements des piles de la passerelle voisine au delà des tolérances admissibles.

Il ne faut pas perdre de vue que la présence de la tour peut avoir une influence sur le sol au delà de sa seule emprise, mais aussi sur le sol voisin, suivant le bulbe de contraintes engendré. Dans ce cas là il n'est pas question de poinçonnement du sol mais de répartitions des contraintes engendrées dans le sol.

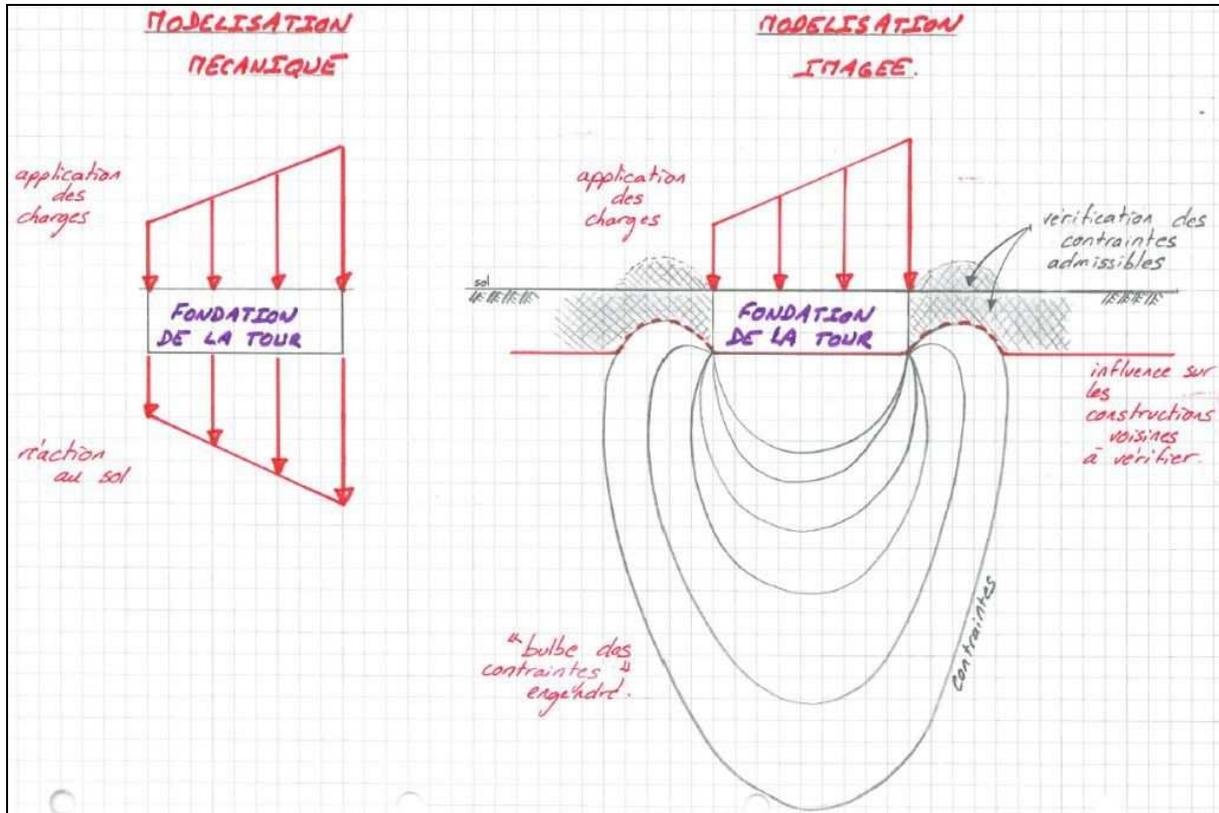


Figure 3 - Bulbe des contraintes

Les simulations montrent que les terrassements auront des effets de l'ordre de 10mm, quelques mètres avant la pile de la passerelle située directement à proximité de la tour (côté Est). Les effets du terrassement seront de l'ordre de 1mm juste après cette même pile de passerelle. Ces effets sont donc sans grandes conséquences, car très faibles.

1.6. L'EFFET ACOUSTIQUE :

Les essais acoustiques, réalisés suivant la norme en vigueur, permettent de définir les objectifs acoustiques de la tour.

Pour la prise en compte des nuisances sonores, il a été nécessaire de mettre en place des essais acoustiques dont le but est de déterminer précisément quels sont les bruits auxquels sera soumise la tour, afin de dimensionner correctement la façade, ou plus précisément le type

de vitrage qui devra être employé, afin de respecter les conditions de travail des futurs occupants.

Ainsi, des essais acoustiques ont été mis en place avant le début des travaux, afin de quantifier ces nuisances. Ces essais ont été menés depuis la terrasse technique du bâtiment MIRABEAU II (côté autoroute), par la mise en place de sondes en deux points au sommet du bâtiment. Le MIRABEAU II, mitoyen de la tour, permet d'obtenir les résultats les plus proches de la réalité. Les essais ont été continus durant 21 heures, afin d'avoir à la fois des relevés de jour comme de nuit. Sur le tableau ci-dessous on peut voir la plage de bruit relevée lors des essais.

Tableau I - Essais du niveau de bruit à l'extérieur de la tour

Niveau de Mesure	Mesure mini	Mesure < 5%	Mesure Maxi
Niveau (dB(A))	51,8	70,1	88,4

A titre de comparaison, la mesure du bruit dans les bureaux du MIRABEAU II a été faite. Cela permet de se rendre compte du bruit usuel dans les bureaux situés directement à proximité de la tour. Les résultats sont les suivants :

Tableau II - Essais du niveau de bruit dans le MIRABEAU II

Niveau de Mesure	Mesure mini	Mesure < 5%	Mesure Maxi
Niveau (dB(A))	47,0	60,0	69,0

La mention « Mesure < 5% » signifie que la valeur de pression acoustique 70,1 dB(A) et 60,0 dB(A) ne sont dépassées que 5% du temps sur la période d'observation. Ainsi cela signifie que la valeur maxi n'est qu'un cas ponctuel qu'il est possible de ne pas prendre en compte dans le dimensionnement.

Les mesures montrent que de jour comme de nuit, les niveaux de bruits sont stables avec des variations lentes. Les mesures montrent aussi que les étages les plus exposés sont ceux situés à une vingtaine de mètre d'altitude, dont la valeur vaut 74,5 dB(A), c'est-à-dire les 5 premiers niveaux (les plus proches de la passerelle autoroutière).

Une fois les essais acoustique terminés, il y a deux possibilités. Soit on utilise les valeurs de bruit pour les niveaux les plus exposés et on met en place le même type de vitrage sur toute la hauteur de la tour. Soit on utilise le niveau de référence mesuré par les essais pour

modéliser le bruit en façade pour les différents étages de la tour, pour optimiser les performances acoustiques.

Pour respecter les performances acoustiques demandées, il a été pris en compte différents paramètres de conception :

- _ Une ossature béton massive, permettant d'atténuer les transmissions de bruit,
- _ Une façade vitrée spécifique (vitrage spécifique, montants isolés et joints acoustiques),
- _ Des panneaux acoustiques (et thermiques) en face supérieure et inférieure de dalle béton sur tout le périmètre de chaque niveau, au droit des façades vitrées,
- _ Des panneaux acoustiques (et thermiques) en face inférieure de dalle des sous sol donnant sur l'extérieur ou des locaux non chauffés,
- _ Des parois et des portes spécifiques entre 2 locaux (plaques de plâtre avec simple ou double ossature et simple ou double plaquage),
- _ Une isolation spécifique dans les faux plafonds, cloisons, habillages, éléments de climatisation, ... pour atténuer la réverbération,
- _ Des systèmes anti vibratoires pour les machines en toiture terrasse (massifs d'inertie ou plots anti-vibratiles).

En ce qui concerne la phase travaux, il a été nécessaire de prendre en compte des mesures afin d'atténuer les bruits émis par les travaux vis-à-vis du voisinage situé à quelques mètres. Ainsi, les travaux bruyants ont dû s'effectuer dans des créneaux horaires moins sensibles. Le matériel utilisé doit être conforme aux normes acoustiques, en ce qui concerne les grues, les engins de chantier, les marteaux piqueurs, les compresseurs, les vibreurs, ...

1.7. L'EFFET THERMIQUE :

En ce qui concerne la résistance thermique du bâtiment, la conception a été menée suivant la RT 2000, qui a servi de base pour la tour.

De nos jours, tous les bâtiments neufs dont la température intérieure est supérieure à 12°C, sont soumis à la nouvelle réglementation thermique RT 2000. Cette étude réglementaire a pour but de déterminer les éléments de construction et les équipements techniques à mettre en œuvre, pour satisfaire les exigences réglementaires.

L'étude thermique a été menée suite à l'analyse et la prise en compte :

- _ des rapports techniques,
- _ des plans techniques,
- _ des schémas de principe,
- _ de la définition du site,
- _ de la position géographique de la tour.

Plusieurs objectifs sont mis en place :

- _ les caractéristiques de l'isolation thermique de toutes les parois, matériaux ou matériel mis en œuvre dans le tour, doivent être identiques ou supérieures aux exigences minimales définies dans la réglementation,
- _ le ratio d'ouverture solaire équivalente, noté « Rose », doit être inférieur ou égal à la valeur 0,25 correspondant à la zone climatique Ed à laquelle appartient Marseille,
- _ la consommation conventionnelle d'énergie du bâtiment (coefficient C) doit être inférieur ou égal au coefficient de référence noté Créf.

Le projet de la tour est conforme à la nouvelle réglementation thermique RT2000.

Tableau III - Résultats thermiques réglementaires

Désignation	Valeur	Constat	Conclusion
Ratio d'ouverture équivalente réel	0,215	-	-
Ratio d'ouverture équivalente de référence	0,250	$0,215 < 0,250$	OK
Ubât (W/m ² *°K)	1,857	-	-
Ubât réf (W/m ² *°K)	1,386	$1,857 > 1,386$	OK
C (kWh EP/an)	5 986 334 (145/m ²)	-	-
Créf (kWh EP/an)	6 050 224 (146/m ²)	$C < Créf$	OK

Pour information, il est intéressant de noter les différences en termes de résistance thermiques entre le béton et un isolant. Dans le tableau ci-dessous on peut noter que le béton a une très faible résistance thermique, en comparaison d'un panneau isolant.

Tableau IV - Comparatif des différences en terme de résistances thermiques des matériaux

Matériaux	Epaisseur (m)	Lambda (W/m ² °C)	R (m ² *C/W)	Masse (kg/m ³)
Béton plein	0,200	2,000	0,100	2450
Panneaux isolant en verre cellulaire	0,120	0,042	2,837	120

NB : La valeur du « Lambda » est plus performante si la valeur est faible, alors que la valeur de la résistance thermique notée « R » est plus performante si la valeur est grande.

1.8. LA SECURITE INCENDIE :

Pour permettre sa conception, la tour a été soumise aux différents règlements ci-dessous :

- _ au code de l'urbanisme,
- _ au code du travail,
- _ au règlement sanitaire départemental,
- _ au code de la construction et de l'habitation pour les IGH,
- _ au règlement de sécurité et de sécurité contre les risques d'incendie et de panique pour les IGH et les ERP,
- _ au code de la construction pour les ERP,
- _ à l'instruction technique (IT) relative au désenfumage dans les IGH,
- _ au décret concernant la protection des travailleurs dans les établissements qui mettent en œuvre des courants électriques,
- _ aux différentes normes françaises en vigueur (NF),
- _ aux règles de l'APSAD.

La sécurité incendie est composé des différents éléments suivants :

- _ une installation de détection automatique,
- _ une installation de déclenchement manuel,
- _ une installation de signalisation d'évacuation (visuel et sonore),
- _ une installation de non propagation du feu et des fumées,

- _ une gestion centralisée des alarmes,
- _ une installation de sprinklage et de colonnes humides à tous les étages
- _ un système d'évacuation (doubles cages d'escaliers et multiples ascenseurs).

Durant la construction de la tour, le système de sécurité incendie doit être mis en place de façon provisoire, pour ensuite passer en mode définitif une fois la tour construite et opérationnelle.

La tour est classée comme un IGH, ainsi durant les travaux il a été nécessaire de mettre en fonction, de façon provisoire :

- _ une des deux colonnes humides définitives,
- _ un avertisseur sonore d'évacuation,
- _ une procédure d'évacuation de la tour en cas d'incendie en interface avec les pompiers de Marseille,
- _ une procédure évolutive d'intervention des pompiers selon le stade d'avancement des travaux,
- _ la mise en place d'une lampe anti collision au sommet de la tour (pour les avions), opérationnelle à partir du démontage de la dernière grue à tour.

En cas d'incendie, les ascenseurs permettent au personnel de descendre au RdC très rapidement ce qui permet de lutter plus efficacement pour la protection des personnes.

Les 10 ascenseurs du noyau sont CF 2H et sont dimensionnés pour permettre l'évacuation du personnel en cas d'incendie en un minimum de temps. Les deux ascenseurs panoramiques sont aussi CF 2h, et ont un accès directs sur les derniers niveaux de la tour, pour les étages de direction en plus des ascenseurs du noyau.

Les ascenseurs sont programmés pour continuer à fonctionner en cas d'incendie, hormis à l'étage sinistré. Chacun des 10 ascenseurs du noyau peut supporter 1600kg de charge, soit 20 personnes de 80 kg chacune.

Pour un bâtiment de 2700 postes de travail chacun des ascenseurs doit pouvoir évacuer 270 personnes. Si chaque ascenseur récupère 20 personnes à chaque voyage, toute la tour est évacuée en 14 voyages.

A une vitesse de 7,0 m/s l'ascenseur mettra 20 secondes pour descendre, 35 secondes pour évacuer les personnes, 20 secondes pour remonter et 45 secondes pour faire rentrer tout le monde soit un cycle de 2 minutes par voyage.

Ainsi, la tour peut être évacuée en moins d'une demi-heure.

Ce calcul est fait sans prendre en compte les niveaux bas qui ne prendront pas les ascenseurs mais emprunteront plutôt les cages d'escaliers.

Pendant les travaux seuls 4 ascenseurs ont été mis en place, en phase provisoire, car la pointe de personnel travaillant sur le chantier avait été estimée à environ 650 personnes.

1.9. DEFINITION DES CHARGES :

Pour le dimensionnement de la tour, il a été nécessaire de définir les hypothèses de calcul à prendre en compte. Ces différentes hypothèses dépendent notamment de la destination finale de l'ouvrage, des différentes dispositions constructives retenues et de la situation géographique du projet.

Les charges d'exploitations sont définies selon la nature des locaux. Ces charges sont des charges de pesanteur qui ne sont pas liées à la structure du projet mais plutôt à la nature auquel le local est destiné.

Pour le RdC, les charges d'exploitation se répartissent de la manière suivante :

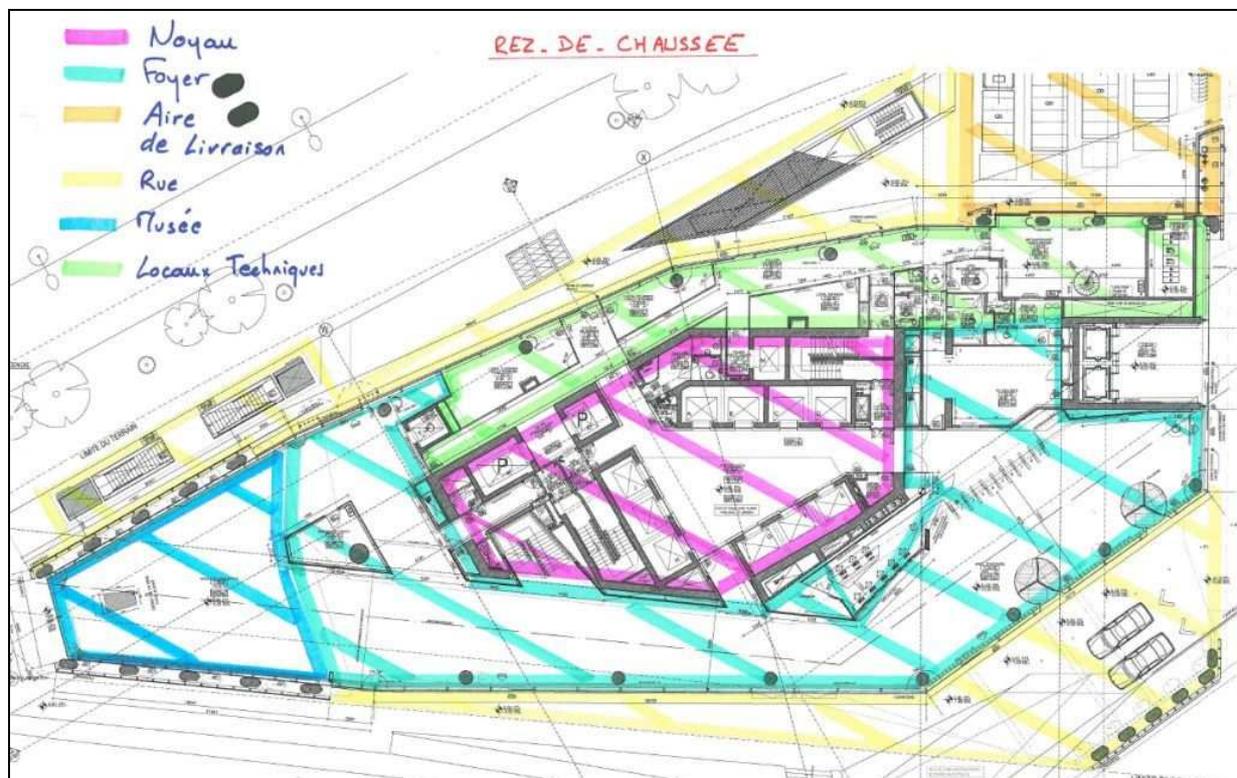


Figure 4 - Charges d'exploitation du RdC

Pour un niveau courant, les charges d'exploitation se répartissent de la manière suivante :

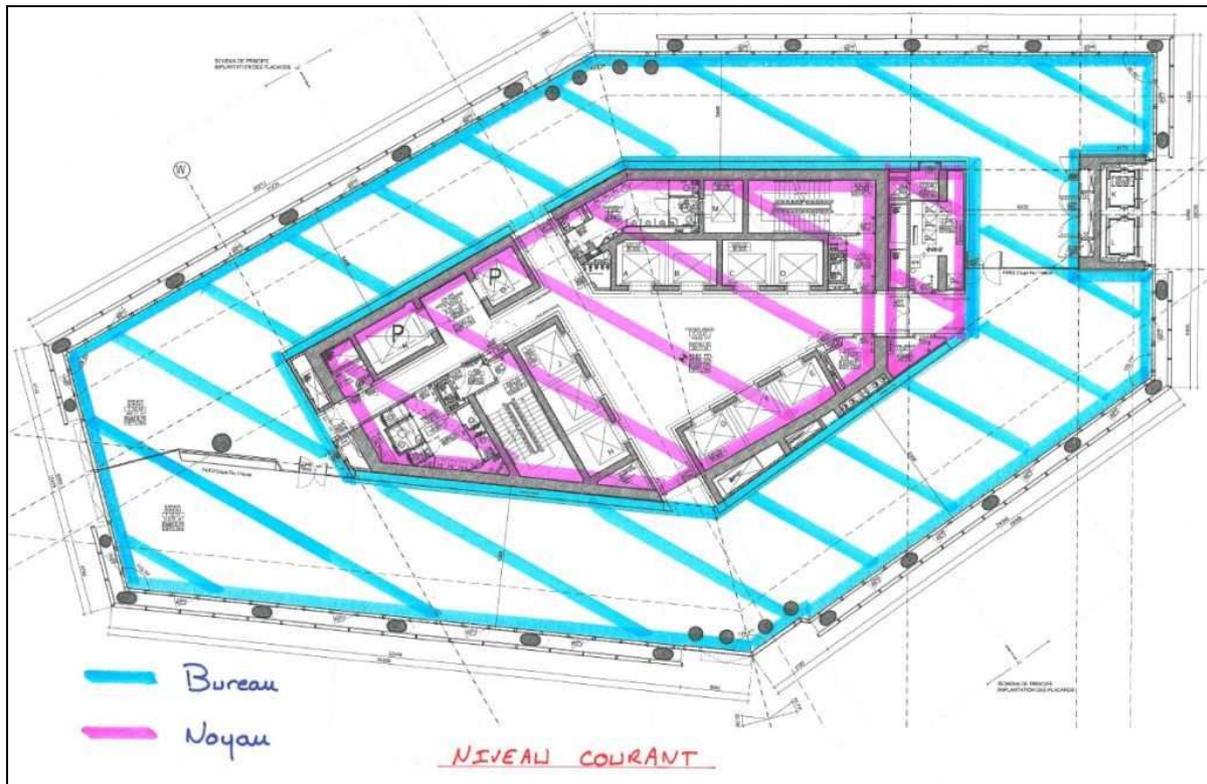


Figure 5 - Charges d'exploitation des niveaux courants

Ensuite, il est important de lister, quantifier et dimensionner l'ensemble de toutes les autres charges qui sont appliquées à la tour. Les charges permanentes additionnelles sont des charges telles que la façade vitrée ou le carrelage, dont la prise en compte est indispensable pour la modélisation. Les charges additionnelles permanentes ne sont pas liées à la structure porteuse de la tour mais plutôt à l'architecture intérieure et extérieure de l'ouvrage.

Par exemple, la façade est définie comme une charge surfacique ramenée au linéaire de périmètre de plancher par niveaux sur lequel elle repose, alors que les charges de carrelage ou de faux planchers sont exprimées en mètres carrés (m²) de sol.

A titre d'information, le tableau suivant indique quelques valeurs de charges d'exploitation et permanentes additionnelles prises en compte pour le dimensionnement de la structure de la tour.

Tableau V- Tableau récapitulatif des différentes charges d'exploitation de la tour

Destination du local	Charge d'exploitation	Charge permanente additionnelle
Bureau	350 kg/m ²	125 kg/m ²
Noyau	350 kg/m ²	600 kg/m ²
Toiture	100 kg/m ²	425 kg/m ²
Stockage/Locaux techniques	800 kg/m ²	125 kg/m ²
Aire de livraison	1000 kg/m ²	925 kg/m ²
Archives	1000 kg/m ²	125 kg/m ²
Foyer	500 kg/m ²	500 kg/m ²
Musée	500 kg/m ²	500 kg/m ²
Rue	250 kg/m ²	925 kg/m ²

Pour les bureaux, les charges permanentes additionnelles sont : le faux plafond, le faux plancher. Alors que les charges d'exploitation sont : les bureaux, les personnes, les armoires, les archivages, les chariots de documents.

Pour le noyau, les charges permanentes additionnelles sont : la pierre de sol, les habillages muraux. Alors que les charges d'exploitation sont : les personnes, les armoires, les chariots de documents.

Pour la toiture, les charges permanentes additionnelles sont : les machines de climatisation, les dalles sur plots. Alors que les charges d'exploitation sont : les agents de maintenance, les outils, des pièces de rechange.

2. DECOMPOSITION DE LA TOUR :

Lors de la conception, il est important de mettre en adéquation le projet architectural tel qu'il a été proposé par l'architecte avec les contraintes techniques qu'engendre la réalisation de la tour. Avant que la tour ne soit étudiée par la moindre entreprise susceptible de la réaliser, il est important de régler tous les points techniques les plus importants pour pouvoir ainsi prendre conscience de sa constructibilité. Cela permet aussi de minimiser les variantes au projet de base lors de la réponse à l'appel d'offre par les entreprises.

L'élément constitutif principal de la tour est le noyau central qui est l'ossature principale du bâtiment. Autour, les planchers reposent sur les poteaux de façade et sur le noyau, à chaque niveau. Au Sud du bâtiment se situent les voiles du panoramique. L'ensemble du bâtiment repose sur des fondations du type paroi moulée, radier et barrettes.

La tour a été décomposée lors de la modélisation en 3D sur logiciel, suivant un schéma très simple, grâce à la répétition des mêmes éléments de constructions d'un étage à l'autre. Cela a permis de discrétiser la structure en divers éléments plus simples à identifier.

Ainsi, il nous est permis de nommer les différentes parties de la tour, et de les identifier immédiatement.

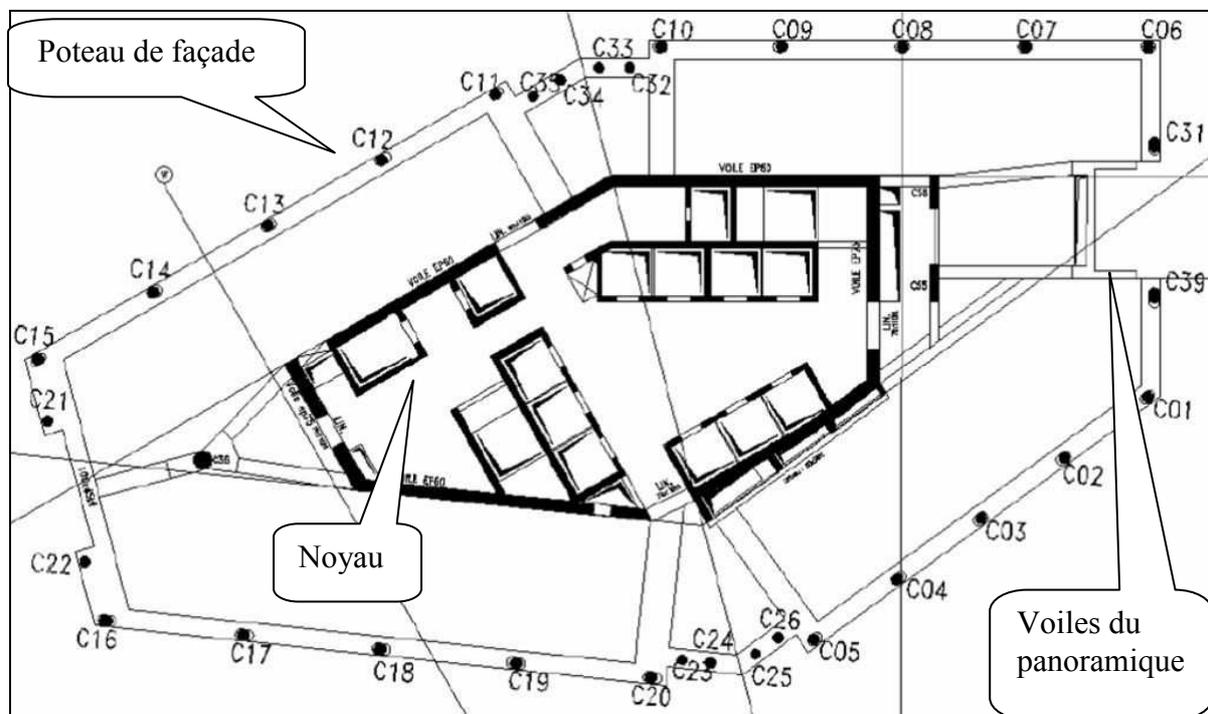


Figure 6 - Localisation et numérotation des poteaux

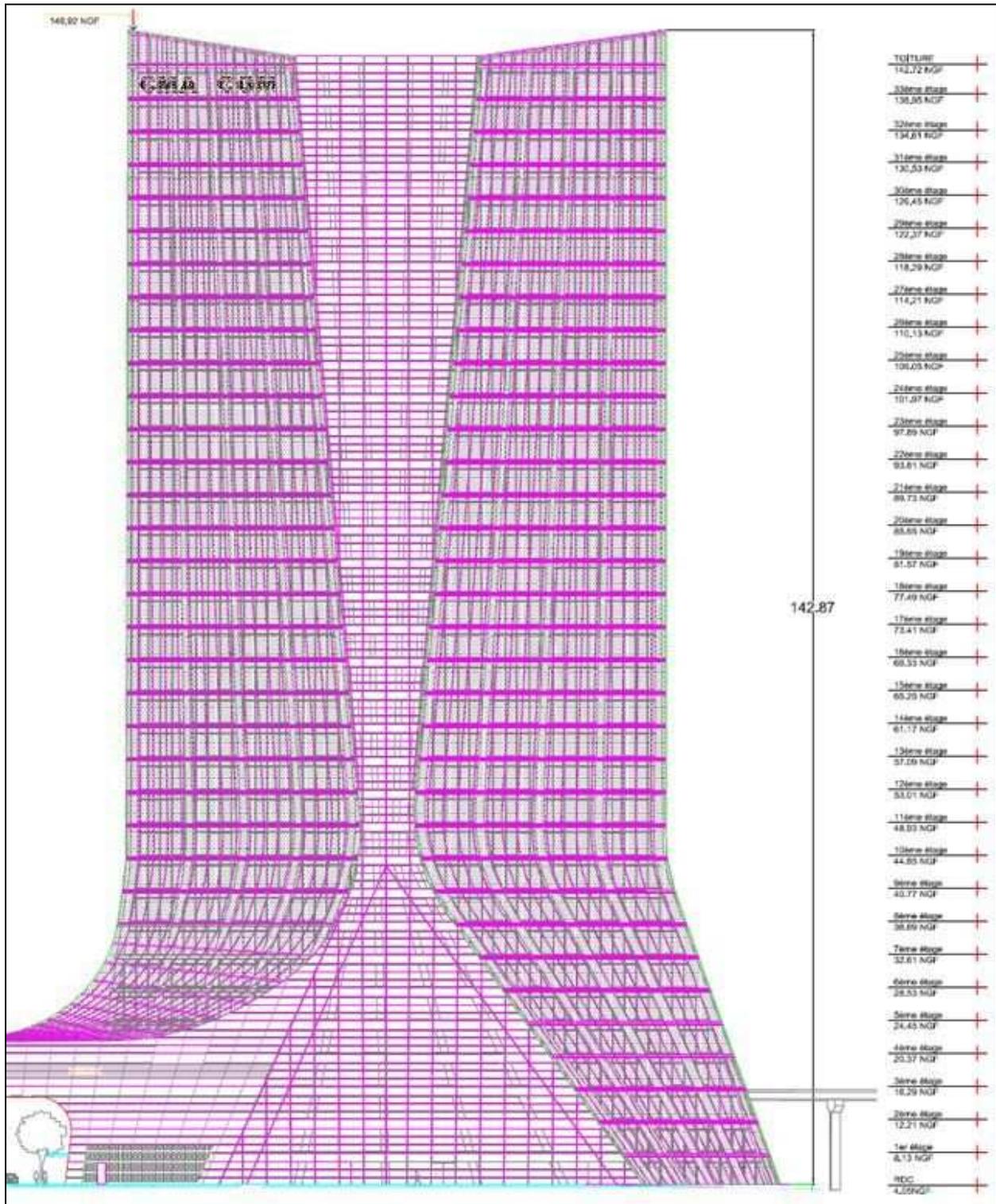


Figure 7 - Elévation de la tour (façade est)



Figure 8 - Plan architecte R+10 - Vue en plan

2.1. CHOIX DES MATERIAUX :

La totalité de la structure porteuse est dimensionnée en béton armé.

Ce choix permet à la fois d'avoir une importante résistance propre, mais aussi un poids propre élevé. Elle pourra résister aux différents efforts qui lui seront appliqués. En effet, une tour métallique peut avoir la résistance mécanique suffisante mais peut être jugée trop légère face aux sollicitations extérieures. Dans ce cas, une construction métallique n'est pas adaptée. De plus, une structure en béton armé aura une réaction moins élastique lorsqu'elle sera soumise aux actions telles que le vent, ce qui facilite la conception de la façade vitrée.

Par contre, concernant la façade vitrée encerclant toute la périphérie de la tour sur tous les étages, il a été choisi de mettre en place une structure métallique, qui permet d'avoir un bon compromis entre solidité et légèreté (légèreté visuelle et légèreté par rapport à son poids).

Néanmoins, il est important de garder à l'esprit que si la tour avait été plus haute, il aurait été envisageable de mélanger les deux solutions. On aurait dans ce cas pu imaginer une base en béton armé, pour permettre une assise solide et monolithique (sur les 3 quarts de la hauteur par exemple), puis un sommet réalisé en métallique pour alléger le poids total de la structure, et minimiser les oscillations en tête de tour en cas de séismes.

2.2. STRUCTURE GENERALE DE LA TOUR :

La structure générale de la tour doit lui permettre de résister aux différentes sollicitations qui lui sont appliquées, qu'il s'agisse du vent, d'un séisme, des charges d'exploitation ou même de son propre poids. Ainsi, il est important que la tour soit conçue de telle sorte à pouvoir réagir convenablement, lorsque que tous ces paramètres rentrent en action simultanément. La priorité est de définir la géométrie générale de la structure de la tour, afin de définir le squelette de base et le mode de diffusion des efforts internes.

Tout d'abord, une vérification rapide de l'élançement général est indispensable. Une des règles fondamentales pour les architectes, en ce qui concerne la conception des constructions de grande hauteur est que, le rapport entre la surface au sol et la hauteur soit de 1 pour 10, c'est-à-dire que la tour mesure 1 mètre de hauteur pour 10 mètres carrés d'occupation au sol. Avec la tour CMA CGM, ce rapport est respecté avec un RdC d'environ 1850m² et une hauteur totale de superstructure de 143 mètres. Ainsi, le rapport défini par les architectes est totalement satisfait.

Ensuite, en ce qui concerne le squelette général de la tour, tous les efforts des planchers sont transmis aux poteaux de façade et au noyau, jusqu'aux fondations. Les efforts extérieurs tels que le vent ou le séisme sont transmis directement au noyau, jusqu'au radier du B3. Il paraît donc évident que le noyau a un rôle structurel primordial dans la tenue générale de l'ensemble de la tour (tel la colonne vertébrale chez les êtres humains).

Le noyau est un élément rigide qui progresse du B3 jusqu'au R+33, c'est-à-dire sur toute la hauteur du bâtiment. La base du noyau est encastree dans le sol sur toute la hauteur des infrastructures. Cet encastrement permet à la tour de réagir comme une sorte de poutre en porte à faux à laquelle on va appliquer des charges (N ; V ; M).

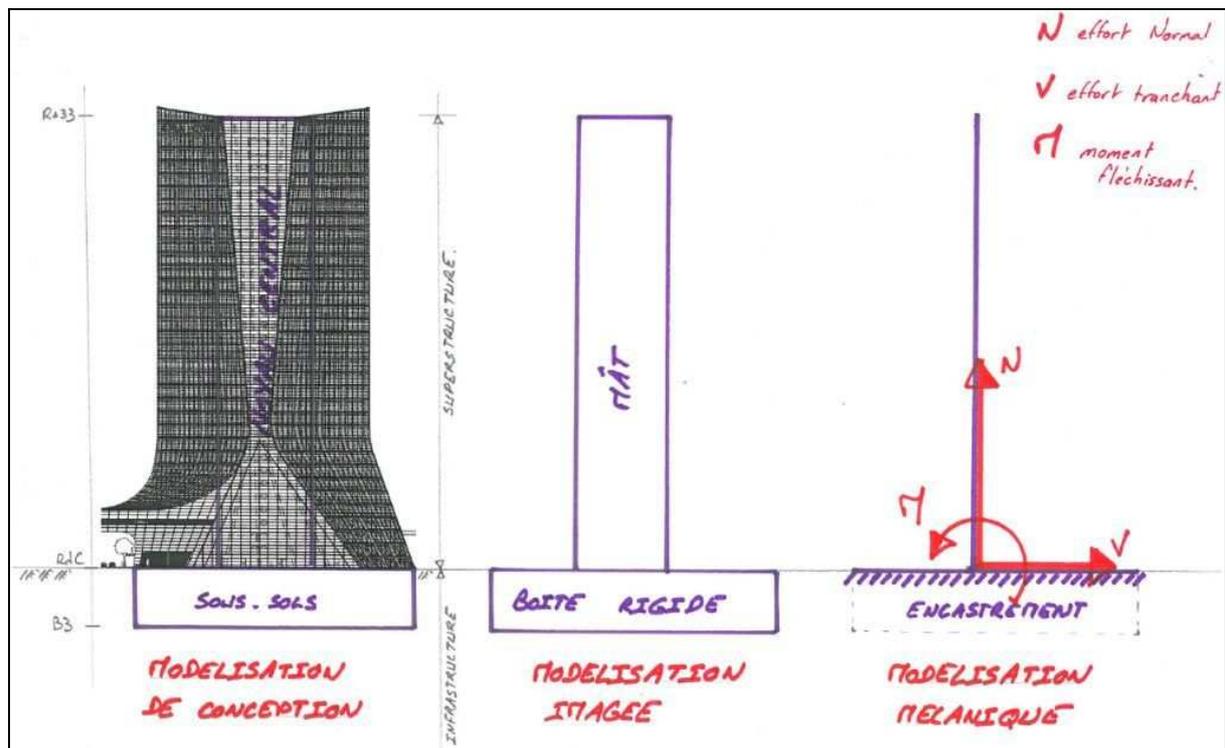


Figure 9 - Schéma mécanique du fonctionnement de la tour

Sur l'illustration ci-dessus, il apparaît que les infrastructures de la tour jouent le rôle de boîte qui permet d'encastrer le noyau dans le sol afin de reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- _ efforts verticaux dû au poids de la tour (charges d'exploitation, permanentes, ...),
- _ efforts horizontaux dû aux efforts extérieurs appliquées à la tour (vent, séisme, ...),
- _ le moment généré par l'encastrement en pied du noyau.

Les trois planchers des infrastructures (pHB3, pHB2 et pHB1) jouent le rôle de boîte qui permet au noyau de répartir les efforts qui lui sont transmis dans toutes les directions. Il est

évident que si la géométrie architecturale de la tour avait été différente, la géométrie de la structure porteuse aurait été différente elle aussi.

Si il n'y avait eu que deux niveau de sous-sol, les planchers des sous-sols auraient été dimensionnés différemment, pour leur permettre de reprendre davantage d'efforts chacun.

Si il n'y avait pas eu de niveaux d'infrastructures, il aurait été possible d'encastrier le noyau sur les 3 ou 4 premiers niveaux de la superstructure de la tour, en sollicitant différemment les premiers planchers de la superstructure et les poteaux de façade.

3. ETUDES DE CONCEPTION GROS OEUVRE :

3.1. PLANIFICATION DES ETUDES :

Les délais de conception architecte ont durés environ 15 mois, de l'esquisse jusqu'à la signature du contrat GO, ce qui est relativement court pour un tel projet. Dans un cadre plus habituel, pour un tel ouvrage, il est plutôt question de 20 à 24 mois, pour mettre en place les études préliminaires jusqu'aux études de dimensionnement détaillées.

Ensuite, il s'agit pour l'entreprise choisie pour la réalisation des travaux de reprendre le travail effectué en conception, et de rendre le bâtiment constructible suivant ses capacités. Pour cela, la conception de base est étudiée et remise en question afin de s'assurer de la démarche envisagée et de la faisabilité de l'ensemble.

A ce stade, les planifications détaillées des travaux ne sont pas totalement définies et la date de livraison de la tour n'est pas encore arrêtée.

Il s'agit de mettre en place une pré-étude qui a pour but de définir les grandes notions de dimensionnement et les dispositions constructives à envisager. Ces études permettent de définir la base de l'ossature de la tour.

Ces études précèdent les études de dimensionnement. Une fois que les options constructives définies lors de la phase de conception sont validées par les architectes, la phase de dimensionnement peut démarrer. Il est important, lors du dimensionnement, de ne pas dénaturer le projet de base et de rester dans l'esprit global du projet, tel qu'il a été imaginé au départ. Les éventuelles modifications à apporter ne doivent pas remettre en question la base conceptuelle du projet, mais seulement des détails (à moins de se trouver dans un cas où le projet est totalement irréalisable).

3.2. VENT – SEISME :

3.2.1. Essais au vent :

3.2.1.1. Etudes :

Afin de déterminer les effets de l'action du vent sur la tour, il a été mené deux types de calculs, dont l'approche a été différente dans chacun des deux cas.

Le premier a été mené par un bureau d'étude technique britannique, nommée BMT qui a réalisé une maquette rotative pour des essais en soufflerie entre 2005 et 2006, suivant les normes en vigueur, avec un vent de référence de 30,5m/s.



Figure 10 - Maquette de la tour en 3 dimensions

Le deuxième a été mené par le CSTB début 2007, dont l'étude est basée sur une épuration des données météorologiques (données recueillies par Météo France) de la zone en question, basé sur des relevés réalisés les années antérieures, suivant la norme en vigueur, avec un vent de référence de 26m/s.

Ces deux raisonnements ont donné des conclusions différentes, aussi bien en termes d'efforts agissants sur la Tour, qu'en termes de dispositions constructives à mettre en place. Ceci est dû à l'évolution de la normalisation des vents de référence à prendre en compte, entre les données de base prises en compte par le bureau d'étude technique britannique et le CSTB.

L'Eurocode 1 a été accompagné du DAN⁵, qui définit les niveaux de vents de référence à prendre en compte pour la France, suivant la situation géographique du site considéré. La DAN est issu d'analyses statistiques conduites par le CSTB et de données météorologiques de Météo France (au tout début des années 1990). Ce vent de référence est un vent moyen sur 10 minutes de période, de retour de 50 ans mesuré en conditions standards météorologiques.

⁵ Directive d'Application Nationale

En 2005, une version actualisée de l'Eurocode à l'état de norme a été adoptée (avec nouvelle carte des vents).

Ainsi, pour la région de Marseille (région 3 de l'Annexe Nationale), le vent de référence, à prendre en compte, est passé de 30,5 m/s à 26 m/s. Ce changement a eu un gros impact sur les résultats qui en découlent, aussi bien pour les efforts engendrés sur la tour que pour les accélérations provoqués.

Ainsi, le bureau d'étude britannique (BMT) prenant un vent de référence trop important a conduit ses calculs suivant des hypothèses surestimées et a donc abouti sur des résultats au delà de la réalité et une conclusion trop pessimiste. En effet les conclusions tirées ne se font que pour des bâtiments dont la hauteur et l'élanement sont bien supérieurs.

Le CSTB a quant à lui, pris un vent de référence de 26 m/s ce qui lui donne des efforts agissant inférieurs, ce qui a permis de rester dans un cadre habituel de dispositions constructives. Ainsi, il a obtenu ses résultats en reconsidérant les nouvelles sélections de vents de référence. Cette sélection de données vents plus représentatives de la réalité (fait par Météo France), prend en compte des nouvelles analyses statistiques par corrections des conditions d'environnements (position des stations météorologiques, rugosité et topographie).

C'est la raison pour laquelle, le TMD en tête de tour, mis en place par le BE britannique, n'a pas été retenu pour le projet final.

Les accélérations du mouvement de la tour s'expriment en milli g (mg). On considère que passés les 15mg est ressenti une sensation de malaise provoquée par l'accélération du mouvement de la tour. Pour abaisser cette valeur, un TMD mis en place en tête de tour a pour rôle de diminuer cette accélération. Ainsi, le bureau d'étude technique britannique trouvant des efforts, des mouvements de tête de tour et une accélération de mouvement suffisamment importante pour franchir le seuil des 30mg, la mise en place d'un TMD s'est avérée indispensable. L'ordre de grandeur du TMD est le suivant :

Masse du TMD = 1% de la masse généralisée

$$\text{Masse généralisée} = \frac{1}{2} \text{ masse totale} = \frac{1}{2} * 100\,000 \text{ tonnes}$$

$$\text{Masse du TMD} = \frac{1}{2} * 100\,000 * 0,01 = 500 \text{ tonnes}$$

Cette solution est pénalisante pour la poursuite du projet, car il est bien évident qu'une telle disposition implique une modification du projet très importante, d'un point de vue structurel mais aussi architectural, où des locaux doivent laisser la place au TMD et à ses encombrements.

Néanmoins, le retour d'expérience montre qu'en effet peu de bâtiments similaires en France ont eu recours à la mise en place d'un TMD, et que les bâtiments qui en ont eu besoin n'avaient pas du tout les mêmes caractéristiques dimensionnelles que celles de la Tour CMA (aussi bien en hauteur qu'en élancement). A titre d'exemple, la tour « Taipei 101 » (construite à Taiwan) a un TMD, du 87^{ème} au 91^{ème} étage, pour une hauteur totale du bâtiment de 448m hors antenne.

De plus, l'étude britannique fait apparaître des effets de sillage, c'est-à-dire que lorsque les vents atteignent la tour, la trainée qui se situe derrière la tour est bien plus turbulente que le vent agissant devant la tour. Le vent derrière la tour a donc aussi une vitesse diminuée.

Tous ces phénomènes, oriente vers des conclusions pessimistes en ce qui concerne le comportement du bâtiment face à l'action du vent par rapport à la réalité. Dans son étude, le CSTB démontre qu'il faut tenir compte de l'effet de sillage, mais qu'avec un vent de référence un peu plus faible, et une tour un peu plus raide qu'estimée au départ par le bureau d'étude technique britannique, les résultats trouvés ne sont plus critiques. En effet, l'effet de sillage est fortement dépendant de la vitesse de référence estimée (26m/s au lieu de 30 m/s) et de la 1^{ère} fréquence propre de la tour (où la fréquence vaut le rapport $\frac{k}{m}$, avec k la raideur et m la masse de la tour). Ainsi, plus la tour est raide pour un poids constant et moins sa réponse sera fluctuante aux forces aérodynamiques.

On peut conclure que l'étude du bureau d'étude technique britannique part sur des valeurs initiales obsolètes, donnant des résultats superflus et non cohérents. Néanmoins il est intéressant de voir que l'étude britannique intègre plusieurs autres informations comme les différentes directions du vent (maquette sur plateau tournant), et que l'effet de site est plus abouti et non issu d'une valeur forfaitaire réglementée (maquette modélisant la vraie géométrie du site avec reconstitution des constructions et de la végétation...).

De plus, il est important de savoir comment sont faites les valeurs que donne Météo France. Les valeurs moyennes, relevées par les anémomètres sur des périodes de 10 minutes, enregistrent de façon certaine des valeurs très importantes, et il est important que ces valeurs soient utilisées.

Il est évident que lorsqu'on parle de moyenne sur 10 minutes on peut avoir des relevés ponctuels qui doivent être bien supérieurs à 26m/s, voire plutôt de l'ordre de 40m/s. La valeur de 26m /s est le vent cinquantenal à utiliser pour calculer à l'état limite de service. Pour les calculs à l'état limite ultime, l'Eurocode prévoit des coefficients de 1,5.

Enfin, si la tour est capable de résister à l'effet d'un vent violent (lorsque celui-ci rentre dans le cadre de ce que les données météorologiques qui nous ont été transmises), qu'en est-il des aléas de la vie courante, des catastrophes provoquées par l'homme contre l'homme, comme il a été le cas récemment dans d'autres pays. A titre d'exemple, la tour Taipei a été dimensionnée (complétée par le dimensionnement du TMD qu'elle possède) pour résister au choc d'un aéronef de petite taille...

A la lecture de ces rapports il n'est pas fait référence à l'effet Venturi⁶ (ni par le CSTB, ni par les britanniques), qui pourrait avoir lieu entre la tour et le bâtiment de la CMA CGM existant situé à quelques mètres.

3.2.1.2. Dimensionnement :

Les études de dimensionnement des poteaux suivant les sollicitations engendrées par les vents, ont été menées en considérant les groupes de poteaux ci-dessous :

- _ C01 à C05
- _ C06 à C10
- _ C11 à C15
- _ C16 à C20
- _ C23 à C26
- _ C32 à C35

Pour chaque groupe, on détermine le ou les poteaux dont les déplacements en plan sont maximaux. On conservera ces poteaux pour mener une analyse, qui se basera sur les déplacements les plus défavorables, par groupes de poteaux, ainsi que le cas vent correspondant à ces déplacements maximaux.

Dans cette étude, il ne s'agit pas de donner les résultats de tous les poteaux, mais seulement les valeurs extrêmes pour donner une idée de l'ordre de grandeur des sollicitations que le vent peut engendrer à la structure. Les valeurs données sont celles du R+33, bien que les calculs aient été effectués à chaque étage de la tour, pour chaque poteau.

⁶ Lorsque les particules sont accélérées à cause d'un rétrécissement de leur zone de circulation

Avec :	UX	déplacement sur X
	UY	déplacement sur Y
	U10	déplacement résultant selon X et Y
	dU10	déplacement entre 2 étages
	H	hauteur de l'étage
	Vérification	condition de déplacement

Tableau VI - Déplacement maximum des poteaux sous l'effet du vent

Groupe C01 à C05, les valeurs les plus défavorables sont celles des poteaux 04 et 05 :

Nœud	Cas vent	UX (cm)	UY (cm)	U10 (cm)	dU10 (cm)	H (m)	H/dU	Vérification
33104	13	2,9	9,2	9,64	0,3	4,08	1548	>500 OK
33105	12	2,4	9,0	9,31	0,3	4,08	1551	>500 OK

Groupe C06 à C10, les valeurs les plus défavorables sont celles des poteaux 06 et 10 :

Nœud	Cas vent	UX (cm)	UY (cm)	U10 (cm)	dU10 (cm)	H (m)	H/dU	Vérification
33106	13	2,9	9,2	9,64	0,3	4,08	1548	>500 OK
33110	12	1,3	9,2	9,29	0,2	4,08	2473	>500 OK

Groupe C11 à C15, les valeurs les plus défavorables sont celles des poteaux 11 et 15 :

Nœud	Cas vent	UX (cm)	UY (cm)	U10 (cm)	dU10 (cm)	H (m)	H/dU	Vérification
33111	13	2,9	9,1	9,55	0,3	4,08	1548	>500 OK
33115	12	2,0	10,8	10,98	0,2	4,08	2281	>500 OK

Groupe C16 à C20, les valeurs les plus défavorables sont celles des poteaux 16 et 20 :

Nœud	Cas vent	UX (cm)	UY (cm)	U10 (cm)	dU10 (cm)	H (m)	H/dU	Vérification
33116	12	2,5	10,7	10,99	0,2	4,08	2515	>500 OK
33120	13	2,8	9,1	9,52	0,3	4,08	1549	>500 OK

Groupe C23 à C26, les valeurs les plus défavorables sont celles des poteaux 23 et 26 :

Nœud	Cas vent	UX (cm)	UY (cm)	U10 (cm)	dU10 (cm)	H (m)	H/dU	Vérification
33123	12	2,6	9,7	10,04	0,3	4,08	1551	>500 OK
33126	13	2,8	9,2	9,62	0,2	4,08	1708	>500 OK

Groupe C32 à C35, les valeurs les plus défavorables sont celles des poteaux 32 et 35 :

Nœud	Cas vent	UX (cm)	UY (cm)	U10 (cm)	dU10 (cm)	H (m)	H/dU	Vérification
33132	13	2,9	9,1	9,55	0,2	4,08	2217	>500 OK
33135	12	1,5	10,0	10,11	0,2	4,08	1651	>500 OK

En ce qui concerne tous les poteaux de la tour, la condition de courbure des poteaux est largement vérifiée (limite de courbure fixée par le CCTP).

Toutes ces valeurs, permettent de se rendre compte que l'ordre de grandeur de déplacements des poteaux en tête de la tour a un maximum de 10,99cm.

Ces valeurs, nous permettent de vérifier les déplacements maximaux des poteaux étudiés et ainsi de valider dans ce cas là les dimensionnements qui ont donnés ces résultats. Bien entendu, dans un calcul complet il est préférable de vérifier tous les poteaux à tous les étages, suivant la même méthodologie.

Ainsi, on peut en conclure que pour un étage donné les déplacements des poteaux sont de l'ordre de 0,3 cm, et qu'au sommet de la tour (valeurs plus faibles en descendant de la tour), les déplacements cumulés maximums sont de l'ordre de 9 à 10 cm. Pour les autres poteaux ces valeurs sont plus faibles.

3.2.2. Sismicité :

En ce qui concerne les effets d'un séisme, des simulations sur logiciel sont faites sur la modélisation de la structure complète. Les sollicitations que peut engendrer un séisme sont enregistrées lors de la saisie des sollicitations (vent) et charges (permanentes, permanentes additionnelles et exploitations). Les calculs sont effectués pour un modèle élastique complet, issu du modèle d'exécution de la superstructure. On détermine les déplacements CQC en plan.

Les sollicitations des séismes, sont saisies dans le cadre de sollicitations accidentelles et font l'objet d'études de cas de charges bien spécifiques. La tour utilise les combinaisons de Newmark pour simuler le cas de séismes les plus défavorables.

Une étude particulière a été réalisée sur les poteaux, car au vu de leur section, pour un déplacement donné le risque de rupture est le plus grand. Le CCTP définit les conditions à respecter :

- _ la limite pour le déplacement sur la hauteur d'un étage dû à des efforts sismiques est $H/100$ ou 2,5cm
- _ la limite de déformation au sommet du bâtiment de hauteur H est $H/250$.

Suivant les sollicitations engendrées par le cas sismique, il s'agit de vérifier ces conditions de déplacement maxi pour tous les poteaux du projet. La condition de déplacement

au sommet du bâtiment est vérifiée au sommet du noyau. Pour les vérifications de courbure, on isole le poteau pour lequel le déplacement est maximal en SY et SX au dernier plancher, et on affiche les déplacements en SX et SY pour ce poteau. Deux cas sont à analyser. Il paraît évident que les cas SY donneront les cas séismes les plus défavorables (l'axe X dans la direction Nord-Sud et l'axe Y dans la direction Est-Ouest).

Le déplacement maximum sera donné par la relation : $SY + 0,3 * SX$ (cm).

3.2.2.1. Déplacement maximal en SY :

Poteau dont le déplacement est maximal en SY, on voit ci-dessous l'allure de la déformée suivant la projection YZ :

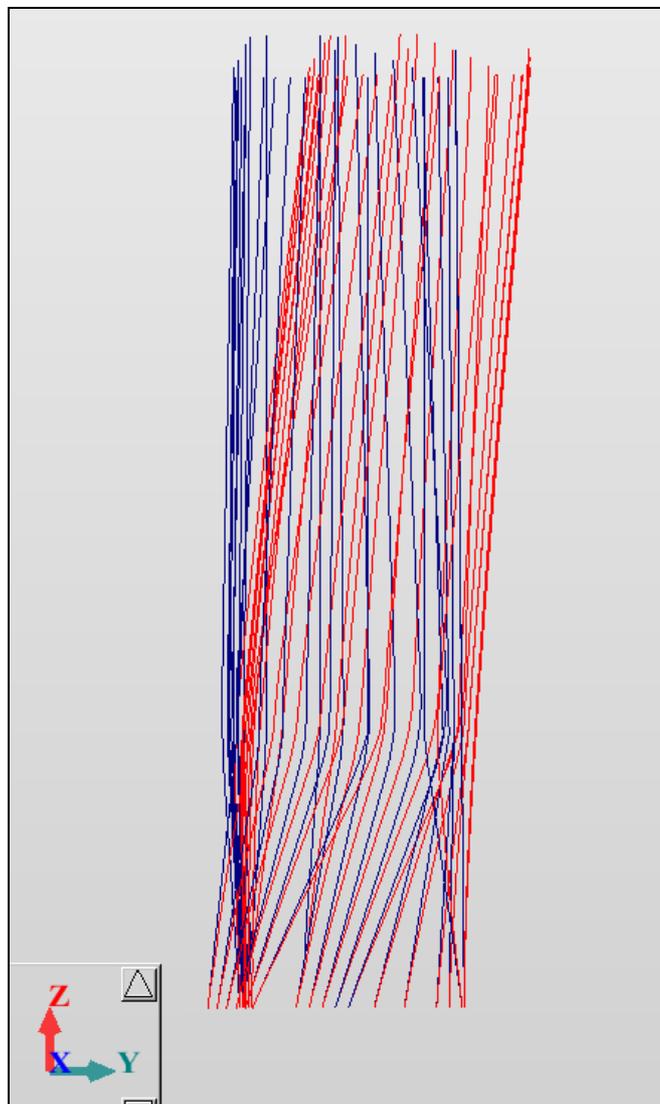


Figure 11 - Déplacement de la tour suivant l'axe Est-Ouest

L'action du séisme est produite dans la direction Est-Ouest. Ceci permet de nous rendre compte du mouvement prononcé de la structure vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués. L'étude du déplacement au R+33 donne :

Tableau VII - Etude de déplacement au R+33

Nœud	Cas	Mode	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	Z (m)
33101	22	CQC	6,4	21,2	0,6	134,265
33102	22	CQC	6,5	21,3	0,7	134,265
33103	22	CQC	6,6	21,4	0,6	134,265
33104	22	CQC	6,7	21,4	0,5	134,265
33105	22	CQC	6,7	21,5	0,4	134,265
33106	22	CQC	5,8	21,2	0,7	134,265
33107	22	CQC	5,8	21,3	0,6	134,265
33108	22	CQC	5,8	21,4	0,5	134,265
33109	22	CQC	5,8	21,5	0,5	134,265
331010	22	CQC	5,8	21,7	0,4	134,265
331011	22	CQC	6,0	22,4	0,7	134,265
331012	22	CQC	6,1	22,5	0,7	134,265
331013	22	CQC	6,2	22,7	0,7	134,265
331014	22	CQC	6,3	22,8	0,8	134,265
331015	22	CQC	6,4	23,0	0,7	134,265
331016	22	CQC	6,9	22,9	0,6	134,265
331017	22	CQC	6,9	22,7	0,6	134,265
331018	22	CQC	6,9	22,5	0,6	134,265
331019	22	CQC	6,9	22,4	0,5	134,265
331020	22	CQC	6,9	22,2	0,4	134,265
331021	22	CQC	6,5	23,0	0,4	134,265
331022	22	CQC	6,8	22,9	0,3	134,265
331023	22	CQC	6,9	22,2	0,4	134,265
331024	22	CQC	6,9	21,9	0,4	134,265
331025	22	CQC	6,9	21,8	0,2	134,265
331026	22	CQC	6,8	21,7	0,2	134,265
331027	22	CQC	3,4	12,3	0,5	84,218
331028	22	CQC	3,4	12,3	0,3	84,413
331031	22	CQC	6,0	21,2	0,5	134,265
331032	22	CQC	5,9	21,9	0,5	134,265
331033	22	CQC	5,9	22,0	0,7	134,265
331034	22	CQC	5,9	22,2	0,7	134,265
331035	22	CQC	6,0	22,3	0,6	134,265
331039	22	CQC	6,3	21,2	0,5	134,265

Le déplacement le plus défavorable retenu est celui du poteau C15 (noté **331015**).

Tableau VIII - Etude de déplacement du poteau C15 à tous les étages

Nœud	SEISME SY			SEISME SX			SY+0,3SX U (cm)	Z (cm)	H (cm)	dU (cm)	H/dU	Test	
	UX (cm)	UY (cm)	USY (cm)	UX (cm)	UY (cm)	USX (cm)						H/dU	> dU<2,5cm
33115	6,4	23,0	23,87	12,6	5,8	13,87	28,0	134,265	4,08	1,0	426	OK	OK
32115	6,2	22,2	23,05	12,2	5,6	13,42	27,1	130,185	4,08	1,1	368	OK	OK
31115	5,9	21,3	22,10	11,7	5,4	12,89	26,0	126,105	4,08	1,0	426	OK	OK
30115	5,7	20,5	21,28	11,3	5,2	12,44	25,0	122,025	4,08	1,1	368	OK	OK
29115	5,4	19,6	20,33	10,8	5,0	11,90	23,9	117,945	4,08	1,0	414	OK	OK
28115	5,2	18,8	19,51	10,3	4,8	11,36	22,9	113,865	4,08	1,0	403	OK	OK
27115	4,9	18,0	18,66	9,8	4,6	10,83	21,9	109,785	4,08	1,1	377	OK	OK
26115	4,6	17,1	17,71	9,4	4,4	10,38	20,8	105,705	4,08	1,0	409	OK	OK
25115	4,4	16,3	16,88	8,9	4,1	9,80	19,8	101,625	4,08	1,1	368	OK	OK
24115	4,1	15,4	15,94	8,4	3,9	9,26	18,7	97,545	4,08	1,0	414	OK	OK
23115	3,9	14,6	15,11	7,9	3,7	8,72	17,7	93,465	4,08	1,0	403	OK	OK
22115	3,6	13,8	14,26	7,4	3,5	8,19	16,7	89,385	4,08	1,0	426	OK	OK
21115	3,4	13,0	13,44	7,0	3,3	7,74	15,8	85,305	4,08	1,0	414	OK	OK
20115	3,2	12,2	12,61	6,5	3,1	7,20	14,8	81,225	4,08	1,0	404	OK	OK
19115	2,9	11,4	11,76	6,0	2,9	6,66	13,8	77,145	4,08	0,9	431	OK	OK
18115	2,7	10,6	10,94	5,6	2,8	6,26	12,8	73,065	4,08	1,0	404	OK	OK
17115	2,4	9,8	10,09	5,1	2,6	5,72	11,8	68,985	4,08	0,9	474	OK	OK
16115	2,2	9,1	9,36	4,7	2,4	5,28	10,9	64,905	4,08	1,0	414	OK	OK
15115	2,0	8,3	8,54	4,2	2,2	4,74	10,0	60,825	4,08	0,9	474	OK	OK
14115	1,8	7,6	7,81	3,8	2,0	4,29	9,1	56,745	4,08	0,9	474	OK	OK
13115	1,6	6,9	7,08	3,4	1,8	3,85	8,2	52,665	4,08	0,9	432	OK	OK
12115	1,4	6,1	6,26	3,0	1,7	3,45	7,3	48,585	4,08	0,8	535	OK	OK
11115	1,2	5,5	5,63	2,6	1,5	3,00	6,5	44,505	4,08	0,9	474	OK	OK
10115	1,0	4,8	4,90	2,2	1,3	2,56	5,7	40,425	4,08	0,7	583	OK	OK
9115	0,9	4,2	4,30	1,9	1,2	2,25	5,0	36,345	4,08	0,8	489	OK	OK
8115	0,7	3,5	3,57	1,6	1,0	1,89	4,1	32,265	4,08	0,6	678	OK	OK
7115	0,6	3,0	3,06	1,3	0,9	1,58	3,5	28,185	4,08	0,7	570	OK	OK
6115	0,5	2,4	2,45	1,0	0,7	1,22	2,8	24,105	4,08	0,6	687	OK	OK
5115	0,3	1,9	1,92	0,8	0,6	1,00	2,2	20,025	4,08	0,6	683	OK	OK
4115	0,2	1,4	1,41	0,5	0,5	0,71	1,6	15,945	4,08	0,5	894	OK	OK
3115	0,2	1,0	1,02	0,4	0,3	0,50	1,2	11,865	4,08	0,5	856	OK	OK
2115	0,1	0,6	0,61	0,2	0,2	0,28	0,7	7,785	7,985	0,7	1152	OK	OK
1115	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0	-0,2					

Ce tableau permet de vérifier que les conditions de déplacement sont bien respectées à tous les étages.

Les conditions de déplacements des poteaux C15 de chaque étages sont vérifiées. Le déplacement relatif cumulé en tête de tour pour le poteau le plus défavorable est 28,0 cm.

3.2.2.2. Déplacement maximal en SX :

Poteau dont le déplacement est maximal en SX, on voit ci-dessous l'allure de la déformée suivant la projection XZ :

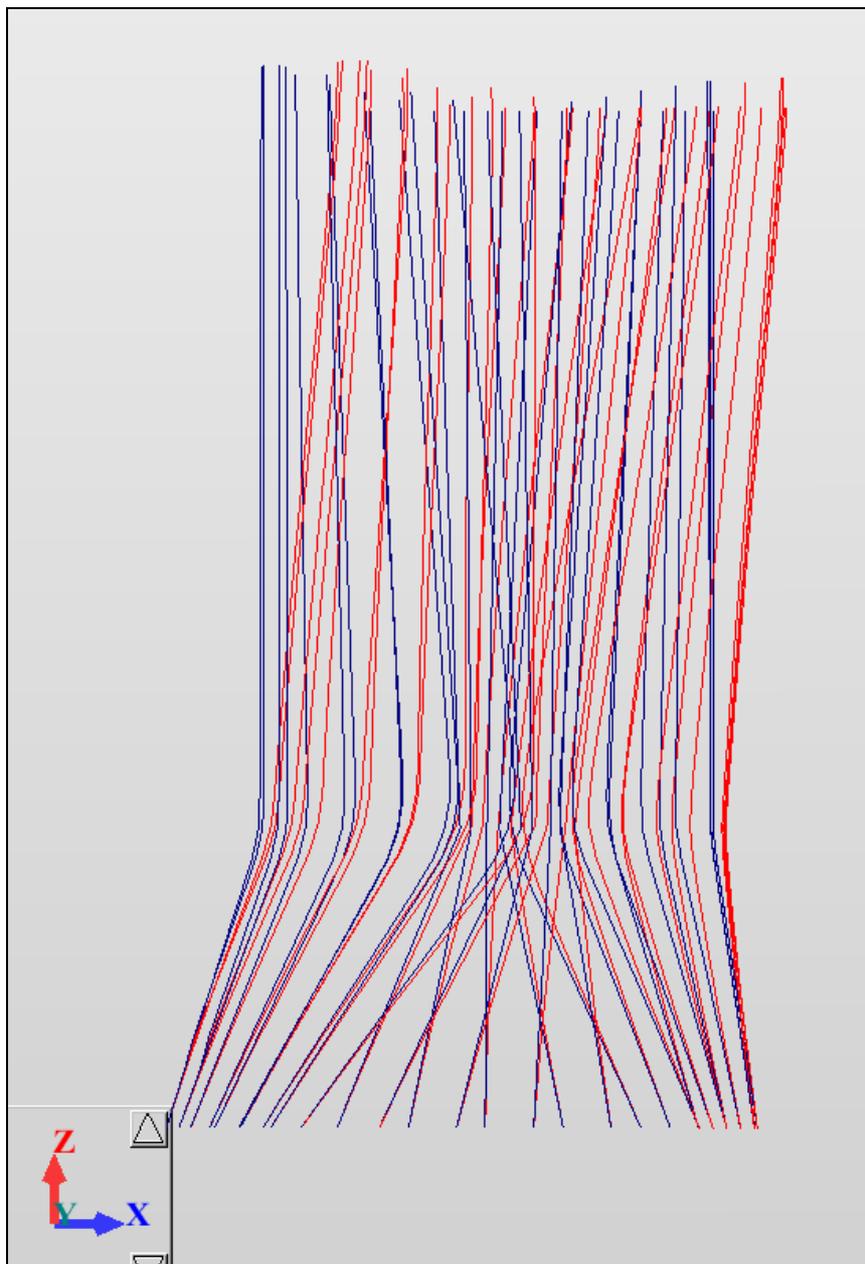


Figure 12 - Déplacement de la tour suivant l'axe Nord-Sud

L'action du séisme est produite dans la direction Nord-Sud. Dans ce cas là, il est intuitif de dire que la structure sera plus difficilement déformable. L'étude du déplacement au R+33 donne :

Tableau IX – Etude de déplacement au R+33

Nœud	Cas	Mode	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	Z (m)
33101	21	CQC	12,7	6,8	0,5	134,265
33102	21	CQC	12,8	6,6	0,5	134,265
33103	21	CQC	12,9	6,5	0,6	134,265
33104	21	CQC	13,1	6,4	0,7	134,265
33105	21	CQC	13,2	6,3	0,7	134,265
33106	21	CQC	11,7	6,8	0,5	134,265
33107	21	CQC	11,7	6,6	0,5	134,265
33108	21	CQC	11,7	6,4	0,6	134,265
33109	21	CQC	11,7	6,2	0,8	134,265
331010	21	CQC	11,7	6,1	0,8	134,265
331011	21	CQC	12,0	5,7	0,7	134,265
331012	21	CQC	12,2	5,7	0,8	134,265
331013	21	CQC	12,3	5,7	0,9	134,265
331014	21	CQC	12,5	5,7	0,9	134,265
331015	21	CQC	12,6	5,8	0,9	134,265
331016	21	CQC	13,4	5,7	1,0	134,265
331017	21	CQC	13,4	5,7	1,0	134,265
331018	21	CQC	13,5	5,7	1,0	134,265
331019	21	CQC	13,5	5,7	0,9	134,265
331020	21	CQC	13,6	5,8	0,7	134,265
331021	21	CQC	12,8	5,8	0,9	134,265
331022	21	CQC	13,3	5,8	1,0	134,265
331023	21	CQC	13,5	5,8	0,5	134,265
331024	21	CQC	13,5	5,9	0,4	134,265
331025	21	CQC	13,4	6,0	0,4	134,265
331026	21	CQC	13,3	6,1	0,5	134,265
331027	21	CQC	7,0	3,3	0,7	84,218
331028	21	CQC	7,0	3,3	0,8	84,413
331031	21	CQC	11,9	6,8	0,5	134,265
331032	21	CQC	11,8	5,9	0,6	134,265
331033	21	CQC	11,8	5,9	0,4	134,265
331034	21	CQC	11,8	5,8	0,3	134,265
331035	21	CQC	11,9	5,7	0,5	134,265
331039	21	CQC	12,4	6,8	0,4	134,265

Le déplacement le plus défavorable retenu est celui du poteau C20 (noté **331020**).

Tableau X – Etude de déplacement du poteau C20 à tous les étages

Nœud	SEISME SY			SEISME SX			SY+0,3SX U (cm)	Z (cm)	H (cm)	dU (cm)	H/dU	Test	
	UX (cm)	UY (cm)	USY (cm)	UX (cm)	UY (cm)	USX (cm)						H/dU	> dU<2,5cm
33120	6,9	22,2	23,25	13,6	5,8	14,79	27,7	134,265	4,08	1,1	378	OK	OK
32120	6,7	21,3	22,33	13,1	5,6	14,25	26,6	130,185	4,08	0,9	444	OK	OK
31120	6,4	20,6	21,57	12,6	5,4	13,71	25,7	126,105	4,08	1,1	388	OK	OK
30120	6,2	19,7	20,65	12,2	5,2	13,26	24,6	122,025	4,08	1,0	402	OK	OK
29120	5,9	18,9	19,80	11,7	5,0	12,72	23,6	117,945	4,08	1,0	402	OK	OK
28120	5,6	18,1	18,95	11,2	4,8	12,19	22,6	113,865	4,08	1,1	378	OK	OK
27120	5,4	17,2	18,03	10,7	4,6	11,65	21,5	109,785	4,08	1,0	402	OK	OK
26120	5,1	16,4	17,17	10,2	4,4	11,11	20,5	105,705	4,08	1,0	414	OK	OK
25120	4,9	15,6	16,35	9,7	4,2	10,57	19,5	101,625	4,08	1,1	368	OK	OK
24120	4,6	14,7	15,40	9,2	4,0	10,03	18,4	97,545	4,08	1,0	402	OK	OK
23120	4,3	13,9	14,55	8,7	3,8	9,49	17,4	93,465	4,08	1,0	402	OK	OK
22120	4,0	13,1	13,70	8,2	3,6	8,96	16,4	89,385	4,08	1,0	414	OK	OK
21120	3,8	12,3	12,87	7,7	3,4	8,42	15,4	85,305	4,08	1,0	414	OK	OK
20120	3,6	11,5	12,05	7,2	3,2	7,88	14,4	81,225	4,08	1,0	402	OK	OK
19120	3,3	10,7	11,20	6,7	3,0	7,34	13,4	77,145	4,08	0,9	459	OK	OK
18120	3,1	10,0	10,47	6,2	2,8	6,80	12,5	73,065	4,08	1,0	413	OK	OK
17120	2,8	9,2	9,62	5,8	2,6	6,36	11,5	68,985	4,08	0,9	459	OK	OK
16120	2,6	8,5	8,89	5,3	2,4	5,82	10,6	64,905	4,08	1,0	402	OK	OK
15120	2,3	7,7	8,04	4,8	2,2	5,28	9,6	60,825	4,08	0,9	466	OK	OK
14120	2,1	7,0	7,31	4,3	2,1	4,79	8,7	56,745	4,08	0,9	473	OK	OK
13120	1,9	6,3	6,58	3,9	1,9	4,34	7,9	52,665	4,08	0,9	459	OK	OK
12120	1,7	5,6	5,85	3,4	1,7	3,80	7,0	48,585	4,08	0,8	532	OK	OK
11120	1,5	5,0	5,22	3,0	1,5	3,35	6,2	44,505	4,08	0,9	473	OK	OK
10120	1,3	4,3	4,49	2,6	1,3	2,91	5,4	40,425	4,08	0,8	532	OK	OK
9120	1,1	3,7	3,86	2,2	1,1	2,46	4,6	36,345	4,08	0,7	609	OK	OK
8120	0,9	3,2	3,32	1,8	0,9	2,01	3,9	32,265	4,08	0,6	635	OK	OK
7120	0,7	2,7	2,79	1,5	0,7	1,66	3,3	28,185	4,08	0,7	583	OK	OK
6120	0,6	2,1	2,18	1,2	0,6	1,34	2,6	24,105	4,08	0,5	768	OK	OK
5120	0,4	1,7	1,75	0,9	0,5	1,03	2,1	20,025	4,08	0,6	661	OK	OK
4120	0,3	1,2	1,24	0,6	0,3	0,67	1,4	15,945	4,08	0,5	818	OK	OK
3120	0,2	0,8	0,81	0,4	0,2	0,45	0,9	11,865	4,08	0,3	1333	OK	OK
2120	0,2	0,5	0,54	0,3	0,1	0,32	0,6	7,785	7,985	0,6	1261	OK	OK
1120	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0	-0,2					

Ce tableau permet de voir si les conditions de déplacement sont bien respectées.

Les conditions de déplacements de tous les poteaux C20 de chaque étages sont vérifiées. Le déplacement relatif cumulé en tête de tour pour le poteau le plus défavorable est 27,7 cm.

Toutes ces valeurs, permettent de se rendre compte de l'ordre de grandeur de déplacements des poteaux dans le cas d'un séisme. Bien entendu, dans un calcul complet il serait préférable de vérifier tous les poteaux à tous les étages, suivant la même méthodologie.

Ainsi, on peut conclure que pour un étage donné, les déplacements relatifs des poteaux (notamment C15 et C20) sont de l'ordre de 1 cm, et qu'au sommet de la tour, les déplacements cumulés relatifs, sont de l'ordre de 28 cm. Pour les autres poteaux ces valeurs sont plus faibles.

3.2.3. Déplacement Tour-Façade :

Les déplacements relatifs entre deux étages, posent la question de la limite de déplacement lorsque ces deux déplacements sont antagonistes. Ici, il n'est pas question de la tenue de la structure seule, mais de la vérification du comportement de la structure vis-à-vis des autres ouvrages en interface (façade vitrée, aménagement intérieur, ...).

En effet, le CCTP fixe des valeurs limites de déplacements différentiels entre deux étages consécutifs de $H/500$ (où H est la hauteur d'étage), pour les charges dues au vent correspondant à l'ELS. La limite de déplacement relatif sur la hauteur d'un étage, est de $H/100$, ou 25mm pour le cas sismique. La limite de déformation au sommet du bâtiment de hauteur H est $H/250$.

L'indéformabilité des poteaux dans le plan des planchers, est une hypothèse fondamentale du contreventement des bâtiments de grande hauteur. Les déformées sont alors des « déplacements », et résultent donc de la composition d'une rotation et d'une translation à chaque étage. Comme la tour est sensible à la torsion, il est nécessaire de rechercher les déplacements relatifs par groupe de poteaux.

Les déplacements sous vent de service sont égaux à 1/1,2 fois ceux sous vent de période de retour de 50 ans. Il a été pris le cas vent le plus défavorable. Les résultats des calculs montrent que le déplacement relatif le plus défavorable est pour un déplacement de 0,34 cm :

$$\frac{H}{d} = \frac{408}{0,34} * 100 = 1191 > 500 \text{ OK}$$

la condition de déplacement inter-étages H/500 est largement vérifiée.

Les déplacements sous séisme résultent des combinaisons coefficient de comportement multipliées par deux. Il a été pris le cas sismique le plus défavorable. Les résultats des calculs montrent que le déplacement relatif le plus défavorable est pour un déplacement de 3,55 cm :

$$\frac{H}{d} = \frac{408}{3,55} * 100 = 115 > 100 \text{ OK}$$

la condition de déplacement inter-étages H/100 est largement vérifiée.

3.3. **FLUAGE :**

Le fluage est le raccourcissement unitaire du béton sous l'influence de son propre poids et cette déformation est irréversible. Ce qui implique qu'au cours de la construction et après la construction, la tour, sous l'influence de son propre poids, va se raccourcir. Ici, il n'est pas question de tassement de sol mais de raccourcissement de la structure. Il ne faut donc pas confondre les deux phénomènes.

Cela nous permet de maîtriser la hauteur totale de l'ouvrage, et de définir les dispositions à prendre en compte pour ne pas altérer les ouvrages en interface (faux plancher, façade vitrée, ...).

L'étude du fluage a permis de déterminer les raccourcissements des éléments porteurs pendant et après la phase de constructions. Les phases étudiées sont les suivantes :

- _ pendant la construction (mise en œuvre des étages les uns après les autres ce qui implique l'augmentation progressive des charges permanentes pour un même niveau donné au cours du temps)
- _ à la fin de la construction (dernier étage gros œuvre terminé donc toutes les charges permanentes)
- _ à la livraison (fin des travaux TCE avec toutes les charges permanentes et permanentes additionnelles)
- _ 10 ans après la construction (avec toutes les charges permanentes, permanentes additionnelles et d'exploitation).

Ainsi il a été possible de déterminer les corrections à apporter aux éléments porteurs au moment du coulage par le biais d'adaptations des plans de coffrage, afin de respecter les déformées évolutives au fur et à mesure de la construction de la Tour.

La méthode de calcul effectuée en 3 étapes est la suivante :

- 1/ calcul des déformées totales de tous les éléments porteurs, à tous les niveaux pour chaque phase de construction (suivant l'avancement du chantier)
- 2/ calcul du tassement de chaque élément porteur à chaque niveau
- 3/ déduction des corrections à apporter à chaque niveau de la Tour par nature d'élément porteur.

A chaque phase de construction, on calcule les efforts générés par les charges dans les poteaux de la structure étage par étage, en y ajoutant à chaque étages les nouvelles charges supplémentaires en plus des précédentes.

Dans les calculs, on prendra en compte les déformées élastiques, les déformées par retrait et les déformées par fluage.

Le module de déformation longitudinal varie avec l'âge du poteau lors de la mise en charge (intervalle entre la date de mise en charge du poteau et celle du coulage), donc pour chaque phase de construction, on calcule successivement le raccourcissement des poteaux présents. Le retrait qui nous intéresse, est celui qui se passe entre la date d'observation et la date de chargement du poteau, ici variables selon l'étage et l'avancement du chantier. Ainsi, on a la variation d'altitude totale du poteau sous l'effet des différents raccourcissements par retrait à chaque état du phasage Le fluage est déterminé par le chargement successif des poteaux au fur et à mesure de l'avancement des travaux de la Tour.

On considère que la Tour est uniquement soumise à son poids propre G et aux permanentes additionnelles G' . On considérera toutes les phases du niveau 0 au niveau 34 (toiture).

Dans la présentation des résultats, les poteaux ont été regroupés par famille de poteaux caractérisés par un poteau moyen. On peut observer les résultats suivants pour la famille de poteaux C1-C5, qui est la famille des poteaux C1, C2, C3, C4 et C5 de la façade sud-ouest de la Tour:

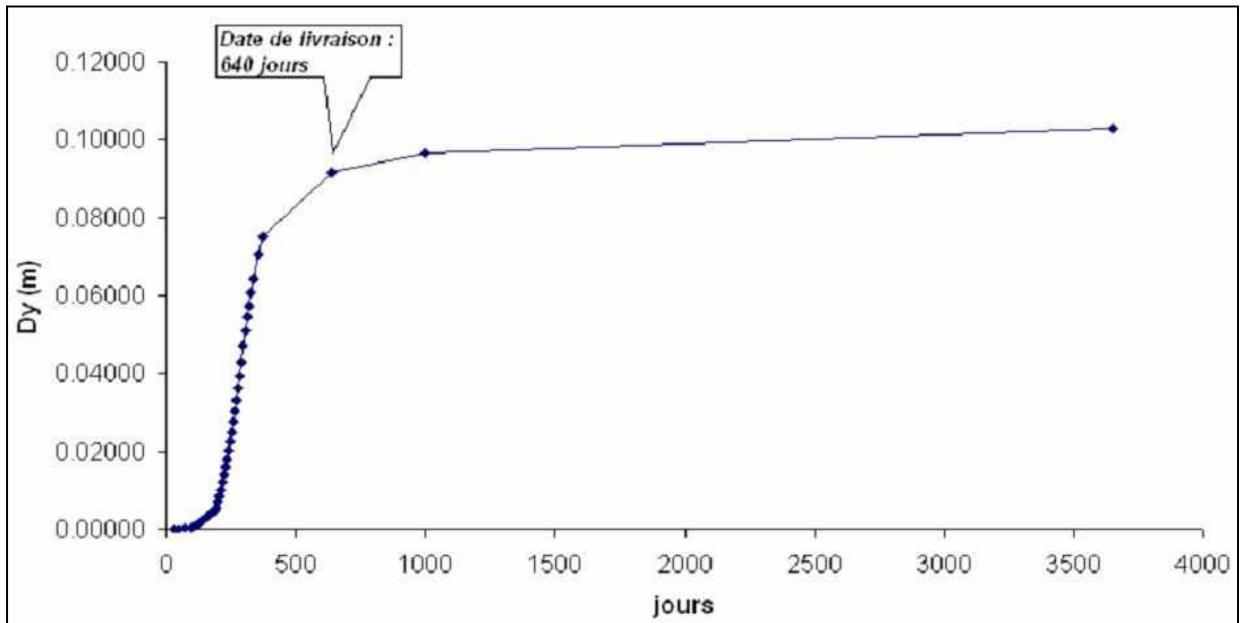


Figure 13 - Déformée totale en fonction du temps - poteaux C1-C5

On remarque que la plus grande partie de la déformée à lieu avant la date de la livraison, c'est-à-dire durant les 2 ans après le début des travaux.

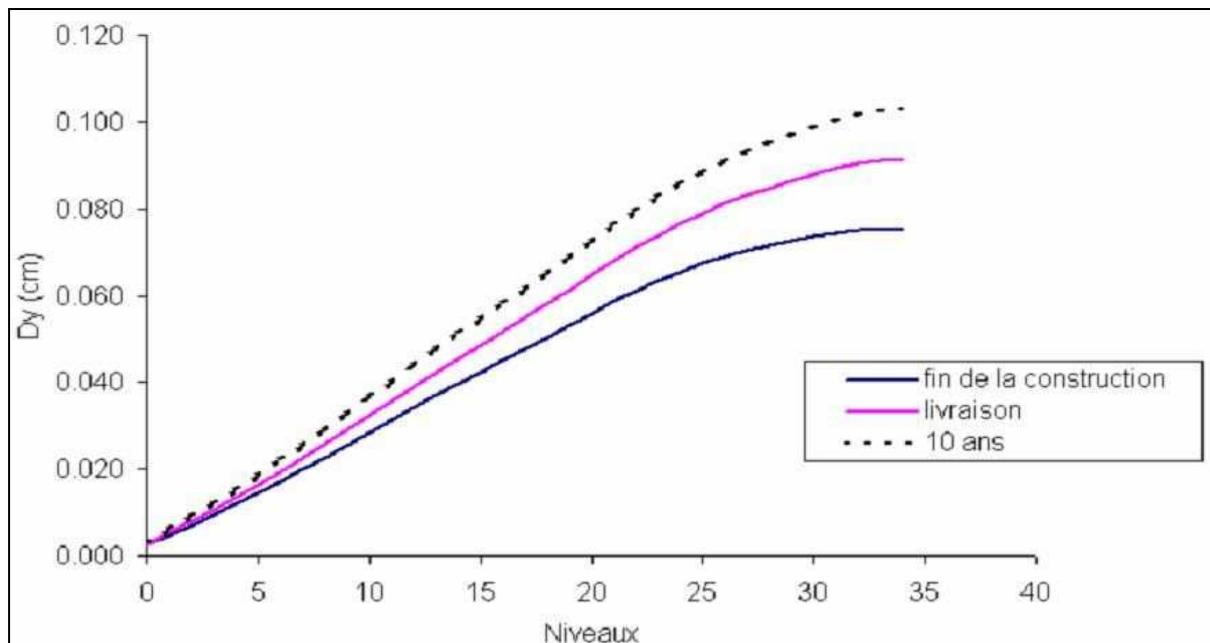


Figure 14 - Déformée des niveaux par phase - poteaux C1-C5

On remarque que la plus grande partie de la déformée est effectuée pendant la construction avec une valeur d'environ 7 cm et à la livraison avec une valeur d'environ 9 cm, pour une déformée finale d'environ 10 cm à 10 ans.

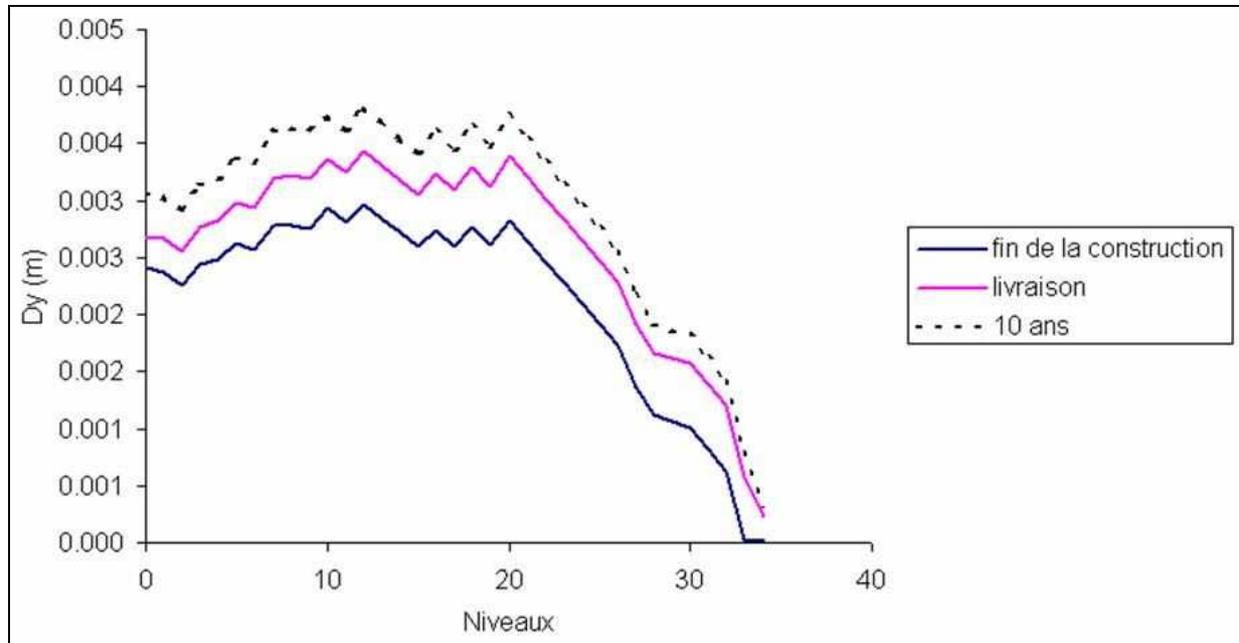


Figure 15 - Raccourcissement de chaque niveau par phase - poteaux C1-C5

On remarque aussi que le raccourcissement à chaque niveau par phase est dans une plage relativement constante jusqu'au 20^{ème} étage pour décroître progressivement jusqu'au dernier étage de la Tour.

L'étude de ces raccourcissements permet de définir des raccourcissements maximums, pendant la construction, à la livraison et 10 ans après la construction, de tous les éléments porteurs. On observe sur le plan suivant les variations d'altimétries prises au niveau 33 de différents éléments porteurs.

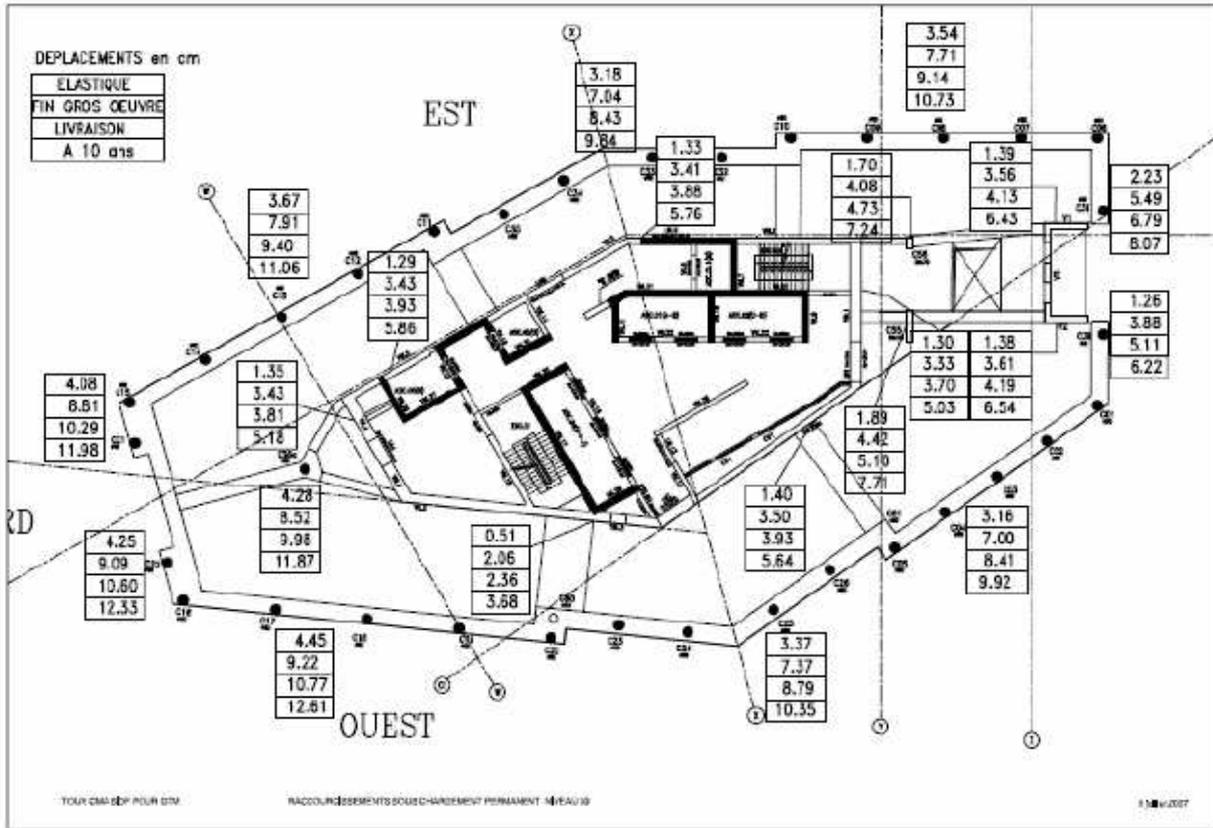


Figure 16 - Déplacements des différents éléments porteurs

La lecture de ces valeurs permet de mesurer les variations de sensibilité de la structure au fluage, avec des valeurs plus grandes pour les poteaux que pour le noyau, car en effet les poteaux « se tassent » davantage par rapport au noyau. On retrouve bien les valeurs précédentes pour la famille de poteaux C1-C5. Il ne faut pas perdre de vue, que ces valeurs sont théoriques et qu'elles permettent d'anticiper les phénomènes liés au fluage.

Tous ces résultats ont permis d'adapter les plans de coffrage, pour tenir compte de ces raccourcissements, non homogènes.

Il a été nécessaire d'adapter les altimétries des arases de coulage, pour qu'une fois le fluage terminé les variations d'altimétries de la structure restent compatibles avec l'utilisation des locaux.

Mais la rapidité avec laquelle va être menée la construction de la superstructure a conduit à estimer les raccourcissements de chaque élément porteur en considérant son âge étage après étage. C'est-à-dire qu'il a été tenu compte de la variation des charges sur les différents éléments porteurs, considérant un même poteau avec l'avancement de la construction à des niveaux différents (avec toutes les charges permanentes et additionnelles qui se rajoutent).

Tableau XI - Correction des altimétries de coulage de la famille des poteaux C1 à C5

Etage	Hauteur d'étage	NGF archi	correction fluage	NGF plan de coffrage
pHRdC	4,080	7,980	0,004	7,984
pHR+1	4,080	12,060	0,008	12,068
pHR+2	4,080	16,140	0,012	16,152
pHR+3	4,080	20,220	0,016	20,236
pHR+4	4,080	24,300	0,019	24,319
pHR+5	4,080	28,380	0,022	28,402
pHR+6	4,080	32,460	0,025	32,485
pHR+7	4,080	36,540	0,028	36,568
pHR+8	4,080	40,620	0,030	40,650
pHR+9	4,080	44,700	0,033	44,733
pHR+10	4,080	48,780	0,035	48,815
pHR+11	4,080	52,860	0,038	52,898
pHR+12	4,080	56,940	0,040	56,980
pHR+13	4,080	61,020	0,042	61,062
pHR+14	4,080	65,100	0,044	65,144
pHR+15	4,080	69,180	0,045	69,225
pHR+16	4,080	73,260	0,047	73,307
pHR+17	4,080	77,340	0,048	77,388
pHR+18	4,080	81,420	0,049	81,469
pHR+19	4,080	85,500	0,050	85,550
pHR+20	4,080	89,580	0,051	89,631
pHR+21	4,080	93,660	0,051	93,711
pHR+22	4,080	97,740	0,052	97,792
pHR+23	4,080	101,820	0,051	101,871
pHR+24	4,080	105,900	0,051	105,951
pHR+25	4,080	109,980	0,050	110,030
pHR+26	4,080	114,060	0,049	114,109
pHR+27	4,080	118,140	0,046	118,186
pHR+28	4,080	122,220	0,044	122,264
pHR+29	4,080	126,300	0,041	126,341
pHR+30	4,080	130,380	0,039	130,419
pHR+31	4,080	134,460	0,036	134,496
pHR+32	4,080	138,540	0,033	138,573
pHR+33	4,080	142,620	0,025	142,645

On voit clairement les différences d'altimétries de coulage des poteaux de la famille C1-C5. A titre d'exemple le même tableau relatif aux tassements du noyau donne des résultats bien inférieurs, en effet les valeurs de fluage du noyau ne sont pas identique à celles des poteaux.

Bien évidemment, les valeurs de corrections à chaque poteau sont différentes. Ces corrections sont égales à l'opposé des valeurs de raccourcissements de l'élément porteur au niveau donné. Ces corrections prennent la forme de contre flèches, qui se traduisent sur le chantier par une rive de plancher coulée à une altimétrie supérieure à la partie de plancher contre le noyau.

Ces corrections prennent la forme suivante :

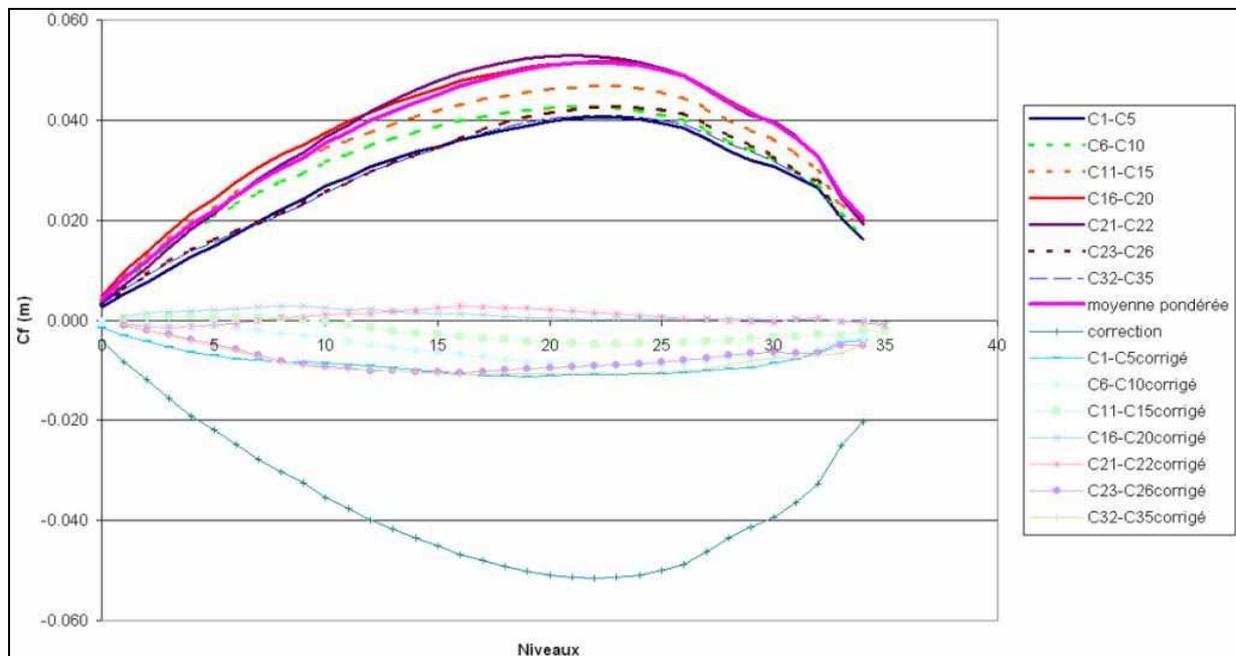


Figure 17 - Tassements des poteaux

On observe dans la partie haute du graphique, les valeurs de raccourcissements initiales pour toutes les familles de poteaux (dont la famille de poteaux C1–C5). Dans la partie basse du graphique une correction issue de la déformée totale moyenne des poteaux (valeurs du tableau XI). Et dans la partie centrale du graphique, les raccourcissements des poteaux corrigés.

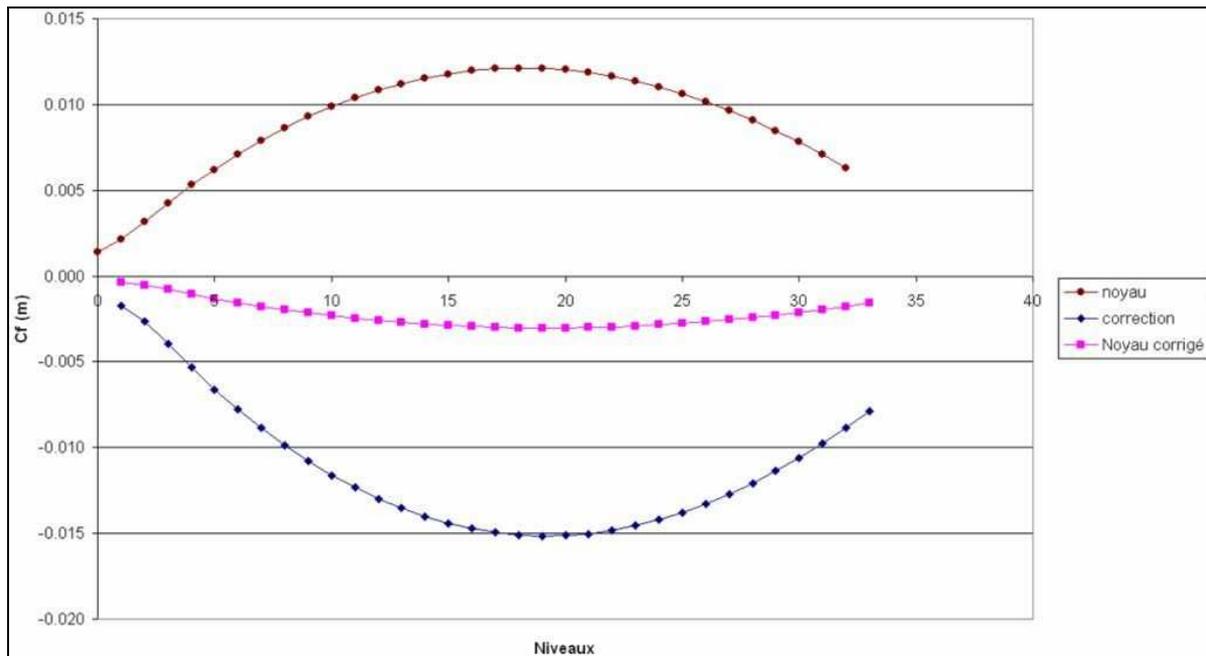


Figure 18 - Tassement du noyau

Les valeurs indiquées pour le noyau dans ce graphique suivent le même raisonnement que pour les poteaux.

ATTENTION :

Lors de la lecture des tableaux 17 et 18, il ne faut pas confondre les deux influences que peut avoir le fluage pour la position altimétrique d'un même poteau. En effet pour un même poteau situé à un niveau N:

- 1/ le raccourcissement intrinsèque du poteau (influence moins marquée si le poteau est situé dans les étages élevés)
- 2/ le raccourcissement des poteaux situés aux étages inférieurs (influence plus marquée si le poteau est situé dans les étages élevés).

La combinaison de ces deux influences explique la raison pour laquelle les corrections diminuent (en valeur absolue) sur les derniers étages.

A la fin des travaux, des relevés (NGF) des éléments porteurs ont permis de se rendre compte de la valeur exacte du fluage. Sur ces relevés on peut s'apercevoir que le fluage n'a pas exactement les valeurs prévues. En effet les raccourcissements ont été dans la réalité, soit inférieurs soit supérieurs de ce qui avait été prévu lors des notes de calculs.

Tableau XII – Relevés du fluage sur les différents éléments porteurs de la structure

Date	Noyau (zone sud)	Nord (poteau C15)	Sud (C01)	Est (poteau C32)	Ouest (poteau C26)
21/12/2007	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
29/01/2008	-0,6	-0,4	0,0	-0,4	-0,9
20/02/2008	-1,3	-0,6	0,0	-1,0	-0,9
25/03/2008	-2,5	-1,0	-0,2	-2,0	-0,9
11/04/2008	-2,9	-1,5	-1,0	-2,0	-1,3
27/05/2008	-3,9	-2,0	-1,7	-3,0	-1,2
08/07/2008	-5,3	-2,2	-1,6	-3,5	-2,3
31/07/2008	-6,2	-2,3	-2,7	-4,3	-3,3
15/09/2008	-8,0	-3,3	-2,5	-6,0	-4,3
17/10/2008	-9,0	-3,9	-3,7	-6,5	-5,3
18/12/2008	-10,7	-4,4	-3,0	-8,3	-6,6
23/03/2009	-12,5	-5,0	-4,3	-9,7	-7,3

3.4. GEOTECHNIQUE-TASSEMENTS DE LA TOUR :

3.4.1. Géotechnique :

En ce qui concerne les essais géotechniques réalisés initialement au droit de l'emprise de la tour, GTM a demandé des essais complémentaires pour mieux définir les qualités du sol, en compléments de ceux déjà réalisés par le maître d'ouvrage. Ces rapports complémentaires ont permis d'estimer les tassements du afin de vérifier la compatibilité des tassements du noyau avec les tassements des barrettes (notamment les plus proches du noyau).

Auparavant, plusieurs rapports de sol avaient donné des résultats (par les bureaux du CEBTP et SOBESOL). Ces rapports sont des études de faisabilité et des essais complémentaires suite à des besoins d'informations précises.

Le site a fait l'objet de campagnes de reconnaissances géotechniques réalisées par le CEBTP en 2005 dans le cadre des missions G11 et G12. Compte tenu de l'importance du projet, il a été décidé de réaliser une campagne complémentaire approfondie. Cette campagne complémentaire a été suivie par GTM, et elle comprend :

- _ des sondages par carottages de 35m de profondeur pour mieux identifier les sols rencontrés,
- _ des essais Lugeon pour caractériser l'état de fracturation du substratum (de 16 à 27m),
- _ des sondages pressiométriques pour mieux mesurer les pressions limites et corriger les modules pressiométriques (de 1 à 35m),
- _ des sondages destructifs pour déterminer avec plus de précision le toit du substratum (qui présente un pendage important).

Le pendage sert à définir la géométrie d'orientation d'un plan ou d'une surface. Pour un tel projet, il est important de définir l'inclinaison du toit du substratum. Les essais effectués nous permettent de nous rendre compte que le substratum est fortement incliné, variant de 2m à 20m de profondeur suivant l'axe Nord-Sud du bâtiment.

Le but de ces essais est aussi de mesurer les caractéristiques mécaniques les plus élevées dans le substratum, afin d'optimiser les fondations de la tour. Ainsi, il a été retenu pour la suite des calculs une contrainte de sol $q_{ELS} = 3,2$ MPa.

Les essais de sondages, ont permis d'identifier les différentes couches de sols de haut en bas (avec un terrain naturel à la côte +3,70 NGF) :

- _ des remblais sur une épaisseur de 1,0m à 1,7m,
- _ des argiles molles plus ou moins graveleuses avec des passages de blocs de graviers sur une épaisseur de 6,0m,
- _ un passage d'argile (sur 0,80m d'épaisseur) autour de la côte -4,00m NGF (environ 8,0 m de profondeur selon le terrain naturel),
- _ des alternances de sables fins plus ou moins argileux, de blocs, graviers et galets et parfois d'argiles sableuse et graveleuses, sur une épaisseur d'environ 10,0m,
- _ des alternance de marnes plus ou moins gréseuses, de grés et de poudingues plus ou moins bien cimentés constituant le substratum sur les sondages profonds sur plus de 15,0m.

Le piézomètre de sondage a permis de mesurer la nappe d'eau à la côte +1,50 NGF, soit 2,20m par rapport au terrain naturel.

Les données géotechniques prises en compte dans les calculs de tassements, sont celles établies par le CEBTP. Elles font la synthèse de l'ensemble des campagnes géotechniques réalisées dans le cadre du projet. Contrairement aux sondages de SOBESOL, la synthèse établie par le CEBTP ne met pas en évidence la présence des passes argileuses décelées dans les essais de carottages. Mais cela ne remet pas en cause le dimensionnement, puisque ces argiles peuvent être confondues avec les alluvions sableuses (fines) dont les caractéristiques mécaniques sont faibles.

Tableau XIII - Résultats des essais géotechniques sur l'ensemble de la surface du noyau

Différents sols rencontrés	Couches (m)	pl* (MPa) (pression limite moyenne)	EM (MPa) (valeur pressiométrique moyenne)	α	γ (kN/m ³) masse volumique	cu (kPa) (consolidé non drainé)	ϕ (degrés) (consolidé non drainé)	c' (kPa) (consolidé drainé)	ϕ' (degrés) (consolidé drainé)	K (m/s)
Remblais	-	0,5	4	0,5	19	30	20	0	30	1.10^{-5}
Alluvions sableuses	8	0,4	3	0,5	18	20	20	0	35	5.10^{-6}
Alluvions graveleuses	9	1,0	16	0,33	21	0	35	0	38	1.10^{-5}
Substratum	> 15	12,0	415	0,66	22	150 *	25	100	30	1.10^{-8}

NB: Les valeurs de pression limites moyennes sont des données pessimistes car il a volontairement été utilisé une ancienne norme

NB: Il a été pris en compte des hypothèses sur les valeurs de frottement latéral et sur les coefficients de portance.

La corrélation entre les essais pressiométriques, les enregistrements des paramètres de forage et les essais Lugeon, montrent que le substratum est très compact et ne présente pas de fissuration ou de fracturation.

3.4.2. Calcul des tassements :

La descente de charges prise en compte est celle déterminée par le bureau d'étude structure. On considère que le noyau reprend 75% des 100 000 tonnes du résultat de la descente de charges, de l'ensemble de la tour. Ainsi, on considère les hypothèses suivantes pour la répartition des efforts du le calcul des tassements :

- _ 150 000 kN, réparties sur 43ml sur le pourtour Nord du noyau soit une charge linéaire de 3 490 kN/ml (appliquées à la périphérie du noyau à 1,80 m du bord),
- _ 200 000 kN, réparties sur 40ml sur le pourtour Sud du noyau soit une charge linéaire de 5 000 kN/ml (appliquées à la périphérie du noyau à 1,80 m du bord),
- _ 400 000 kN, réparties sur toute la surface du noyau (d'environ 650m²) soit une charge surfacique de 615 kN/m² (ou kPa).

NB : Les calculs des tassements du radier sur le gros béton, sont effectués en considérant la décharge des terres qui est de l'ordre de 140kPa, ce qui conduit à une contrainte moyenne appliquée sur le radier de 475kPa (615-140=475 kPa).

Ainsi, on obtient le plan ci-dessous qui est un récapitulatif des charges envisagées sur le noyau et son pourtour pour le calcul des tassements.

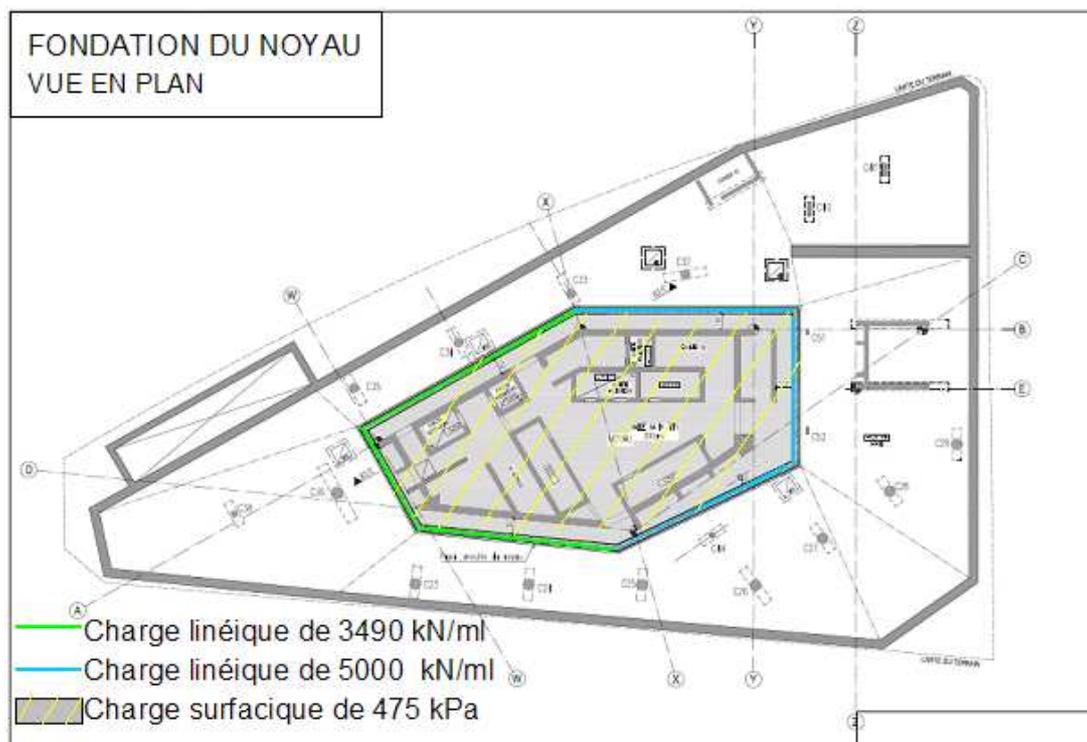


Figure 19 - Fondations du noyau

Avec toutes ces valeurs il est maintenant possible de calculer les tassements. Pour les calculs, 2 coupes ont été étudiées :

- _ une coupe longitudinale
- _ une coupe transversale.

A l'aide du logiciel de calcul, il a été possible de calculer suivant les deux coupes un modèle aux éléments finis. On a ainsi un calcul en déformations planes (résultat bidimensionnel).

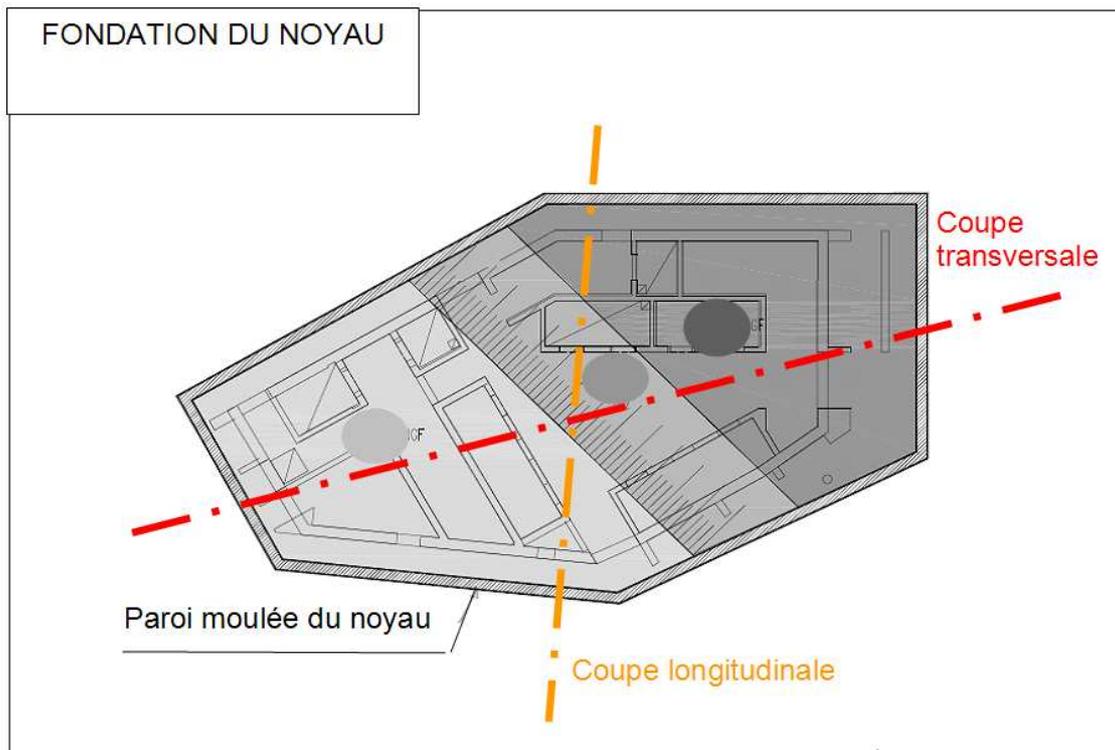


Figure 20 - Fondations du noyau

Pour le modèle géométrique il a été considéré :

- _ radier entre les côtes -8,46 NGF et -10,46 NGF,
- _ la base du gros béton est défini par (avec des redans quasi-verticaux),
 - _ une côte amont à -11,50 NGF,
 - _ une côte intermédiaire à -14,00 NGF,
 - _ une côte aval à -15,50 NGF,
- _ les parois périphériques ont une épaisseur de 0,60m,
- _ la paroi amont est comprise entre les côtes -9,46 NGF et -13,00 NGF, soit 1,5m en dessous de la base du gros béton,
- _ la paroi aval est comprise entre les côtes -9,46 NGF et -17,50 NGF, soit 2,0m en dessous de la base du gros béton.

L'étude des tassements du radier, montrent que les tassements théoriques moyens restent dans une fourchette de 9,5 à 13 mm à court terme et de 12 à 18 mm à long terme. Les contraintes développées à la base du noyau, restent inférieures à la contrainte aux ELS qui est de 4,0 MPa selon les règles en vigueur. Aux ELU la contrainte est de 6,0 MPa.

Les coefficients de réaction déduits des contraintes et des déplacements sous le radier, pour les valeurs de module pressiométrique mesuré, sont 170 à 190 MPa/ml à court terme et 130 à 140 MPa/ml à long terme. Il s'agit des valeurs « statiques ». Il est possible, sous action dynamique, de prendre 1,5 à 2 fois ces valeurs, soit des coefficients entre 200 et 350 MPa/ml. Deux études ont été menées pour vérifier l'impact du module du substratum.

Les valeurs des tassements peuvent ainsi être encadrées. Nous avons considéré le module pressiométrique proposé dans le rapport du CEBTP 415 MPa, et le module pressiométrique déduit des mesures :

$$E_M = M_{harmo} - \frac{\sigma}{2} = 300 \text{ MPa.}$$

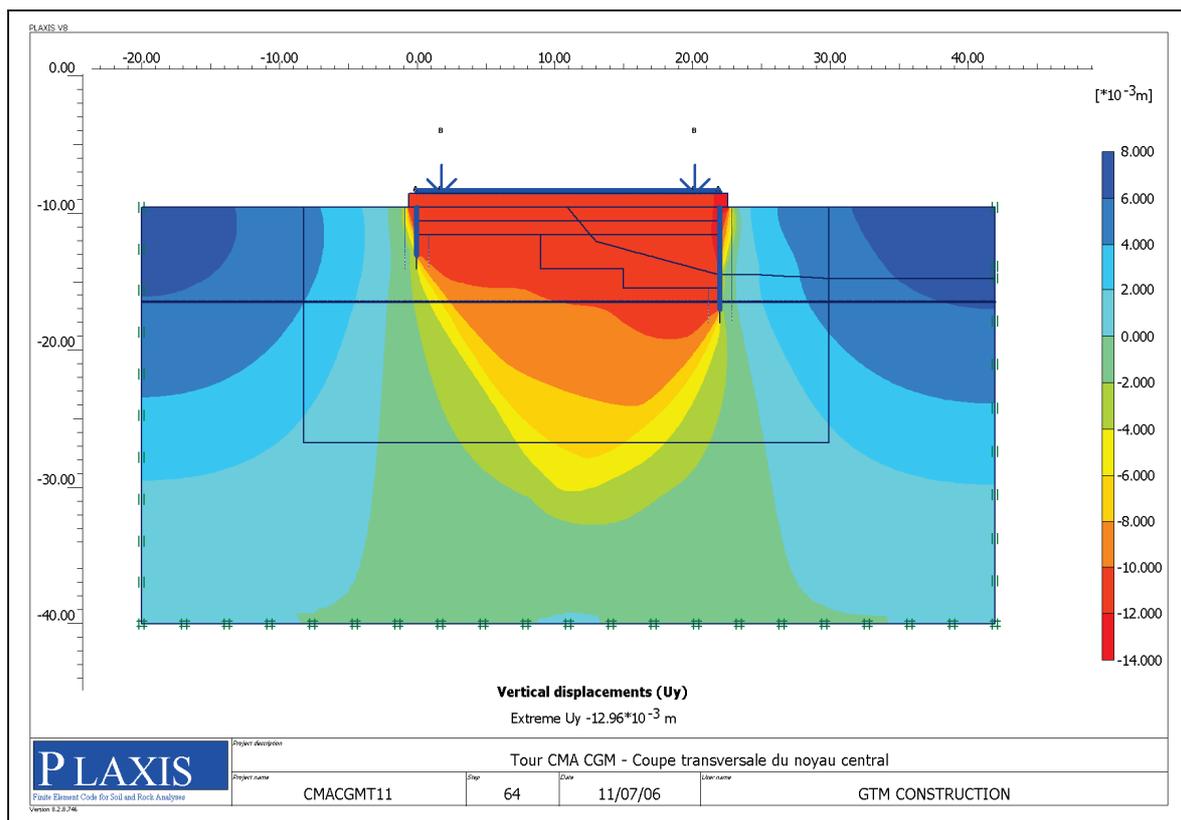


Figure 21 - Etude du radier

En ce qui concerne les tassements différentiels on retient comme critère la formule :

$$\frac{\Delta z}{D} < \frac{1}{500} = 2.10^{-3}$$

avec :

- _ D la distance entre les 2 points où le tassement différentiel est calculé,
- _ Δz la valeur du tassement différentiel.

Nous allons vérifier le critère en considérant :

- _ le tassement différentiel entre le radier et les barrettes les plus proches,
- _ D est alors la distance de la barrette au radier,
- _ un tassement moyen du radier de 12 mm.

Les deux barrettes les plus proches sont étudiées, celle située au droit du poteau C33 et celle située au droit du poteau C35. Elles sont ancrées de 3m dans le substratum pour satisfaire les conditions de portance. Leur longueur dépend de la côte du substratum. Le tassement des barrettes est estimé par des calculs aux éléments finis, en considérant un comportement élastique linéaire.

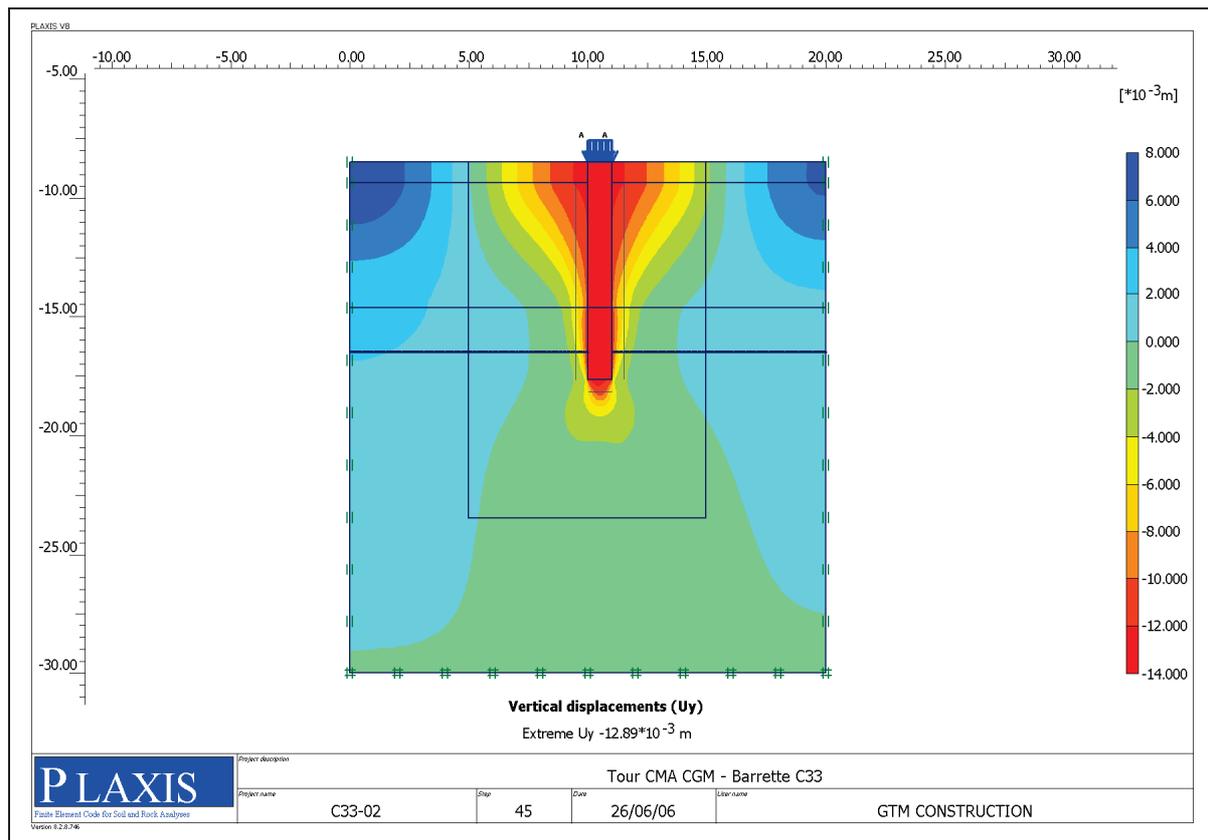


Figure 22 - Etude d'une barrette

Ainsi, on obtient un tableau récapitulatif des tassements des barrettes, sur lequel on définit les conclusions vis-à-vis du tassement différentiel :

Tableau XIV - Tassement des barrettes

Barrette	Distance au noyau (m)	Descente de charge G+Q (kN)	E_M du Substratum (MPa)	Tassement de la barrette (mm)	$\frac{\Delta z}{D}$	Critère vis-à-vis du tassement différentiel
C33	1,31	21840	415	12,5	4.10^{-4}	vérifié
			300	13,5	$2,5.10^{-3}$	limite
C35	3,54	7070	415	1,5	3.10^{-3}	limite
			300	2,0	4.10^{-3}	non vérifié

A la lecture du tableau, on observe que pour les tassements estimés avec un module pressiométrique faible (300 MPa), le critère de tassement différentiel n'est pas respecté. Mais pour le module réellement mesuré (415 MPa), on peut juger admissible la compatibilité des tassements différentiels entre le radier et les barrettes les plus proches qui doivent être chargées au mieux pour mobiliser des tassements plus importants.

A la suite de ces calculs, on peut conclure que les tassements du noyau de la tour et des barrettes sont inférieurs à 20 mm, en considérant les caractéristiques mécaniques plus défavorables pour le substratum.

Avec les valeurs de modules réellement mesurés (415 MPa), le critère de tassement différentiel est, dans l'ensemble acceptable.

Si on prend les résultats du tableau de prévisions de tassements et le tableau des résultats réellement obtenus en prenant une moyenne du niveau:

- _ prévision de tassement : environ 20,0 mm
- _ tassement réel : environ 18,0 mm (0,5 à 1 mm par mois suivant les zones)

Ces écarts sont sans grandes incidences car il n'est question que de quelques dixièmes de millimètres par étage ce qui est négligeable (20mm sur 3 niveaux).

3.5. MODIFICATION DE LA GEOMETRIE DE LA TOUR :

La géométrie prise en compte par le bureau d'étude pour le dimensionnement a été modifiée par rapport à la géométrie proposée initialement, pour plusieurs raisons.

Généralement, les raisons sont techniques et financières et doivent permettre des temps de réalisation raccourcis par rapport à la solution de base. Or, cette démarche ne doit pas dénaturer le projet de base mis en place par les architectes.

En effet, si par exemple la tour avait été proposée avec une structure non rigide pour résister aux séismes comme c'est le cas dans les constructions asiatiques, les façades auraient du être modifiées car elles ne sont pas en adéquation avec une telle solution. Une refonte totale du projet aurait dû être réalisée.

C'est la raison pour laquelle, il faut garder à l'esprit que chaque solution retenue a un impact sur tout le reste du projet, et il est important d'en tenir compte.

3.5.1. Fondations du noyau et des poteaux :

Pour la réalisation et donc pour la modélisation, il a été choisi de supprimer les barrettes sous le noyau pour les remplacer par un radier général.

En effet, dans la proposition initiale d'ARUP, la mise en place de barrettes sous chaque élément porteur du noyau aurait été ingérable, et vouloir toutes les réaliser n'aurait pas été aisé pour des raisons autant techniques, qu'économiques.

Tout d'abord, leur faible espacement rend la réalisation difficile car les machines se chevaucheraient et ne pourraient pas avoir ni un réel rendement ni un résultat de terrassement et réalisation efficace, donc un rendu peu fiable. En ce qui concerne les temps de réalisation il est évident qu'ils auraient laissés la place à de multiples aléas suite au grand nombre de barrettes à réaliser dans un espace si restreint, donc des éventuelles pertes de temps donc d'argent.

Ensuite, il ne faut pas oublier tous les coffrages et autres appuis de liaisons (longrines notamment) à recréer entre toutes les barrettes pour assurer l'assise des différents éléments porteurs du noyau.

Enfin, d'une barrette à l'autre, il aurait fallu davantage gérer des problèmes de tassements différentiels, plutôt que lorsque l'on utilise la technique du radier général à toute la superficie du noyau. Cela permet une assise plus robuste et rigide de la tour et pour mieux

gérer des éventuelles modifications de la descente de charges du projet avec beaucoup moins de risques.

Ce sont les raisons pour lesquelles il a été jugé préférable de « faire un grand trou et de le remplir de béton », pour recréer l'assise du noyau, plutôt que de laisser une multitude de barrettes.

On voit bien que le grand nombre de barrettes ne sont pas plus efficaces qu'un radier général. On se rend compte du choix évident à faire aussi bien technique, qu'économique.

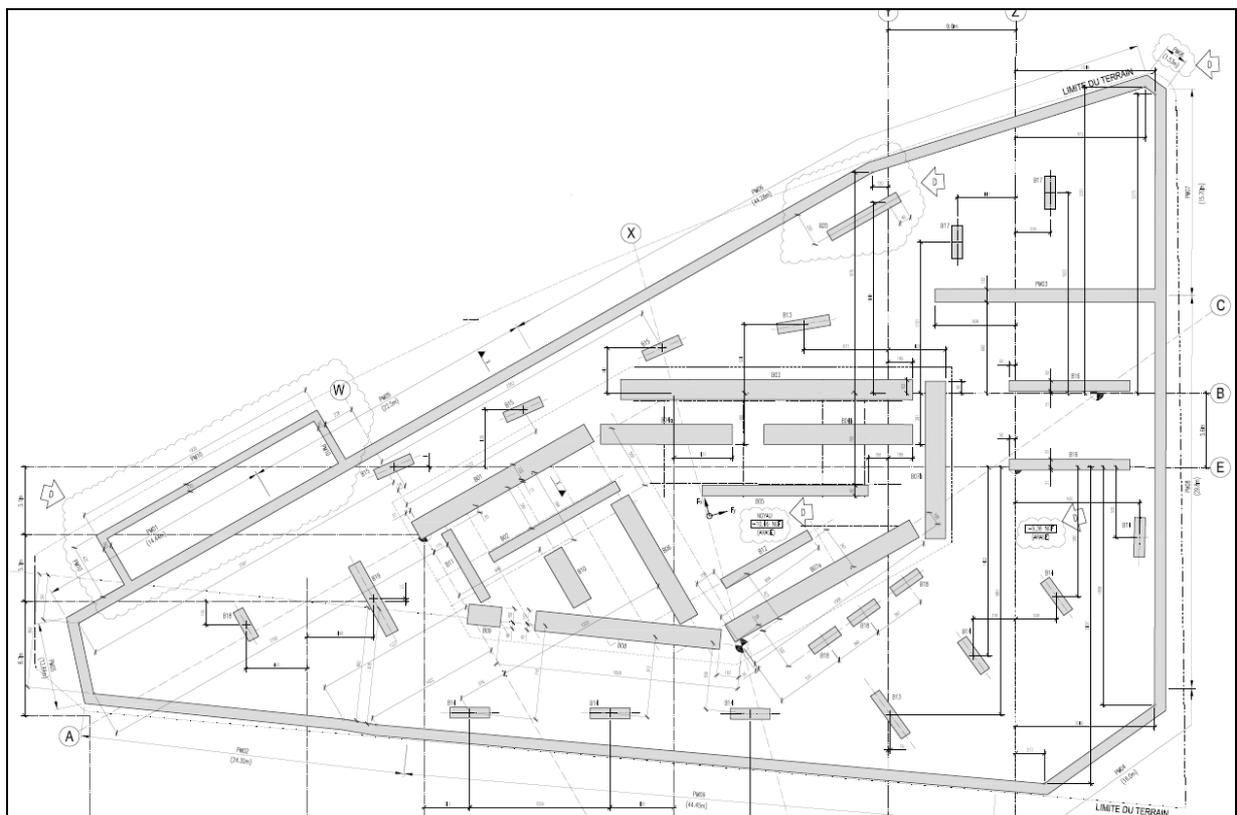


Figure 23 - Proposition de fondations par ARUP

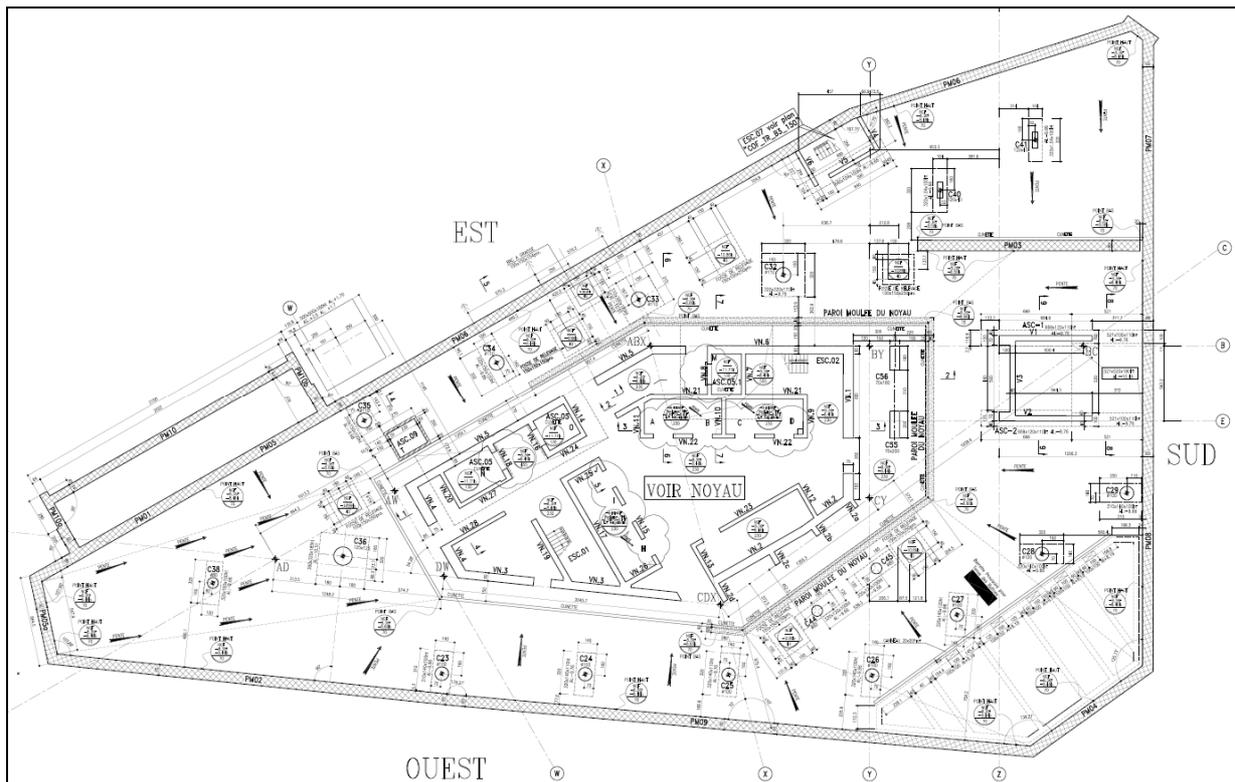


Figure 24 - Proposition de fondations par GTM

En ce qui concerne les fondations de la tour, il a été choisi de mettre en place une paroi moulée périphérique pour reprendre les charges transmises par les poteaux de façade, et un radier général pour reprendre les charges transmises par le noyau.

Les parois moulées ont été choisies pour les raisons suivantes :

- _ pas de talutage des terres périphériques,
- _ mise en place des voiles périphériques en infrastructures,
- _ non fragilité de l'enceinte (par la mise en place des tirants et butons).

Il s'agit tout d'abord, de mettre en place un système de fondations à 15 mètres de profondeur, tout en sachant qu'il n'est pas possible de terrasser l'ensemble du bâtiment avec les formes de pentes nécessaires au talutage (2 pour 3 ou 1 pour 2) compte tenu de la proximité directe du bâtiment MIRABEAU II d'une part, et des passerelles autoroutières d'autres part. En effet, la surface disponible au sol est très restreinte. Il faut donc terrasser le bâtiment sans sortir de son emprise au sol, tout en assurant la tenue des terres périphériques, et le maintien des ouvrages voisins.

Ensuite, la présence de trois niveaux de sous sol a rendu indispensable la réalisation de voiles périphériques sur toute l'enceinte des infrastructures, de la côte +4,050 NGF (arase

supérieure du fini du RdC) à la côte -8,460 NGF (arase du fini du B3). Cet avantage se ressent sur la PM03, qui est terrassée des deux côtés et qui a pour rôle de reprendre les efforts des poteaux de façade Sud-Est. Il en est de même pour les parois moulées qui cloisonnent les escaliers de secours de l'auditorium dans la partie Nord-Est de la tour.

De plus, la présence des parois moulées permet, à l'aide de tirants et de butons de tenir la poussée des terres durant la phase de terrassement car le talutage périphérique est impossible. Ceci permet aux compagnons et engins de terrassement de travailler en toute sécurité au droit de parois verticales.

Enfin, compte tenu de la proximité directe de la tour par rapport à la mer, l'ancrage de la paroi moulée permet de limiter les venues d'eau, car la fiche de la paroi moulée peut aussi servir de barrière à la migration de l'eau. A titre d'information, la fiche de la paroi moulée pénètre sur environ 8 mètres de profondeur sous le niveau B3.

Pour toutes ces raisons l'utilisation de parois moulées est plus intéressante que des parois berlinoises ou parisiennes :

- _ les méthodes de terrassement sont différentes (par paliers de hauteur),
- _ la fiche (profilé métallique) ne permet pas la retenue des eaux.

Pour les poteaux intérieurs des barrettes suffisent, car le bon sol est présent sans terrasser profondément, et l'éloignement des poteaux ne permet pas un système de fondation général pour tous les poteaux (inutilement onéreux).

Cette modification n'a pas eu d'impact sur l'aspect architectural du projet.

3.5.2. Poutres de rive – Poteaux de façade :

Ensuite, il a été modifié la liaison entre les planchers et les poteaux de façade de la double peau, au droit des nœuds. En effet, dans le projet initial les poteaux de façade de la simple peau passent devant les planchers.

Il a été nécessaire pour assurer la faisabilité de l'ouvrage, la mise en place d'une poutre de rive qui ceinture les poteaux. Ceci permet :

- _ de garantir une bonne diffusion des charges,
- _ d'éviter une fragilité du poteau au droit du nœud,
- _ de liasonner avec davantage de confiance le poteau au plancher,
- _ de faciliter la réalisation de l'ensemble lors de la construction.

Ci-dessous, un schéma de la proposition initiale faite par ARUP. Sur l'illustration de gauche on peut voir la liaison poteau-dalle, et sur l'illustration de droite on peut voir le poteau posé sur le corbeau tel qu'il a été prévu par ARUP initialement:

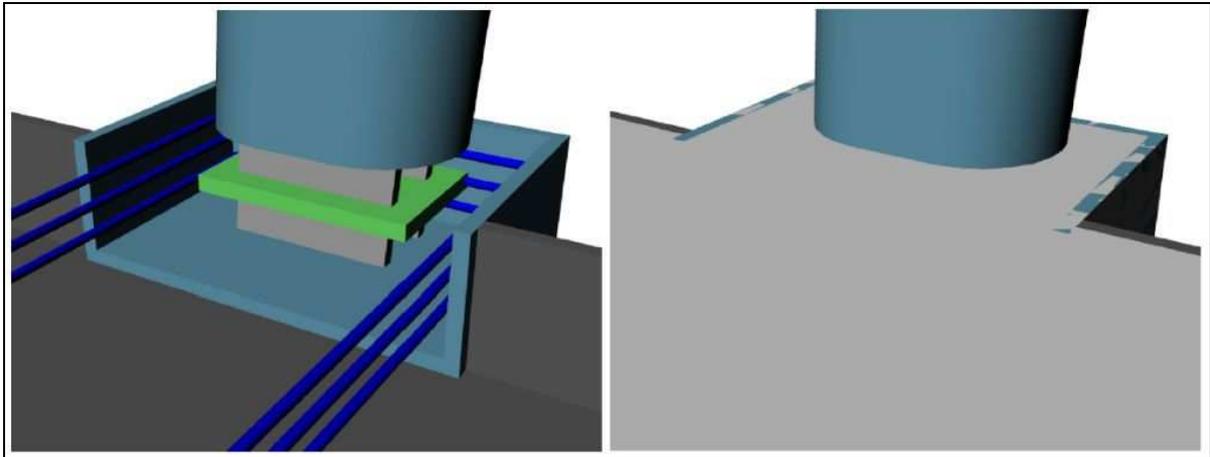


Figure 25 - Proposition de liaison des poteaux de façade par ARUP – Vue 3D

La modification par GTM permet de mieux reprendre les efforts des poteaux et de rendre le tout plus monolithique.

Afin de rendre le projet réalisable GTM a modifié la géométrie de la poutre de rive a tous les étages. La rive extérieure de la poutre de rive est filante et est déplacée sous les poteaux, de telle sorte que la ligne moyenne des poteaux se rapproche de celle des poutres de rive. La transmission des efforts entre les poteaux de différents étages est plus fiable, ainsi que les efforts des planchers vers les poteaux.

Enfin, la géométrie proposée est plus simple à mettre en œuvre, notamment avec le grand nombre de répétitions à donner à ce cas de figure.

Ainsi, GTM a supprimé les consoles préfabriquées, prévu pour reprendre l'assise des poteaux, afin d'assurer un meilleur report des charges des poteaux (la passerelle métallique, prévue entre chaque poteaux, est donc supprimée et laisse la place à un simple caillebotis).

Cette modification a eu un léger impact sur l'aspect architectural du projet (notamment sur la circulation de l'air au sein de la double peau des façades vitrées).

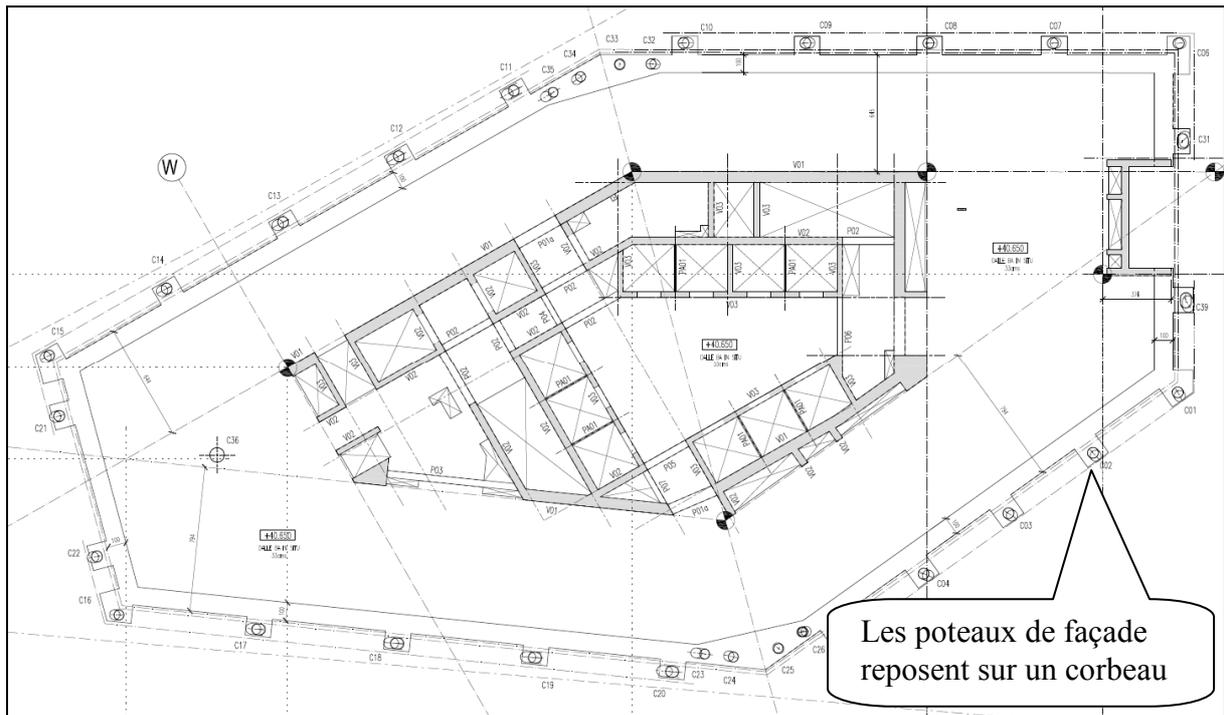


Figure 26 - Proposition de liaison des poteaux de façade par ARUP

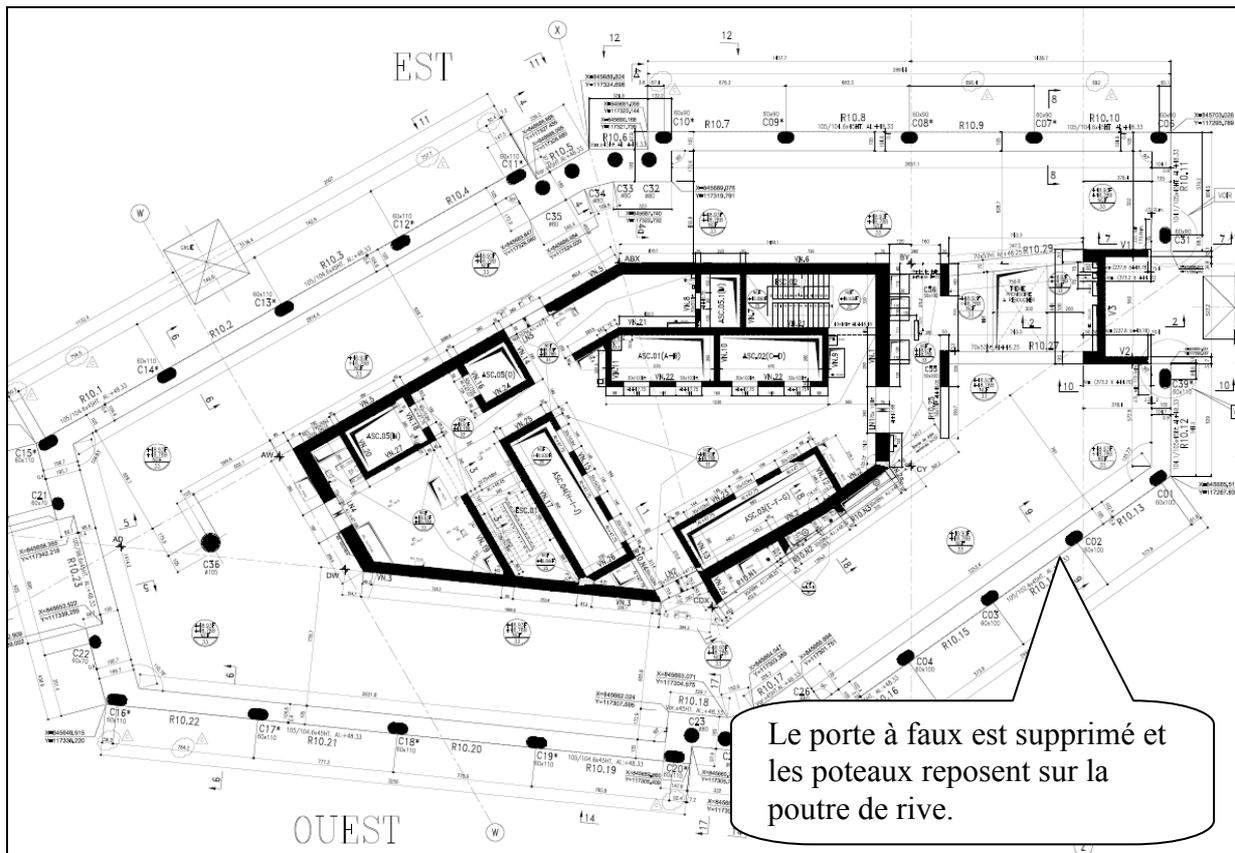


Figure 27 - Proposition de liaison des poteaux de façade par GTM

3.5.3. Ligne porteuse additionnelle :

Pour la conception du plancher périphérique, il a été nécessaire de mettre en place une ligne porteuse additionnelle au droit de la partie Sud du noyau, qui est symbolisée par deux poteaux. Il s'agit des poteaux C55 de section 50*180 cm et C56 de section 50*200 cm. Leur section diminue peu dans les étages élevés de la tour.

Cette ligne porteuse additionnelle, qui ne figure pas sur les plans de base établis par le cabinet d'ARUP permet de diminuer la portée importante du plancher entre le panoramique et le noyau. La portée passe de à 10,70m initialement à 7,40m après la mise en place des deux poteaux, soit une diminution d'un quart de la portée. Cette modification permet de supprimer une complication dans la mise œuvre du plancher.

Cette mesure permet de réaliser l'ensemble du plancher périphérique en béton armé, alors qu'une dalle d'une grande portée avec de lourdes charges aurait compliquée le dimensionnement. Dans ce cas, plusieurs autres solutions sont envisageables :

- _ dalle béton surdimensionnée et épaissie
- _ dalle en poutre précontraintes (pré-tension⁷),
- _ dalle alvéolaires précontraintes (pré-tension).

Cette modification a eu un impact sur l'aspect architectural du projet. Bien que les deux poteaux aient été rajoutés très tôt dans le projet, il a fallu les intégrer dans l'agencement de l'espace du plateau de bureaux.

3.5.4. Linéarisation du noyau :

Pour l'emploi d'un auto grim pant, il est important de linéariser le noyau d'un étage à l'autre et d'épurer au maximum sa géométrie.

De plus, suite aux mesures conservatoires établies par les bureaux de synthèse de réseaux il a été mis en évidence quelques réservations indispensables à prendre en compte. Certaines réservations doivent passer d'un niveau à l'autre, alors que d'autres doivent sortir ou rentrer du noyau. Il a été chois de passer les réseaux horizontaux principaux, aux mêmes endroits à tous les étages :

- _ derrière la cage d'ascenseur N (zone Nord-Est),
- _ au droit des 4 linteaux de sortie du noyau (dont le ferrailage est très dense).

⁷ Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton, puis ensuite relâchées (différent de la post-tension).

Suivant la proposition initiale faite par ARUP, la géométrie du noyau a été optimisée, car il est important que le noyau ait une forme géométrique semblable à tous les niveaux, avec une simplification des voiles de sorte à ne conserver uniquement l'essentiel à la bonne tenue de la tour. Ceci est indispensable pour la mise en œuvre du système coffrant auto grimpant.

On constate que les adaptations sont diverses. Le but est d'obtenir une forme plus tubulaire, qui va dans les sens de l'utilisation de l'auto grimpant. Ainsi, on remarque les évolutions entre la proposition initiale d'ARUP et la variante proposée par GTM :

- _ le noyau est fermé à la pointe nord et la géométrie des voiles est allégée,
- _ le voile extérieur à une épaisseur constante de 0,60m (au moins jusqu'au niveau R+26),
- _ les voiles intérieurs ont une épaisseur constante de 0,30 m à l'exception de deux voiles de 0,40m d'épaisseur,
- _ la géométrie de la pointe sud du noyau a été allégée en supprimant les retours de voiles,
- _ suppression des poutres P02, par la mise en place de bandes noyées (non réalisés par l'auto grimpant),
- _ une ligne de portée additionnelle a été rajoutée (2 poteaux).

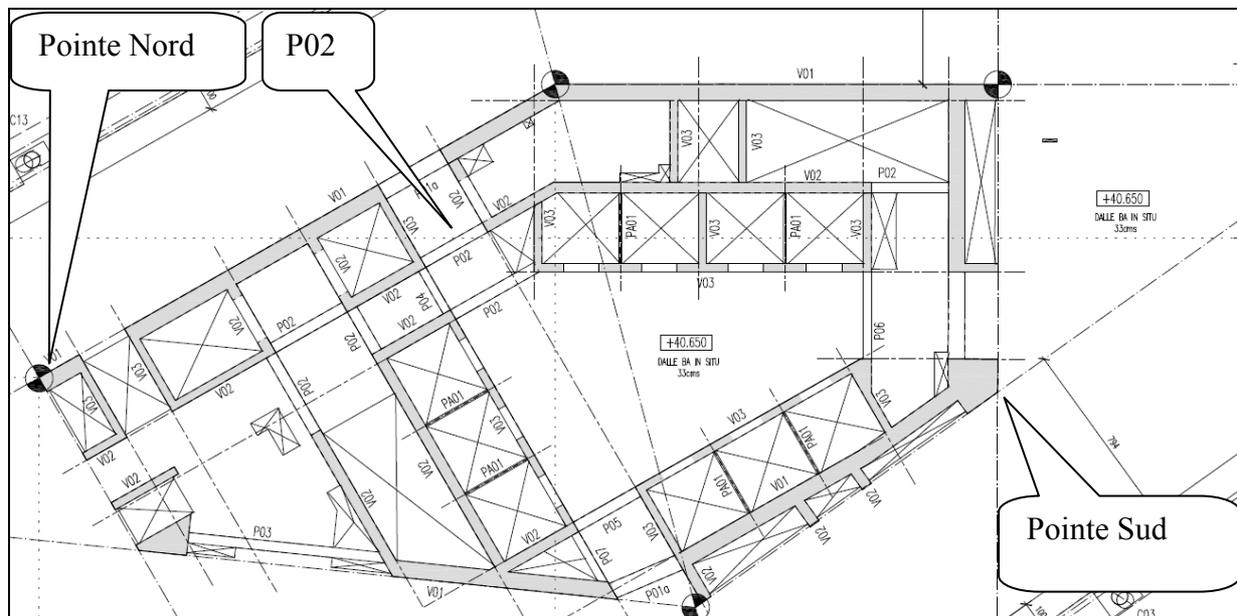


Figure 28 - Proposition de noyau par ARUP

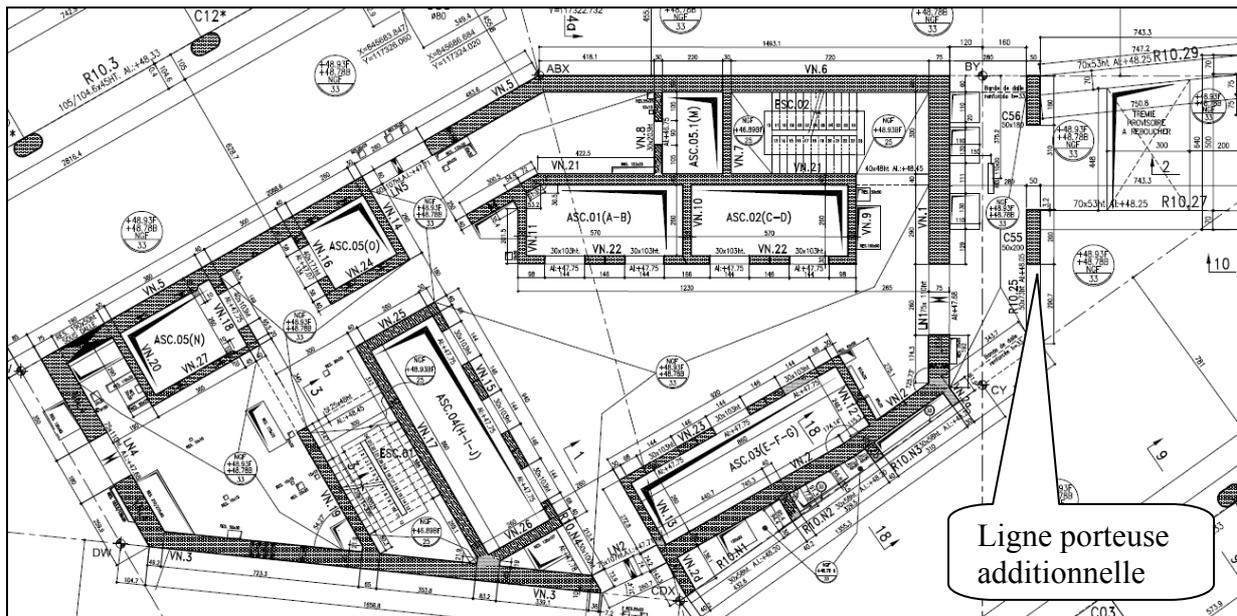


Figure 29 - Proposition de noyau par GTM

Le but de la linéarisation de la structure du noyau, est d'une part de renforcer la structure du noyau et sa raideur, et d'autre part de le rendre techniquement plus facile pour accélérer la production des étages. En effet, la construction d'un noyau plus simple, plus répétitif permet d'adapter l'outil pour une méthode « industrialisé » et répétitive de mise en œuvre, qui est une condition indispensable dans l'utilisation d'un outil grimpeur. Ainsi, il sera aussi possible de minimiser les temps et les coûts de production.

Néanmoins, il est important de noter que l'aménagement n'a pas été modifié, les cages d'ascenseurs et les cages d'escaliers sont restées selon leur emplacement d'origine, et leurs dimensions d'origine. La partie aménagement n'a pas été dénaturée du projet de base.

Cette modification a eu un impact très léger sur l'aspect architectural.

3.5.5. Tableau récapitulatif :

Toutes ces modifications ont été apportées suivant divers intérêts. Parfois il est question de rendre l'ouvrage réalisable d'un point de vue technique, alors que dans d'autres cas, l'objectif est de rendre la réalisation plus rapide et plus simple (pour un gain de temps et d'argent).

Tableau XV - Récapitulatif des modifications apportées à la tour

But de la modification apportée	Modification			
	Fondations du noyau	Poutre de rive - Poteaux de Façade	Ligne porteuse additionnelle	Linéarisation du noyau
Technique de réalisation simplifiée	++	+	+	+++
Dispersion des charges mieux gérées	+++	+++	+	/
Simplification de la structure de l'ouvrage	+++	++	++	++
Conséquence en cas de non modification	Tassements différentiels et perte de temps lors de la réalisation	Poteau mal rattaché à la structure et nœud de liaison complexe	Diminution de la portée pour éviter d'utiliser des techniques du type dalle alvéolaire ou précontrainte	Permet d'utiliser au outil auto-grimpant
Modification de l'aspect architectural du projet initial	/	++	+++	+

3.6. HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT :

Avant de débiter les calculs, il est important de bien définir les hypothèses de calcul qui devront être utilisées pour l'ensemble des calculs de dimensionnement, ainsi que les règlements qui seront appliqués pour la mise en place des notes de calculs..

Pour les règles de dimensionnement, il a été utilisé le BAEL 91, révisé 99 (Béton Armé aux Etats Limites), dont l'utilisation permet le dimensionnement des différents éléments porteurs en béton armé. Pour ces règles, il faut définir les conditions d'enrobage et de fissuration à prendre en compte pour chaque cas.

Dans l'étude de la tour, la proximité avec la mer oblige à prendre en compte, pour les parties d'ouvrages exposés ou immergés, les enrobages suivant : 5cm pour les poteaux et 4 cm pour les dalles.

Pour la suite du dimensionnement, il faut définir le mode de calcul le plus approprié pour chaque élément d'ouvrage. Les poteaux de façade sont calculés en flexion déviée, alors que les poteaux intérieurs sont généralement calculés en compression simple (compression supposée centrée). Les poutres sont calculées en flexion simple ou flexion composée et les dalles sont calculées en flexion simple.

Pour les études du séisme, il a été utilisé les règles PS92 (règles Parasismiques établies en 1992). Ces règles viennent en complément des règles de dimensionnement de l'ouvrage. La situation géographique définit la tour en zone sismique 1a.

Pour les études du vent, il a été utilisé l'étude spécifique réalisée par le CSTB, dont les hypothèses sont fondées sur des données fournies par Météo France avec un retour d'expérience d'un vent de 50 ans.

Pour l'action de la neige il a été utilisé les règles N84 (Neige 84).

Pour les quelques ouvrages métalliques, comme la passerelle vitrée qui sépare la tour du bâtiment Annexe, il a été utilisé les règles CM66 (constructions métalliques).

Pour les essais de sol, il a été pris en compte les essais de rapports de sol réalisés par GTM, en complément des essais réalisés et mis à disposition par ARUP.

Dans les prises en compte par le bureau d'étude, au delà des hypothèses fixées par GTM et la maîtrise d'œuvre, il est important de préciser que les modifications majeures apportées au projet ont été incluses dès le départ. Ainsi, la linéarisation du noyau, la ligne porteuse additionnelle, l'adaptation de la poutre de rive avec les poteaux de façade et la

nouvelle géométrie des fondations (radier général sous le noyau), ont été intégrées dès la début du dimensionnement de la tour.

En ce qui concerne la stabilité au feu, il a été demandé pour tous les éléments verticaux et horizontaux :

- _ SF=3 heures pour les infrastructures
- _ SF=2 heures pour la superstructure.

Ces degrés de stabilité sont assurés par la structure elle-même, et par les enrobages mis en œuvre. Pour les locaux dont la tenue au feu devra être plus importante, il est nécessaire de rapporter un isolant, une fois le gros œuvre réalisé (panneaux isolants ou flocage).

4. ETUDES DE DIMENSIONNEMENT :

4.1. PLANIFICATION DES TRAVAUX :

Afin de réaliser un tel projet, il a été nécessaire de lister tous les points d'études importants à envisager, et de planifier le temps nécessaire et disponible pour les mener à bien. Ainsi un planning d'étude de travaux a été réalisé où apparaissent depuis l'obtention de l'ordre de service :

- _ les études de modélisation de la structure (choix des représentations et des types de liaisons entre chaque éléments porteurs de la tour),
- _ les études des efforts à prendre en compte (notamment vent, séisme et charges d'exploitation),
- _ les études de sollicitations engendrés (résultant des modélisations),
- _ les pré-études de dimensionnement de la structure porteuse (résultant de la modélisation et des efforts appliqués),
- _ les pré-études de réalisation (premier jet de modélisation avant ajustement de la première structure envisagée par ARUP),
- _ modifications et optimisations de la structure,
- _ les études détaillées de réalisation (issues de modifications à apporter pour satisfaire aux exigences structurelles définies par GTM),
- _ les études de besoins en réservations de la part des corps d'états (avec la pré-synthèse de passage des réseaux y compris intégration aux plans de gros œuvre et réajustement éventuel du dimensionnement).

Le fait de lister les points suivants, permet de cibler les tâches à effectuer, et de situer à la fois pour le client et la maîtrise d'œuvre, l'avancement des études de faisabilité, et de mettre à plat les différentes étapes indispensables à l'étude du projet.

Ceci permet de réaliser un calendrier décisionnel qui est fourni au client, ce qui lui permet d'organiser sa prise de décision suivants les éléments dont nous avons besoin pour dimensionner l'ouvrage. La prise de décisions et la validation, du client, permet de passer d'une étape de conception à une autre.

Au cours de ces études, il est indispensable que la maîtrise d'œuvre valide tous les principes constructifs envisagés lors du dimensionnement, ainsi que toutes les modifications à apporter à la structure, pour la rendre réalisable.

Pour la validation des documents diffusés (plan d'exécution, notes de calculs, ...), un délai de 2 semaines est laissé à la maîtrise d'œuvre pour donner un avis, sans quoi tacitement le plan est validé. Ce délai conditionne la cadence d'émission de plans pour ne pas retarder les dates de réalisation envisagées.

Les multiples modifications de projets, ont rendu nécessaires des modifications de plans de gros œuvre jusqu'au sommet de la tour, notamment pour les étages présidentiels où les plans ont été validés juste avant le coulage. Ces validations au dernier moment ont faits l'objet d'un bras de fer sans relâche de la part de GTM, pour ne travailler qu'avec des plans officiellement validés à la fois par le client et l'architecte.

4.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE - REPARTITION DES CHARGES :

Il s'agit de décrire les principes de la modélisation principale, qui est celle de la superstructure de la tour. La structure est modélisée à partir du logiciel ROBOT MilléniumV19, qui accepte un nombre théoriquement illimité de nœuds et d'éléments. Dans un premier temps, la géométrie est directement issue de la série des plans DCE de la première version, établie par ARUP. Les contours sont assemblés dans l'espace, permettant ainsi une modélisation précise de la géométrie. Ensuite, la structure est peu à peu adaptée suivant les contraintes rencontrées, et les modifications structurelles à apporter.

Il n'y a pas d'étage courant. Les planchers et les poteaux sont différents du RdC jusqu'au sommet. Il n'a pas été possible de faire un étage et de le « copier-coller » sur toute la hauteur, mais il a été nécessaire de saisir un à un les différents détails de chaque étages pour se rapprocher au plus près du bâtiment réalisé par les architectes.

En ce qui concerne le maillage, les panneaux sont maillés en éléments finis, suivant la méthode de DELAUNAY. Les éléments sont des triangles ou des quadrangles dont le côté à une taille maximale de 1,50m, pour les calculs statiques et dynamiques. Ceci permet de voir

les réactions de la structure sur une maille relativement petite (compte tenu de la grande taille du projet).

Les poteaux sont modélisés en éléments barres, les voiles du noyau et les voiles de l'ascenseur panoramique sont modélisés en panneaux puis maillés (limité à des mailles de 1,50m), les éléments intérieurs du noyau sont modélisés en éléments barres (façades ascenseurs, trumeaux et linteaux), les poutres de façades et intérieures sont modélisées en éléments barres, les dalles sont décrites comme des panneaux et ensuite décomposées en éléments finis, enfin la ligne porteuse additionnelle est introduite comme une barre.

NB: En ce qui concerne les poteaux, le logiciel ne supporte pas les sections oblongues, ainsi les poteaux à sections oblongues sont introduits comme des rectangles. Cette modification n'a entraîné qu'une variation négligeable des résultats.

Le modèle a été décomposé suivant une numérotation logique afin de nommer chaque élément de structure sur n'importe quel étage, permettant d'identifier précisément le moindre élément structural de la tour lors des analyses. Par exemple le poteau noté **331020** est le poteau C20 au 33^{ème} étage.

Au stade de première modélisation, le choix de béton n'était pas figé suivant les conditions et les impératifs de production, ainsi il a été choisi des bétons du type C60 (classe normalisée C60/75) pour les poteaux (certains en B80 pour les 3 premiers niveaux) et C45 (classe normalisée C45/55) pour les autres éléments de la structure. Mais lors de l'avancement des études, ces critères ont un peu évolués pour un choix final de C60 auto-plaçant pour les poteaux, excepté le noyau qui est aussi passé en C60, et C45 pour les autres éléments de la structure.

En ce qui concerne les appuis, la ligne porteuse additionnelle, les trumeaux, baies palières, voiles du noyau et voile de l'ascenseur panoramique sont sur des encastremets. Tous les autres appuis, ceux des poteaux notamment, sont des articulations.

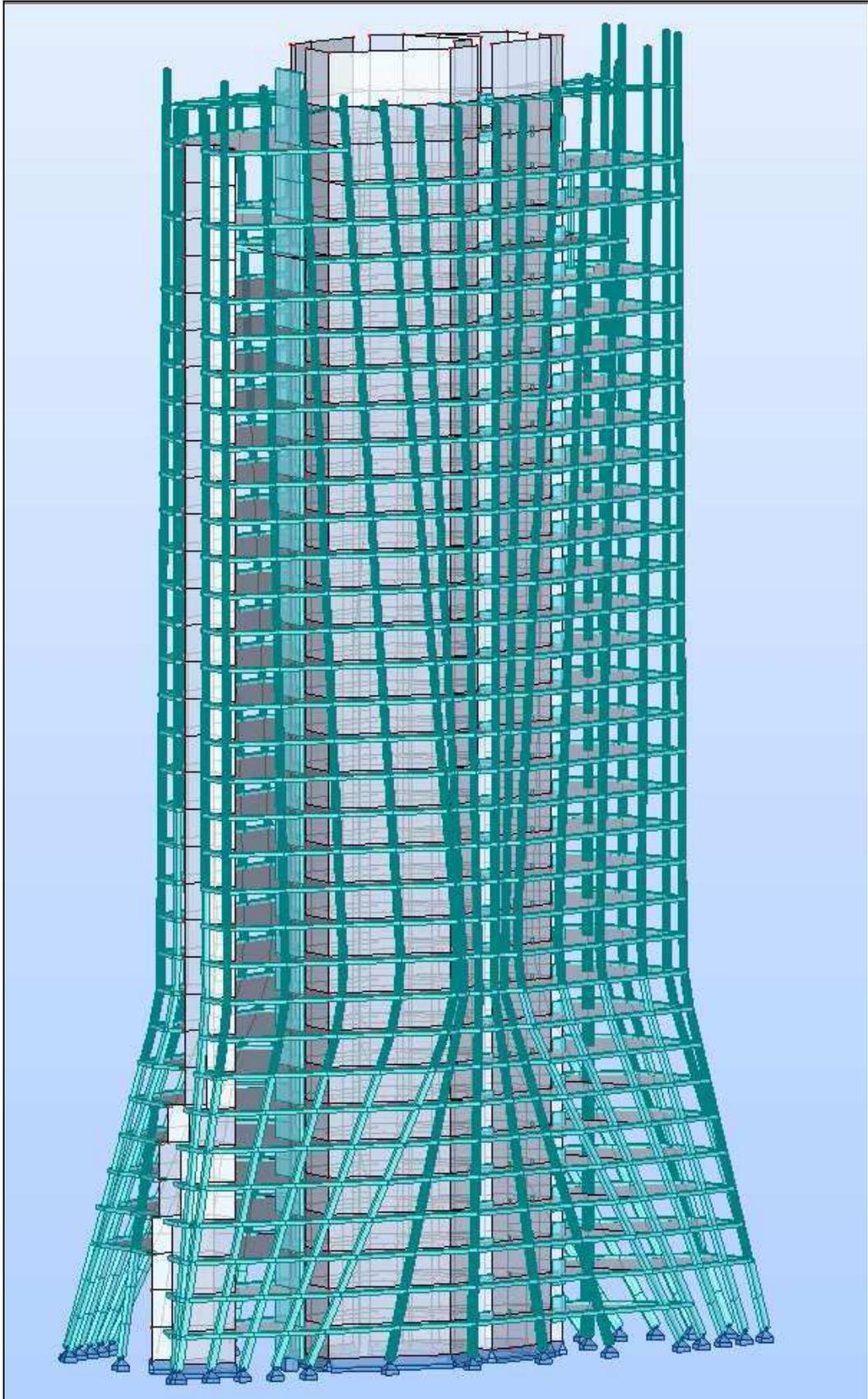


Figure 30 - Vue d'ensemble de la modélisation de la tour

Ainsi on peut voir la décomposition de la structure des poteaux périphériques, dalles périphériques, voiles du noyau et voiles de l'ascenseur panoramique. En pied de la tour, on peut voir les liaisons avec le sol (encastremets et articulations).

La modélisation ci-dessus tient compte des modifications de la structure apportées par GTM lors de l'analyse de la tour. Les modifications apportées ont permis de rendre réalisable le projet par rapport à la structure proposée initialement par ARUP.

Les modifications majeures apportées sont :

- _ l'ajout d'une ligne porteuse additionnelle
- _ la linéarisation de la structure du noyau
- _ la mise en place de la poutre de rive.

Ensuite les charges sont appliquées à la structure. Le poids propre est généré automatiquement, lors de la saisie de la structure de la tour, avec les dimensions des divers éléments.

Les charges permanentes additionnelles (G') sont saisies suivant la description des prestations et les données recueillies (ex : façade vitrée 6,1 kN/ml sur la périphérie de la tour, le revêtement de sol, les réseaux, les habillages architecturaux ...).

Les charges d'exploitation sont définies suivant le cahier des charges et la destination finale des locaux à chaque étage (ex : locaux archives, bureaux, circulations, ...).

Les actions du vent sont aussi introduites lors de la modélisation (dans un premier temps il a été utilisé les données recueillies par le bureau d'étude britannique BMT, puis une correction a été effectuée avec les éléments fournies par l'étude du CSTB présentée ci-dessus).

Enfin sont intégrées les données relatives à l'action d'un séisme sur la tour.

4.3. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE :

4.3.1. Modélisation des fondations :

Les fondations sont composées d'un radier général qui assure la descente de charges du noyau, de parois moulées périphériques qui assurent l'assise des poteaux périphériques de la superstructure (au travers la poutre de couronnement) et de barrettes qui assurent l'assise des poteaux de l'infrastructure.

Lors de la modélisation des fondations, plusieurs paramètres sont à fixer. Pour la suite des calculs, nous considérerons que :

- _ les poteaux des infrastructures, les voiles des ascenseurs panoramiques et les voiles de l'escalier 7 reposent sur des barrettes,
- _ chaque panneau de paroi moulée est modélisé indépendamment comme un élément coque posés les uns à côté des autres pour former le périmètre de l'emprise des infrastructures de la tour (le tracé des parois moulées n'a pas été varié de la proposition initiale d'ARUP),
- _ les parois moulées sont ceinturées au niveau du RdC par une lierne périphérique (aussi appelé poutre de couronnement),
- _ adaptation des fondations du noyau en radier (plate forme stable dont l'emprise est celle du noyau) à la place des multiples barrettes proposées initialement par ARUP.

4.3.1.1. Prise en compte du substratum :

Le noyau de la tour s'appuie sur un radier général de 2,30m d'épaisseur moyenne (épaisseur variable selon le Nord ou le Sud). Ce radier permet l'appui superficiel de la tour sur le substratum sain et compact.

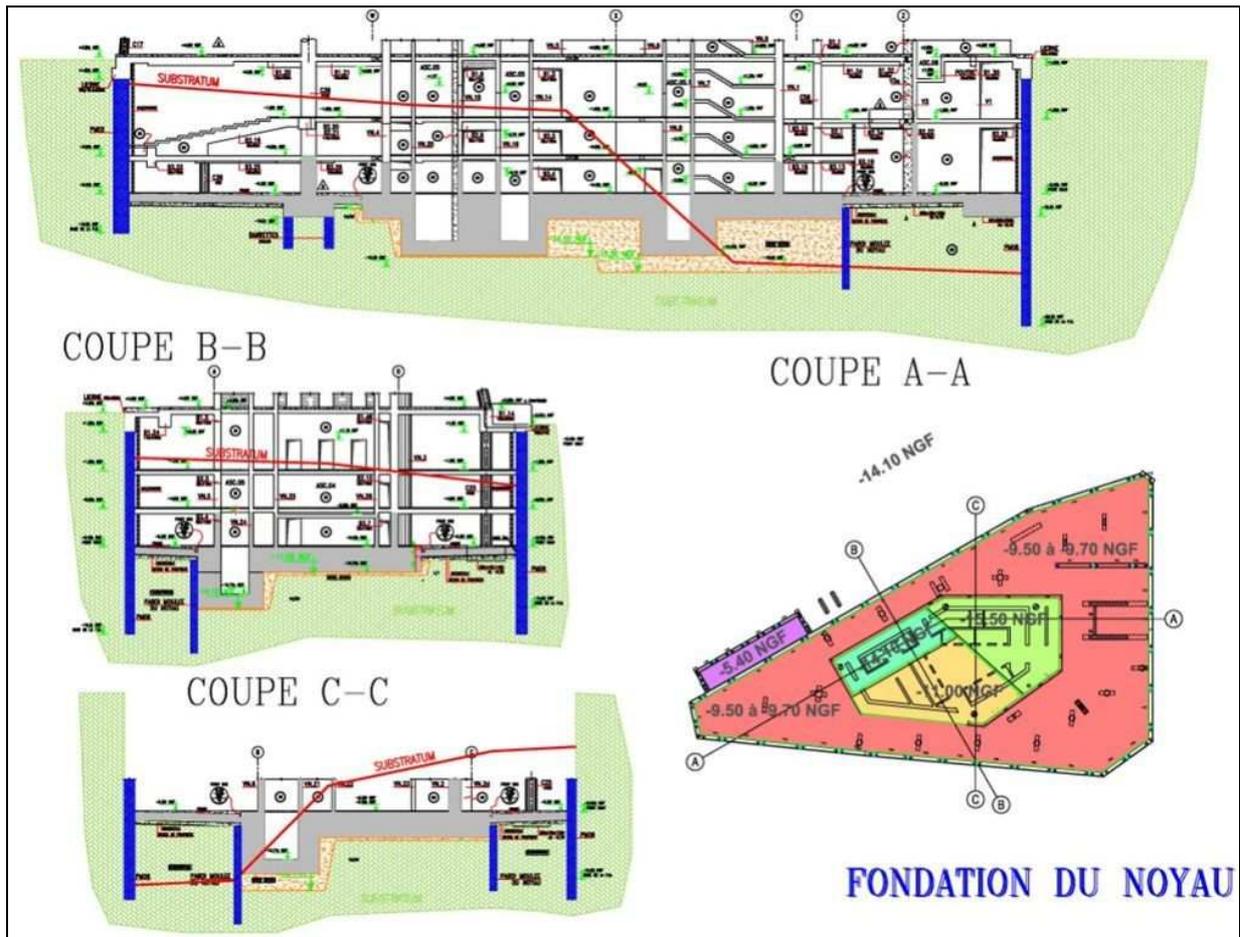


Figure 31 - Coupes sur les fondations de la tour

On se rend bien compte de la coupe du substratum, sur lequel repose l'ensemble du projet (notée en rouge sur les coupes ci-dessus).

Sur la coupe AA on voit le tracé du substratum du Nord au Sud (gauche à droite).

Sur la coupe BB on voit le tracé du substratum d'Est en Ouest (gauche à droite).

Sur la coupe CC on voit le tracé du substratum d'Est en Ouest (gauche à droite).

4.3.1.2. Dimensionnement du radier :

En ce qui concerne les contraintes maximales appliquées au radier, elles ont été évaluées suivant les différents cas de charges (ELS, ELU et ELA). Nous visualisons ci-dessous les contraintes sur le substratum, pour le cas de charge le plus défavorable (celui des ELU). Les valeurs sont exprimées en MPa.

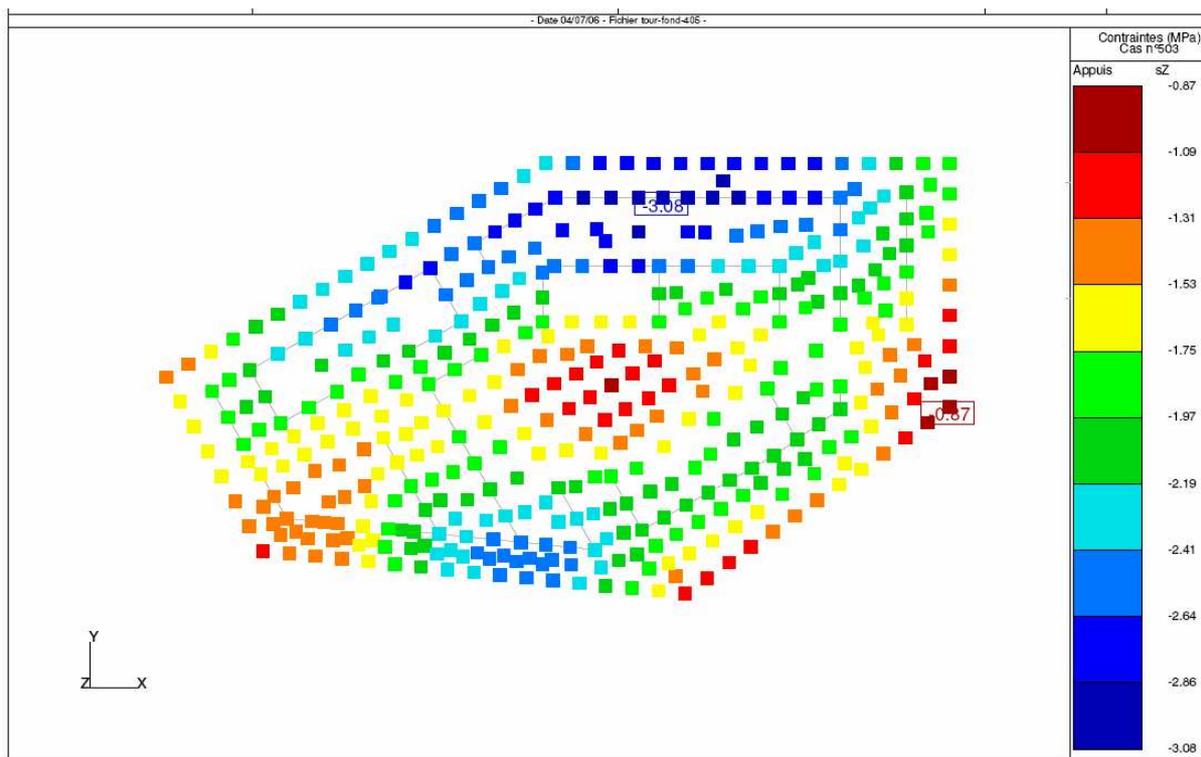


Figure 32 - Contraintes dans le radier

Sur ce schéma on se rend compte de la contrainte maxi s'élève à 3,08 MPa et elle s'applique dans la région Est du noyau. On peut s'apercevoir aussi que les régions sud ouest (0,87MPa) et nord ouest (environ 1,40MPa) ne sont pas autant sollicitées, avec tout de même un pic Ouest d'environ 2,50 MPa situé entre les 2 zones les moins sollicitées du radier.

Tableau XVI - Contraintes de pointes suivant les cas de charges

CAS de Charge	Contrainte Mini MPa	Contrainte Maxi (MPa)
G+Q	0,55	1,77
ELS	0,2	2,22
ELU	0	3,08
ELA	0	2,89

Pour la mise en place des notes de calculs du radier, les hypothèses de calculs sont les suivantes (les calculs sont réalisés au BAEL 91 modifié 99) :

Béton C45/55 soit $f_{c_{28}} = 45$ MPa

Acier : $F_e E = 500$ MPa

Enrobage des aciers : $e=5$ cm

La structure doit être stable au feu 2 heures

Les contraintes de référence ELS du sol sont fournies par le rapport de sol

$$q_{ELS} = 3,2 \text{ MPa}$$

Les sections d'aciers seront calculées à l'ELU par les méthodes courantes de semelles fictives, c'est-à-dire que chaque élément de semelle utile sera calculé de façon isolée, et que le tout sera compris dans l'enveloppe globale du radier.

Les calculs montrent qu'ils n'y a pas d'inversion de courbure du radier dans la partie intérieure. Les aciers correspondront donc au ferrailage minimal de non fragilité augmenté des aciers nécessaires à l'équilibre des pressions localisées. Soit :

$$\rho \geq 0,23 * \frac{f_{ij}}{f_e}$$

Lors de la note de calcul, les armatures inférieures sont calculées par la méthode des bielles. Ainsi on a pour les armatures (avec un minimum de condition de non fragilité à respecter, Q_u étant la charge verticale appliquée à la fondation) :

$$A_{\text{inf}} = \frac{Q_u * (A - a)}{f_e * 6,96 * d}$$

Et pour la section de la semelle :

$$A_{\text{sectsemelle}} = \max \left(\frac{Q_u}{1,45 * \sigma_{sol}} ; \frac{2 * d}{\tan 55 + a} \right)$$

Les armatures de surfaces se calculent de façon courante en équilibrant 4% de l'effort de compression à la surface de contact.

Exemple de calcul de la semelle fictive sous le voile VN01' (voile sud ouest du noyau) :

$$\sigma_{sol} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$Q_u = 17328 \text{ kN/ml}$$

$$d = \frac{A - a}{4} = \frac{3,73 - 0,70}{4} = 0,75 \text{ m}$$

Dimension mini de la semelle : $A_{sectsemelle} = \max\left(\frac{Q_u}{1,45 * \sigma_{sol}}; \frac{2 * d}{\tan 55 + a}\right)$

$$A_{sectsemelle} = \max\left(\frac{17328}{1,45 * 3,2}; \frac{2 * 0,75}{\tan 55 + 0,7}\right)$$

$$A_{sectsemelle} = 3,83 \text{ m}$$

Calcul de la section d'aciers : $A_{inf} = \frac{Q_u * (A - a)}{f_e * 6,96 * d}$

$$A_{inf} = \frac{17328}{500} * \frac{(3,73 - 0,70)}{6,96 * 2,20}$$

$$A_{inf} = 69,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature localisée de surface : $A_{surface} = Q_u * 4\% * \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$A_{surface} = 17328 * 0,04 * \frac{1,15}{500}$$

$$A_{surface} = 15,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

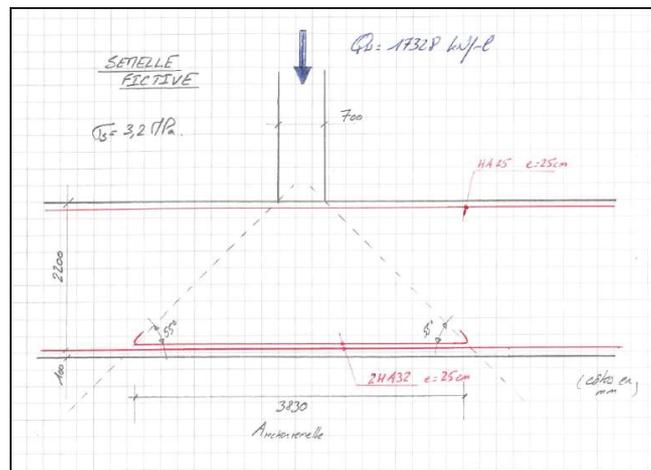


Figure 33 - Modélisation d'une semelle fictive

Ainsi on obtient pour chaque élément porteur du noyau, la section d'aciers à mettre en place, ce qui permet de réaliser un schéma de ferrailage lorsque l'on combine tous les résultats de toutes les semelles fictives obtenus.

Ensuite, il ne reste qu'à dimensionner les attentes à mettre en place pour assurer la liaison avec les voiles du noyau du B3. Dans le cas du VN01', la liaison est assurée par :

4HA32 avec $e=25\text{cm}$

Il ne faut pas oublier que le voile mesure 0,70 m de large ce qui explique la possibilité de mettre en place les 4 lits d'armatures HA32, tout en conservant à la fois des enrobages de 5cm et un espacement correct entre chaque armatures (presque 16 cm entre chaque nus d'armatures, d'un lit à l'autre).

Enfin une vérification des calculs a été faite suivant une cartographie de ferrailage du radier sur logiciel, afin de vérifier les sections d'aciers calculées avec la méthode des semelles fictives. Il a fallu modéliser le radier aux éléments finis (plaque d'épaisseur constante sur appuis élastiques et module de réaction de sol constant sur toute la surface du radier). Les 4 résultats ont été analysés et comparés (ferrailage principal haut et bas et le ferrailage perpendiculaire haut et bas). Les résultats ont montrés que l'analyse par semelles fictives est en conformité avec les résultats de la méthode aux éléments finis et qu'il n'y a pas de renforts particuliers à mettre en place.

Ainsi nous pouvons mettre en place les plans de ferrailage du radier.

4.3.1.3. Dimensionnement des parois moulées :

Nous étudions dans ce chapitre, tous les efforts verticaux appliqués sur les fondations des ouvrages suivants: poteaux périphériques, poteaux intérieurs et ascenseur panoramique. Les calculs sont menés aux ELS, ELU et ELA (séisme). Les efforts verticaux en pied de paroi moulée pour chaque panneau, ont été déterminés à l'aide du logiciel de modélisation de la structure.

A titre d'information, le panneau le plus chargé par les poteaux périphériques, donne les résultats suivants :

_ ELS MINI	2647 tonnes
_ ELS MAX	3290 tonnes
_ ELU MINI	2599 tonnes

_ ELU MAX	4417 tonnes
_ ELA MINI	2447 tonnes
_ ELA MAX	3901 tonnes

Les efforts verticaux en pied des parois de l'ascenseur panoramique ont les valeurs suivantes (le panneau le plus chargé des 2 est le panneau Est) :

_ ELS MINI	2605 tonnes
_ ELS MAX	4478 tonnes
_ ELU MINI	2260 tonnes
_ ELU MAX	6124 tonnes
_ ELA MINI	2533 tonnes
_ ELA MAX	5441 tonnes

Les efforts verticaux en pied des poteaux intérieur ont chacun des résultats qui leurs sont propres. Le poteau le plus chargé du projet qui est le poteau C36 (poteau intérieur de la pointe nord) :

_ ELS MINI	2570 tonnes
_ ELS MAX	3412 tonnes
_ ELU MINI	2533 tonnes
_ ELU MAX	4566 tonnes
_ ELA MINI	2639 tonnes
_ ELA MAX	3828 tonnes

Parallèlement à ceci, il a été calculé les efforts apportés par les planchers intermédiaires sur la paroi périphérique (hauts du B3, du B2et du B1). On considère seulement les appuis du plancher sur la paroi, qui sont modélisés par des éléments de poutres en rotation avec une origine côté paroi. Ces appuis ne fonctionnent qu'en butée (plancher contre paroi), il n'y a donc en théorie pas de traction du plancher sur la paroi.

Il a aussi été mené une étude spécifique en ce qui concerne la paroi moulée perpendiculaire de la zone Sud de la tour, qui reprend les poteaux Sud-ouest de la superstructure. On se rend compte, dans l'exploitation des résultats de la modélisation que les efforts dans cette paroi entièrement comprimée, ne sont pas lissés sur la hauteur de la paroi, avec une zone de sollicitation très élevée en partie haute de la paroi que l'on peut confondre

avec la poutre de couronnement et une moitié supérieure de la paroi dont les valeurs des sollicitations sont mitigées.

En ce qui concerne la dalle du plancher haut du B1, l'une des zones les plus sollicitées est celle située au Sud-Est de la tour (zone nommée par les architectes le Car Port qui est l'entrée de la tour). Les sollicitations sont de l'ordre de grandeur :

Charges permanentes G :	4106 tonnes (effort vertical et non total)
	4366 tonnes en effort total (résultante)
Charges d'exploitation Q :	861 tonnes (effort vertical et non total)
	918 tonnes en effort total (résultante)
Charges dues au vent W :	1028 tonnes (effort vertical et non total)
	1097 tonnes en effort total (résultante)
Charges dues au séisme :	1793 tonnes (effort vertical et non total)
	1914 tonnes en effort total (résultante)

NB : L'effort total est la valeur de la résultante tenant compte des efforts engendrés par le reste de la structure et notamment l'inclinaison du poteau (effort normal). Il est important de ne pas les confondre, car le passage d'une valeur à l'autre montre parfois un écart relativement important.

NB : Pour le séisme, l'orientation selon l'axe Est-Ouest donne les valeurs les plus importantes.

L'importance de telles valeurs est dû à l'inclinaison des poteaux au droit de cette zone. Une autre zone très sollicitée est celle du Nord Ouest de la tour où les poteaux ont à cet endroit aussi une forte inclinaison, ce qui engendre de grandes sollicitations en tête de la paroi moulée.

En ce qui concerne l'étude de la butée sur la paroi périphérique, les contraintes de butée sont étudiées suivant les axes X et Y (avec l'axe X suivant l'orientation Nord-Sud et l'axe Y suivant l'axe Est-Ouest). Lorsque les différents cas de charges sont étudiés c'est-à-dire aux ELS, ELU et ELA, les résultats montrent que, les butées sont très faibles :

- _ suivant l'axe X, ces valeurs sont de l'ordre de 0,2 MPa
 - aux ELS, 0,3 MPa aux ELU et 0,4 MPa aux ELA donc acceptables,
- _ suivant l'axe Y, ces valeurs sont de l'ordre de 0,5 MPa
 - aux ELS, 0,7 MPa aux ELU et 0,8 MPa aux ELA donc acceptables.

L'étude des efforts dans la paroi est menée suivant les cas de charges aux ELS, ELU et ELA. Cette étude nous permet de nous rendre compte qu'il y a peu de diffusions de charges des poteaux dans la paroi et que l'effet de la poutre de couronnement n'est que ponctuel. Ci-dessous on peut voir le diagramme des déplacements de la paroi sous le cas de charges aux ELS :

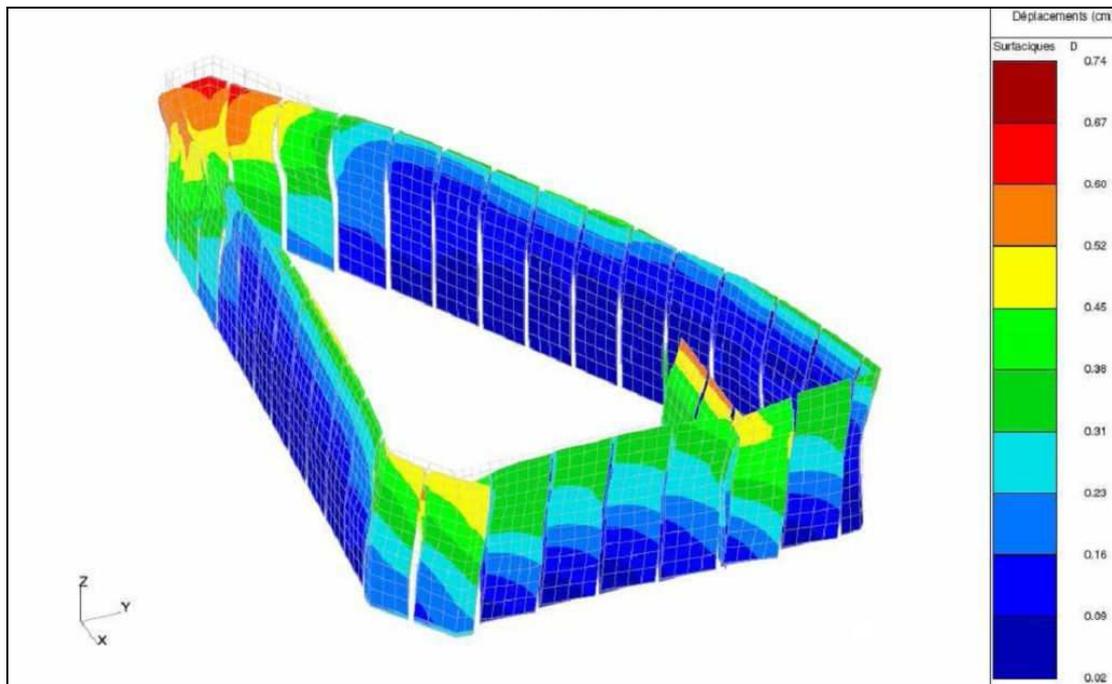


Figure 34 - Déplacement des parois moulées

Ainsi on peut voir un déplacement maxi de la paroi (suivant ce cas de charges) de 7,4 mm dans la zone Nord de la tour. Cette déformation est due à la forte inclinaison des poteaux. Il en est de même pour la zone Sud et Sud-Ouest (*Car Port*).

A travers ces résultats on voit bien les ordres de grandeur de charges auxquelles devront résister les parois verticales supportant le bâtiment. Ainsi à partir de ces informations, il nous est permis de dimensionner les panneaux de parois moulées.

4.3.1.4. Dimensionnement de la lierne :

Les calculs ont été menés suivant les règles BAEL 91 modifiées 99 et conformément à la PS 92 (normes sismiques). Le béton considéré et utilisé est du B45/55.

En ce qui concerne la modélisation, pour déterminer les efforts agissant sur la lierne, le plancher a été décomposé suivant la méthode des éléments finis et les poutres (tronçons de la lierne) en éléments barres. Les poteaux ont aussi été modélisés (avec l'inclinaison qui leur est propre), en éléments barres avec leurs réactions agissant sur la lierne.

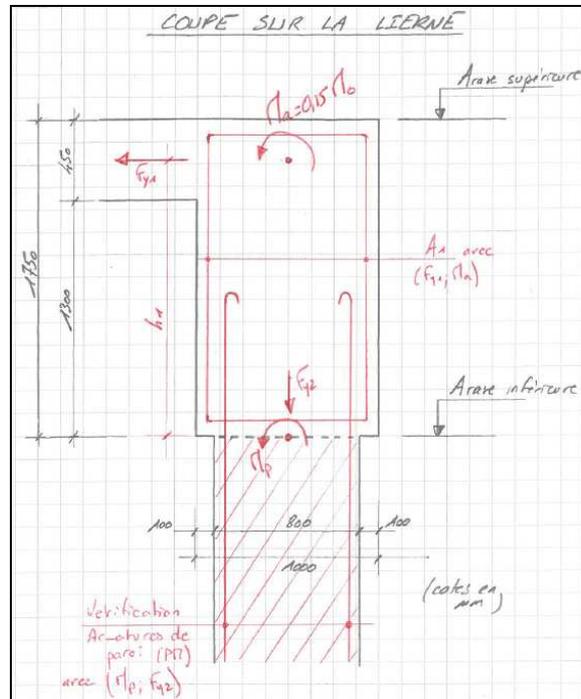


Figure 35 - Modélisation de la lierne

Le calcul de la lierne se rapporte à un calcul classique d'une poutre en flexion déviée, car dans la plupart des cas, les efforts des poteaux (F_x , F_y et F_z) n'étant pas axés sur la lierne, il a fallu mettre en place des aciers de redressement pour l'équilibrer.

On connaît la valeur de M_0 , ainsi on peut avoir :

$$M_a = 0,15 * M_0$$

$$M_p = M_a + F_{y1} * h_1$$

Une étude a aussi été menée sur les efforts horizontaux qu'amènent les poteaux sur la lierne, qui elle-même les répercute, pour une part à la paroi moulée et d'autre part à la dalle du plancher haut du B1. Il est intéressant de quantifier les efforts transmis à la dalle de ceux transmis à la paroi moulée pour déterminer les aciers de liaison à mettre en place entre la paroi moulée, la lierne et le plancher.

4.3.1.5. Note sur les tirants et les butons :

En phase chantier, entre le moment où l'on ôte la terre dans l'emprise des infrastructures lors du terrassement et le moment où les planchers sont réalisés, il faut bloquer les parois moulées contre le renversement (dû à la poussée des terres). Ainsi plusieurs solutions sont envisageables :

- _ on peut mettre en place des butons qui sont des tubes métalliques appuyés de parois à parois sur leur parties verticales pour éviter leur renversement. Le problème est que les butons sont volumineux et encombrants et ne permettent pas le passage des engins ou certaines tâches. De plus, leur dépose est délicate, coûteuse et en interface avec l'avancement des planchers),
- _ on peut mettre en place des tirants pour tenir la paroi moulée. Le problème est que le sous-sol voisin doit être libre de toute construction et que leur mise en place est peu aisée.

Une fois les planchers réalisés, ces derniers, récupérant la poussée des terres sur les parois, il est possible de retirer les butons à l'avancement (et/ou de relâcher les tirants), et ainsi avoir des parois moulées que se tiennent.

Ainsi, pour la tenue de la paroi moulée de la tour, il a été retenu la solution du butonnage pour assurer la tenue des parois moulées durant la tâche de terrassement.

Néanmoins au droit du noyau où il n'a pas été possible de mettre en place des butons il a été indispensable de mettre en place des tirants. La meilleure solution a donc été de combiner les 2 procédés ci-dessus afin de mettre en place des butons dans les zones libres, et des tirants dans les zones devant laisser la place au noyau et au système constructif de réalisation (l'outil grim pant). En effet les voiles du noyau et le système auto-grim pant doivent progresser sur plusieurs niveaux bien avant la mise en œuvre du premier plancher. Ainsi 2 lits de tirants ont été positionnés dans les niveaux B3 et B1 des infrastructures.

La liaison des butons à la paroi est faite par le biais d'une cornière qui donne l'angle au bouton. Ces cornières sont réalisées en acier, puis remplies par du mortier sans retrait en C60 (entre la cornière et la paroi moulée). Les butons sont éprouvés pour reprendre des efforts de l'ordre de 300 tonnes en compression.

4.3.2. Dimensionnement du Noyau :

4.3.2.1. Hypothèses de calculs :

Les hypothèses de calculs du noyau sont les suivantes :

- Béton : C60/75 soit $f_{c28} = 60$ MPa
- Acier : Fe E500
- Stabilité au feu : SF=3 heures pour les infrastructures
SF=2 heures pour la superstructure
- Zone sismique 1a
- Classe du bâtiment C
- Coefficient de comportement =2

4.3.2.2. Principes constructifs retenus :

Parmi les principes constructifs à respecter, quelques règles incontournables sont à définir avant tout dimensionnement. Les sujets à traiter sont l'enrobage des aciers, les recouvrements des barres, les conditions de ferrailage minimums, le dimensionnement des attentes des verticaux et horizontaux en interface et le principe de ferrailage des panneaux.

En ce qui concerne les dimensions retenus pour les enrobages (distance du nu de l'armature à la paroi la plus proche), elles sont conformes au BAEL. Les voiles du projet ne sont pas exposés aux intempéries donc les restrictions à ce sujet sont relativement peu contraignantes, mais les règles feu le sont davantage, donc ce sont ces dernières qui seront dimensionnantes. Les enrobages « e » retenus seront au minimums de :

- _ infrastructure SF=3heures donc e=4cm mini
- _ superstructure SF=2heures donc e=3cm mini

Concernant le recouvrement des aciers, les règles parasismiques majorent les recouvrements de 30% dans les zones courantes et de 50% dans les zones critiques. Les zones critiques sont définies comme étant à la base des murs (sur une hauteur d'étage), et à chaque changement de section de voiles. Ainsi, on doit considérer comme zones critiques les étages RdC (base des murs) et R+26 (changement de l'épaisseur des voiles).

Pour ordre de grandeur, dans les zones critiques, pour des aciers type HA40, avec un béton C60, les longueurs de recouvrement peuvent atteindre 1300mm, ce qui permet de se rendre compte de attentes à laisser au droit des voiles d'un étage à l'autre (ce qui peut poser des problèmes de faisabilité avec l'utilisation de l'outil coffrant).

Concernant le ferrailage minimum, on doit d'une part suivre les règles parasismiques, d'autre part les règles des voiles de contreventement. Ainsi, il est demandé un ferrailage minimum pour les aciers verticaux et pour les aciers transversaux plus dense que dans les simples règles de dimensionnement.

Enfin, il ne faut pas oublier la mise en place des attentes pour les planchers et les poutres au droit de chaque étages. En effet, les horizontaux (poutres et planchers) sont réalisés plusieurs semaines après le coulage des voiles pour un même étage donné. Dans un cas général, des attentes HA 12 de 700mm de long sont prévues en 2 lits sur le pourtour intérieur et extérieur du noyau pour les planchers et des coupleurs de HA 14 au droit des poutres.

En ce qui concerne le maillage des aciers, il est prévu 2 à 4 nappes d'aciers selon les zones. Un espacement mini devra être respecté entre les nappes (20 cm pour les extrémités des voiles et 25 cm pour les zones courantes).

4.3.2.3. Ancrage des grues :

Le noyau ne doit pas seulement assurer sa tenue mais aussi celle des grues, pendant la durée des travaux de gros œuvre. Tous les efforts apportés par la grue sont retransmis au noyau. Le noyau doit reprendre les efforts engendrés par les ancrages de grues. Les ancrages des grues doivent être suffisamment dimensionnés suivant les efforts à reprendre venant de la grue elle-même.

En ce qui concerne la grue G1 les efforts maxi sont au R+27 :

- _ sur la barre N°4, on a 711 kN en compression et 604 kN en traction,
- _ les barres N°3 et N°5 sont moins sollicitées. De l'ordre 200kN à 450kN au R+27. Les mêmes barres sont un peu moins sollicitées sur les ancrages des niveaux inférieurs.

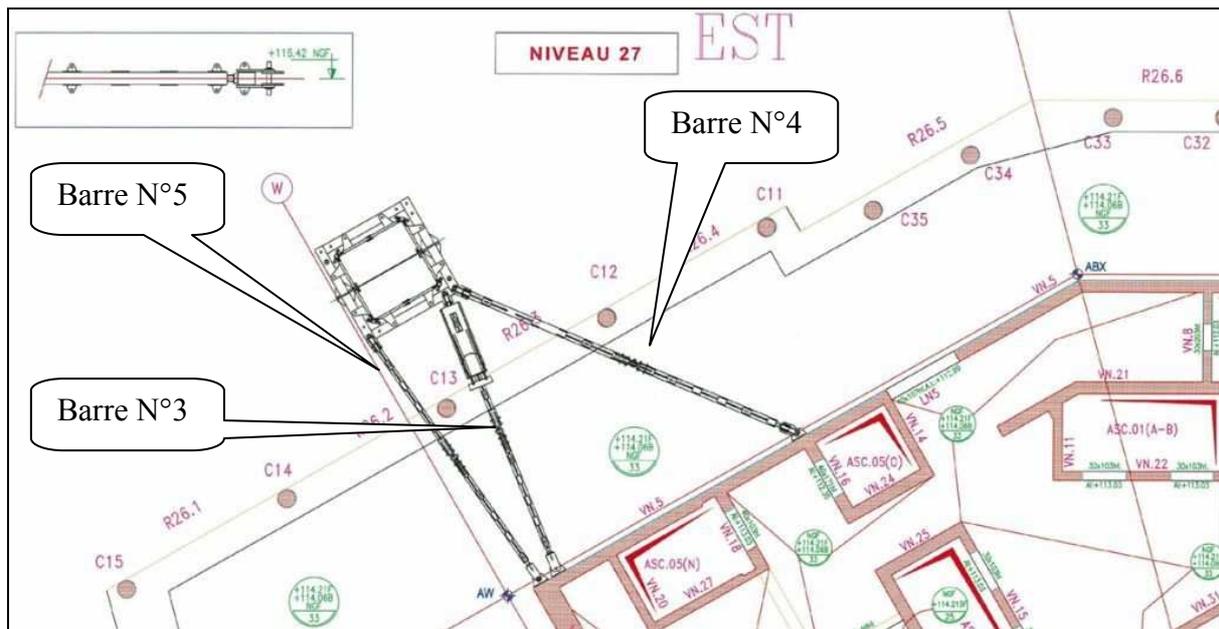


Figure 36 - Haubanage de la grue G1

En ce qui concerne la grue G2 les efforts maxi sont au R+21 :

- _ appui A 125kN au cisaillement et 1016kN en traction
- _ appui B 434kN au cisaillement et 627kN en traction

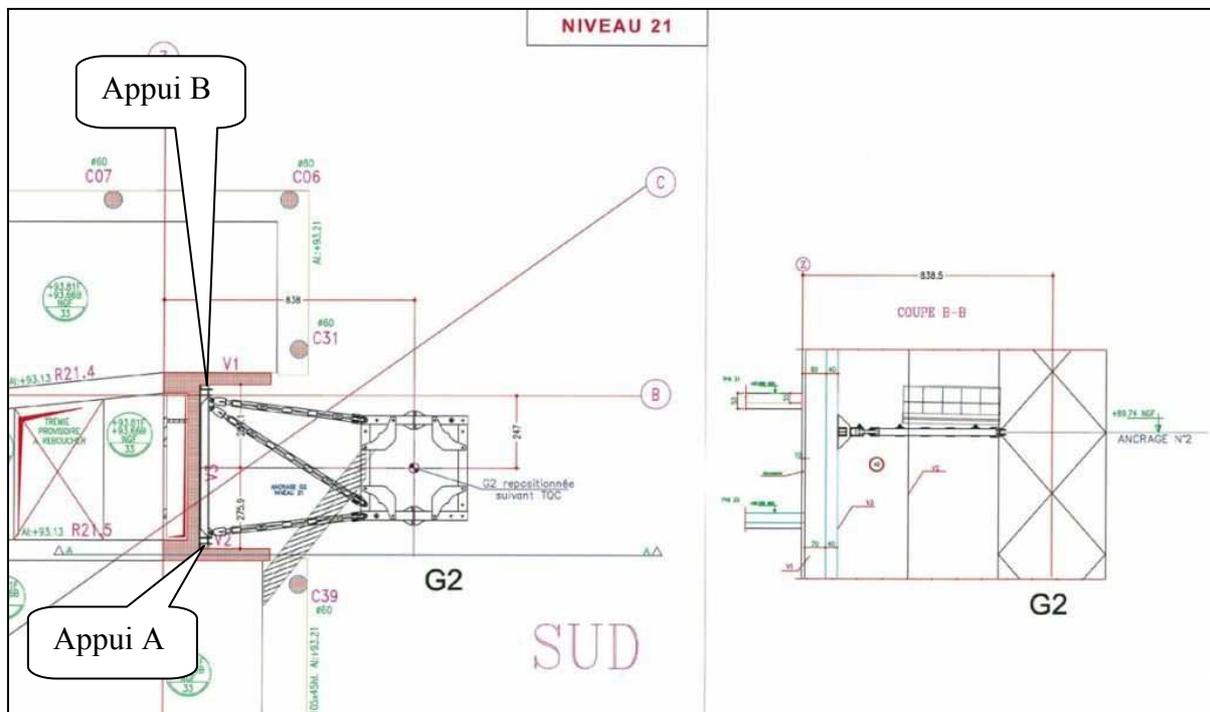


Figure 37 - Haubanage de la grue G2

Les efforts à reprendre ont été communiqués par l'entreprise POTAIN, qui a mis en place les 2 grues et réalisé les hissages successifs. Dans les calculs les valeurs données sont des efforts hors services (qui sont les plus défavorables).

Sur l'illustration ci-dessous, l'ancrage de la grue G1 a été fait aux étages R+12 et R+19, alors que la grue G2 a été ancrée aux étages R+06 et R+13. Un dernier ancrage des grues, G1 et G2, sera fait, respectivement aux R+27 et R+21, une fois que l'avancement aura davantage progressé.

Il a ainsi été déterminé des ancrages différents pour la grue G1 (ancrage par cônes) et la grue G2 (ancrages par tiges), respectivement identiques à tous les niveaux.



Figure 38 - Visualisation des grues G1 et G2

La grue G1 est posée sur une fondation qui lui est consacrée, à l'extérieur du bâtiment contre la façade Est. La fondation est dimensionnée suivant les méthodes classiques, avec un effort de 2200kN pour chaque pied de grue. Les efforts sont obtenus à partir de modélisations sur logiciel. La fondation est posée sur des barrettes, afin de reposer sur le bon sol. Il est donc important de vérifier entre les attentes des barrettes et la fondation de la grue, la torsion engendrée sur un plan horizontal.

La grue G2 repose au B3 de la tour, et est directement ancrée dans une fondation qui repose sur le substratum. La méthode de dimensionnement et les vérifications à mener sont les mêmes.

4.3.3. Poteaux :

4.3.3.1. Règles de base :

En ce qui concerne le dimensionnement des poteaux, pour des raisons esthétiques, les architectes ont demandé que des poteaux soient de même section sur certains étages, même si la descente de charges permet une section inférieure. C'est la raison pour laquelle un poteau moins chargé aura la même section que le poteau voisin qui lui est plus chargé.

De nombreux échanges entre les architectes et le bureau d'étude de GTM ont eu lieu en ce qui concerne le dimensionnement, et surtout la section finale des poteaux suivant les étages et les aménagements. Ainsi, la part architecturale du projet a dû d'une part s'adapter face aux contraintes de dimensionnement de GTM, mais GTM a dû aussi adapter ses choix dimensionnels face aux exigences architecturales. Le calcul des poteaux a débuté seulement lorsque le principe de pré-dimensionnement des poteaux a été validé par les architectes.

De nombreux retours ont permis à GTM de définir les besoins en section, et aux architectes de trancher en donnant des sections voisines à certains poteaux. Bien évidemment le calcul de la section d'aciers a dû compenser le manque de béton lorsque les architectes souhaitaient des sections de poteaux inférieures à ce que nous avons demandé (étages R+03 à R+06 par exemple pour les poteaux C01 à C05).

On se rend compte de l'évolution de la section des poteaux aussi bien dans leur nature (rond ou oblong) que dans leurs dimensions. On se rend compte aussi que le dimensionnement réel des poteaux est plus important, que prévu initialement dans le DCE.

Il est important de noter que le dimensionnement des poteaux est extrêmement sensible et que le changement brutal d'une section à une autre change catégoriquement la capacité résistante des poteaux (si on rentre dans le détail, on peut aussi dire que la descente de charges est aussi modifiée suivant l'ampleur de la modification).

Tableau XVII – Résultats obtenus pour la famille de poteaux C01 à C05

Etage	DCE (proposition ARUP)			Dimensionnement demandé			Modification validée		
	oblong		rond	oblong		rond	oblong		rond
	largeur	longueur	diamètre	largeur	longueur	diamètre	largeur	longueur	diamètre
RdC	600	1100		600	1300		650	1200	
R+01	600	1100		600	1300		650	1200	
R+02	600	1100		600	1300		650	1200	
R+03	600	850		600	1300		600	1200	
R+04	600	850		600	1300		600	1200	
R+05	600	850		600	1300		600	1100	
R+06	600	850		600	1300		600	1100	
R+07	600	850		600	1000		600	1000	
R+08	600	850		600	1000		600	1000	
R+09	600	850		600	1000		600	1000	
R+10	600	850		600	1000		600	1000	
R+11	600	850		600	1000		600	1000	
R+12	600	700		600	900		600	900	
R+13	600	700		600	900		600	900	
R+14			600	600	900		600	900	
R+15			600	600	900		600	900	
R+16			600	600	700		600	800	
R+17			600	600	700		600	800	
R+18			550	600	700		600	700	
R+19			550	600	700		600	700	
R+20			550			600			600
R+21			550			600			600
R+22			500			600			600
R+23			500			600			600
R+24			500			600			600
R+25			500			600			600
R+26			500			600			600
R+27			500			600			600
R+28			500			600			600
R+29			500			600			600
R+30			500			600			600
R+31			500			600			600
R+32			500			600			600
R+33			500			600			600

4.3.3.2. Hypothèses de calculs :

Les hypothèses de calculs des poteaux sont les suivantes :

Béton :	C60/75	soit $f_{c28} = 60$ MPa
Acier :	Fe E500	
Stabilité au feu :	SF=3 heures pour les infrastructures	
	SF=2 heures pour la superstructure	
Enrobage mini :	e=5cm	

Les calculs ont été menés suivant le BAEL 91 modifié 99.

Les poteaux sont supposés rectilignes sur toute la hauteur de la tour. Il est bien évident que l'esprit de linéarité, dans la mise en œuvre des poteaux, est le plus grand objectif à atteindre (ce qui impose des méthodes de travail très précises).

Dans un premier temps il a été considéré pour le béton, l'utilisation de B80 sur les 3 premiers niveaux puis du B60 sur le reste de la tour, mais il n'a pas été possible de réaliser le béton B80 souhaité, ainsi les notes de calculs sont passées avec du B60 pour tous les poteaux de la superstructure.

Les notes de calculs ont pris en compte l'effet de la variation linéaire de la température de +/- 10°C rapidement variable, de l'air ambiant dans lequel évoluera le poteau dans le temps, ce qui impactera directement sur ses capacités à avoir une dilatation rapide. Ces valeurs ont été initialement prise égale à +/- 7°C, puis corrigée suite à une remarque du bureau de contrôle.

Il a été considéré que plus de 50% des charges sont appliquées après 90 jours.

L'ambiance dans laquelle évoluent les poteaux est considérée comme agressive, ainsi les poteaux sont calculés en fissuration préjudiciable et la tenue au feu demandée des poteaux est de 2h. Ainsi l'enrobage sera pris égal à 5cm pour tous les poteaux de façade.

Les dispositions sismiques ont été prises en compte dans le dimensionnement de tous les poteaux.

4.3.3.3. Note de calcul :

Les calculs ont été effectués par approximation successives, en modifiant à chaque fois le modèle de calcul. Il a été nécessaire de tester les 48 combinaisons ELU. Les combinaisons ELA (état limite accidentel) ne sont pas prépondérantes pour le dimensionnement.

Pour chaque groupe de poteaux (ex poteaux C01 à C05), et par groupe de niveaux (ex R+03 à R+06), les sollicitations enveloppes sont affichées, et les poteaux sont calculés pour tous les cas combinés (effort normal, moment dans les 2 directions le tout en mini et maxi). Ce qui permet de donner un tableau comme celui représenté précédemment.

Les poteaux sont donc supposés rectilignes. Les poteaux inclinés sont redressés et calculés en flexion déviée pour se ramener à un cas de calcul « courant » tout en conservant la longueur du poteau incliné. La longueur de flambement est prise égale à :

$$U(\leq 1) * \text{longueur oblique du poteau.}$$

La longueur oblique est prise entre les feuillet moyens des étages successifs pour les poteaux du R+01 au R+33. Pour les poteaux du RdC, la longueur oblique est prise depuis le pied du poteau au dessus du premier plancher.

Les poteaux oblongs seront assimilés à des poteaux rectangulaires de sections équivalentes (car le logiciel n'admet pas de sections oblongues).

Pour la suite des calculs les poteaux sont calculés suivant la méthode habituelle de dimensionnement des poteaux soumis à une flexion déviée (effort normal et moments de flexion suivant 2 axes X et Y).

Si on prend la note de calcul du poteau C05 au R+03 on obtient :

La dimension du poteau est celle qui a été validée par les architectes : 600*1200 mm, mais on a si on considère la section rectangulaire, on a : 600*1070 mm.

Longueur du poteau sous dalle est de 4,140 m et la longueur d'élanement retenue est 4,470 m, car il ne faut pas oublier que la longueur considérée est celle du poteau incliné. Dans le sens Y, le poteau est peu élané donc l'élanement n'est pas pris en compte ($\lambda = 14,47$),

par contre dans le sens Z, l'élanement est pris en compte car plus important ($\lambda = 25,81$). Les 2 directions, Y et Z, sont supposées sans possibilité de translation.

Parmi tous, le cas de charges le plus défavorable est le suivant :

Effort normal :	$N = 17\,290$ kN
Moment Y :	$M_y = 925$ kN.m
Moment Z :	$M_z = -1022$ kN.m

Les valeurs des cas de charges sont issues des résultats de la modélisation de la tour.

Les excentricités prises en compte sont les suivantes :

<u>Sur Y :</u>	$e_0 = -5,9$ cm
<u>Sur Z :</u>	$e_0 = -5,4$ cm

Le calcul du ferrailage donne la section suivante : $A = 64,20$ cm²

Les déformations de la structure engendrées sont :

Pour le béton :	$\varepsilon_b = -3,50$ ‰
Pour l'acier :	$\varepsilon_s = 0,00$ ‰

Cela veut dire que l'acier est comprimé et on a donc une contrainte de compression dans l'acier de l'ordre de : $\sigma_s' = -435$ MPa.

On obtient le ferrailage suivant :

Ferrailage longitudinal :	16 HA 25	$l=4,420$ m
Ferrailage transversal :	cadres HA 10 espacés de 28 cm sur toute la hauteur du poteau	

Une vérification des résultats est effectuée en flexion composée suivant l'Eurocode 2 aux ELU.

Ainsi, le même calcul peut être reporté sur tous les poteaux pour déterminer tous le ferrailage de tous les poteaux.

En ce qui concerne les poteaux de la famille C01 à C05 du RdC qui sont en triple hauteur, les calculs ont donnés des élanements très importants. On obtient le ferrailage longitudinal suivant : 14 HA 32 donc $A = 112,56$ cm²

Attention, le risque est de définir un maillage de barres beaucoup trop dense et qu'il ne permette pas forcément la mise en œuvre.

Ci-dessous l'illustration de la mise en place du ferrailage sur un plancher. Il est impossible d'y passer la main pour traverser et atteindre le fond de coffrage, ce qui pourrait fortement contraindre la mise en œuvre sur chantier le jour de la réalisation.



Figure 39 - Ferrailage de plancher

On voit bien sur cette photo la densité du maillage du ferrailage, entre la dalle et un poteau. Lors de l'élaboration des notes de calculs, il faut veiller à ne pas rendre le ferrailage des nœuds trop complexes, en utilisant parfois des diamètres de barres supérieurs plutôt que de multiplier les barres de petits ou moyens diamètres.

4.3.3.4. Variation de la température :

Initialement, notamment pour les poteaux situés dans la double peau, il a été supposée une variation de température de $\pm 7^{\circ}\text{C}$ dont la moitié rapidement variable. Une note du bureau de contrôle a demandé à ce que cette valeur soit ramenée à $\pm 10^{\circ}\text{C}$, suivant l'effet que pourrait produire la façade. Cette variation de température augmente la valeur de l'effort normal appliqué au poteau, donc a tendance à comprimer davantage les poteaux concernés.

On constate que les efforts dus à la seule température sont sensiblement proportionnels à la variation, mais que ces variations sont relativement faibles et ne modifient que très peu le

dimensionnement du ferrailage (<3%). Les dimensions des poteaux ne sont donc pas modifiées.

Il est tout de même intéressant de noter, qu'une variation si minime de quelques paramètres peuvent engendrer de réels problèmes de dimensionnement si ces paramètres sont soit, mal évalués, soit négligés ou oubliés. Pour certains poteaux, l'effort normal dû à la température, à additionner au résultat de la descente de charges peut atteindre jusqu'à 950 kN.

4.3.4. Poutre de rive :

4.3.4.1. Hypothèses de calculs :

Les hypothèses de calculs de la poutre de rive sont les suivantes :

Béton : C45/55 soit $f_{c28} = 45$ MPa

Acier : Fe E500

Stabilité au feu : SF=2 heures

Zone sismique 1a

Enrobage mini : e=5cm

Fissuration peu nuisible

4.3.4.2. Dimensionnement :

Les sollicitations appliquées aux poutres de façade sont issues de la modélisation 3D effectuée sur logiciel, suivant les règles BAEL 91 modifié 99. Cela permet de connaître les contraintes auxquelles sont soumises ces poutres, pour toutes les combinaisons d'actions envisagées. Il est retenu un principe de ferrailage semblable à toutes les poutres pour faciliter la mise en œuvre.

Le calcul est mené comme une poutre soumise à une simple flexion simple, avec une section d'aciers tendus et une section d'aciers comprimés. Ensuite, les vérifications habituelles sont effectuées (effort tranchant, flèches maxi admissibles, ...).

Suivant ces calculs, le dimensionnement de la section d'aciers est défini et les sections des poutres sont vérifiées.

Une étude particulière a été menée en ce qui concerne les poutres de façade au droit de la zone de striction Est et Ouest du pHR+8 au pHR+13.

4.3.4.3. Justification des talonnettes :

Au cours du dimensionnement, il a été nécessaire de vérifier la compatibilité entre la poutre de rive réalisée en C45 ($f_{c28} = 45$ MPa) et les poteaux de façades réalisés en C60 ($f_{c28} = 60$ MPa).

Dans le phasage, il a été retenu la réalisation de la talonnette du poteau durant le bétonnage de la poutre de rive. Ainsi il a fallu vérifier si cela n'est pas préjudiciable à la bonne tenue de l'ensemble, avec frettage et sans frettage.

La méthode de calcul est celle du dimensionnement des poteaux.

A titre d'exemple, la talonnette du poteau C17 au R+03, est ferrillée en 12HA32 dans sa hauteur de 12cm pour pouvoir être justifié, suite à un changement de la nature du béton (béton C45 au lieu de béton C60).

Les vérifications ont confirmées qu'il est possible de réaliser les talonnettes des poteaux en C45, en respectant les conditions de ferrailage.

4.3.4.4. Cas particulier des zones de transfert :

Au droit de la poutre de rive, il y a des zones de transfert de charges entre les poteaux de la simple peau et de la double, et entre les poteaux de façade et les voiles du panoramique.

Ces zones de transferts de charges sont dues à la grande proximité de ces poteaux entre eux et à la géométrie de l'ensemble qui tend à ne pas très bien transmettre les charges verticalement. Les charges ont plutôt tendance à se diffuser d'un poteau à un poteau voisin.

En ce qui concerne les étages R+8 à R+21, lors de la modélisation de calcul, il a fallu désactiver les parties de poutres de rive (modélisées par des éléments barres sur le logiciel de modélisation) qui relie les poteaux extrêmes de la partie double peau, aux poteaux extrêmes de la partie simple peau.

En effet, il a été constaté un transfert des charges par la poutre de rive entre les poteaux : C20-C23 ; C05-C26 ; C10-C32 et C11-C35.

Suite à la suppression de cette partie de poutre de rive, on obtient un accroissement des efforts tranchants dans les poutres voisines et un cisaillement dans les planchers, dû à la coupure de la linéarité de l'ensemble. La partie de poutre de rive au droit des poteaux de la simple peau (C23 à C26 et C32 à C35), a été renforcée par un accroissement de sa largeur

(effort tranchant) et des parties du plancher perpendiculaires ont été renforcées aussi (cisaillement).

Cette mesure est plus pénalisante et va donc dans le sens de la sécurité.

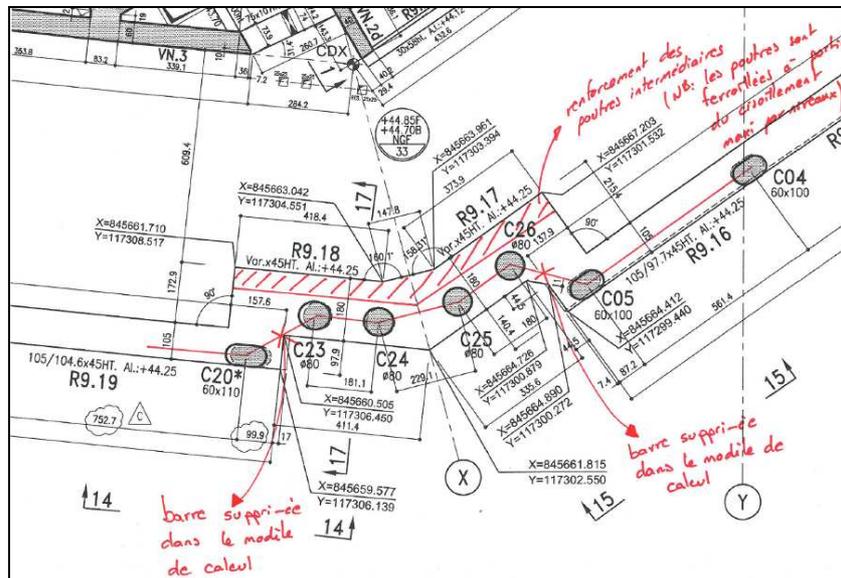


Figure 40 - Zone de transfert Est et Ouest

Ensuite on constate aussi ce phénomène au droit des poteaux C31 et C39 où les efforts ont tendance à se dissiper entre ces poteaux et les voiles du panoramique. Ainsi, il a été mis en place une rupture (joint de 2cm) au droit de la poutre de rive de chaque poteau, pour éviter le transfert des charges et créer un fractionnement.

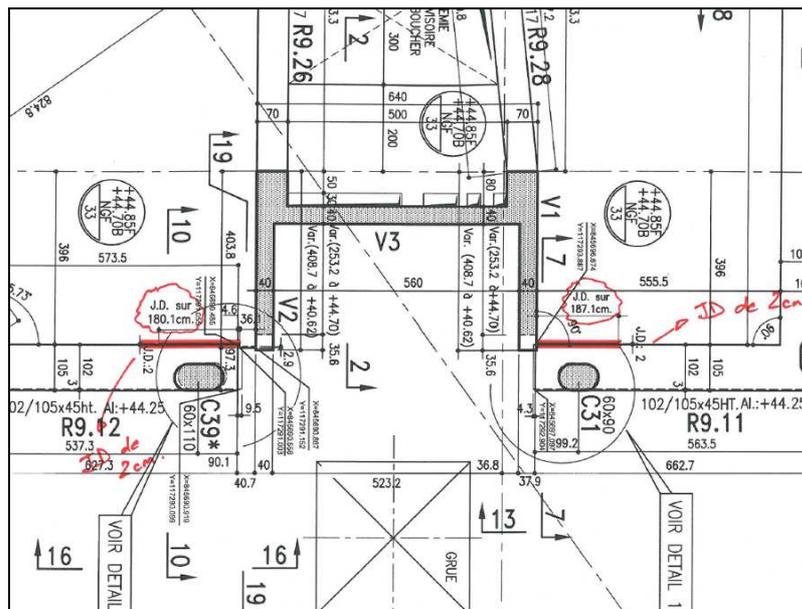


Figure 41 - Zone de transfert du panoramique

4.3.5. Planchers :

4.3.5.1. Hypothèses de calculs :

Les hypothèses de calculs des planchers sont les suivantes :

Béton : C30/37 soit $f_{c28} = 30$ MPa

Acier : Fe E500

Stabilité au feu : SF=2 heures

Enrobage mini : e=4cm

Zone sismique 1a

Classe du bâtiment C

Coefficient de comportement =2

4.3.5.2. Principes constructifs :

Bien que les ouvrages ne soient pas soumis aux agressions extérieures et conformément au BAEL, un enrobage de 1cm d'épaisseur est nécessaire et suffisant. Néanmoins pour le respect des règles feu (les aciers verticaux sont nécessaires dans le calcul de la justification au feu), l'enrobage passe de 1 cm à 4cm.

Le recouvrement des aciers est défini en fonction des contraintes du chantier.

En ce qui concerne le ferrailage minimum, la condition de non fragilité impose minimale d'armatures :

$$0,23 f_y * b_0 * d$$

Dans la zone comprimée la section minimale d'armatures est celle qui s'impose pour les poteaux soit :

$$0,2\% < \frac{A_s}{b} < 5\%$$

Les armatures longitudinales de traction (entièrement tendues) doivent avoir une section minimale au moins égale à :

$$A_s = \frac{f_{cj}}{f_e} * b * h$$

Les dispositions constructives de la position des barres pour le maillage et des paquets de barres, sont celles du BAEL, pour assurer un bon espacement des aciers et un bon emploi des armatures.

4.3.5.3. Plancher des étages courants :

Le dimensionnement de la dalle, hors du noyau, suit des hypothèses différentes selon l'étage dans lequel on se situe, même si le principe de dimensionnement ne change pas.

En effet, suivant la hauteur de l'étage et donc suivant l'inclinaison des poteaux de la tour de l'étage, on se rend vite compte que les sollicitations de traction sont différentes selon que si on se place dans les premiers niveaux de la tour, où une grande partie des poteaux sont fortement inclinés, ou dans les étages plus élevés où la majorité des poteaux sont quasiment verticaux.

Les aciers principaux, dans les planchers en superstructure hors du noyau, sont déterminés en combinant la flexion des panneaux de dalles, à la traction, due à l'inclinaison des poteaux de façade. Cette traction est importante sur les premiers niveaux (R+0 à R+10) et diminue fortement dans les étages supérieurs (R+11 à R+33).

Le plancher extérieur du noyau est directement porté par les poteaux de façade, les poteaux intérieurs et les voiles du noyau.

Les aciers principaux des planchers sont définis de la manière suivante :

$$A_{X \text{ inf}} = A_{\text{flexion}_{\text{inf}}} + \frac{A_{\text{traction}}}{2}$$

$$A_{\text{sup appui}} = A_{M_t} + \frac{A_{\text{couture}}}{2}$$

$$A_{X \text{ sup}} = A_{\text{flexion}_{\text{sup}}} + \frac{A_{\text{traction}}}{2}$$

$$A_{Y \text{ inf}} = A_{\text{flexion}_{\text{inf}}} + \frac{A_{\text{traction}}}{2}$$

$$A_{\text{inf appui}} = A_{\text{ancrage}} + \frac{A_{\text{couture}}}{2}$$

$$A_{Y \text{ sup}} = A_{\text{flexion}_{\text{sup}}} + \frac{A_{\text{traction}}}{2}$$

Avec :

$$A_{M_t} = \frac{0,15 * M_0}{0,9 * d * \sigma_s}$$

$$A_{\text{ancrage}} = \frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$$

Les liaisons entre les planchers intérieurs et extérieurs du noyau, suivent des raisonnements classique avec une prise en compte de l'ancrage nécessaire, plus un effort de membrane pour les aciers inférieurs. Le même raisonnement est mené pour les aciers supérieurs sur lequel on rajoute le moment sur appuis de $0,15M_0$.

Les calculs des planchers hors noyau, sont menés comme des calculs de dalles classiques, en fonction du chargement de la dalle et de sa portée (choix d'un l_x et d'un l_y , charges, sollicitations, hypothèses de base, appuis). Les seules variations, lors des notes de calculs, sont les actions rapportées par les éléments externes aux planchers comme l'inclinaison des poteaux (efforts de traction rajoutés).

Une fois dimensionnées les dalles sont soumises aux vérifications habituelles :

- _ flèche maximale admissible,
- _ effort tranchant maximal,
- _ contrainte tangentielle.

Les résultats de calculs sont spécifiques à chaque étages, du bas de la tour jusqu'au pHR+10, ensuite les notes de calculs des planchers des étages supérieurs du pHR+11 au pHR+33 sont répétitives. En effet, à partir du R+11, les chargements de dalles et donc les sollicitations, sont semblables et les portées quasiment identiques, donc les résultats de ferrailages le sont aussi.

Les efforts de membrane dans les planchers, sont principalement dus au séisme, car les planchers travaillent comme des diaphragmes indéformables dans leur plan (à la manière d'une plaque rigide dans un plan horizontal). Il ne faut pas oublier que les efforts des poteaux transitent jusqu'aux voiles du noyau, par l'intermédiaire des planchers.

Dans la plupart des cas le plancher hors du noyau aura une épaisseur de 33cm.

4.3.5.4. Plancher intérieur du noyau :

Le dimensionnement de la dalle du noyau a été effectué sur le logiciel de dimensionnement à partir de calculs aux éléments finis, suivant un maillage avec des éléments de 40 cm.

Les aciers principaux dans les planchers du noyau sont déterminés en combinant la flexion des panneaux de dalles (comme une dalle classique), aux efforts de traction et compression transmis par les voiles du noyau.

Ci-dessous la cartographie des panneaux de ferrailage (en cm^2/ml) de la nappe inférieure du plancher du noyau.

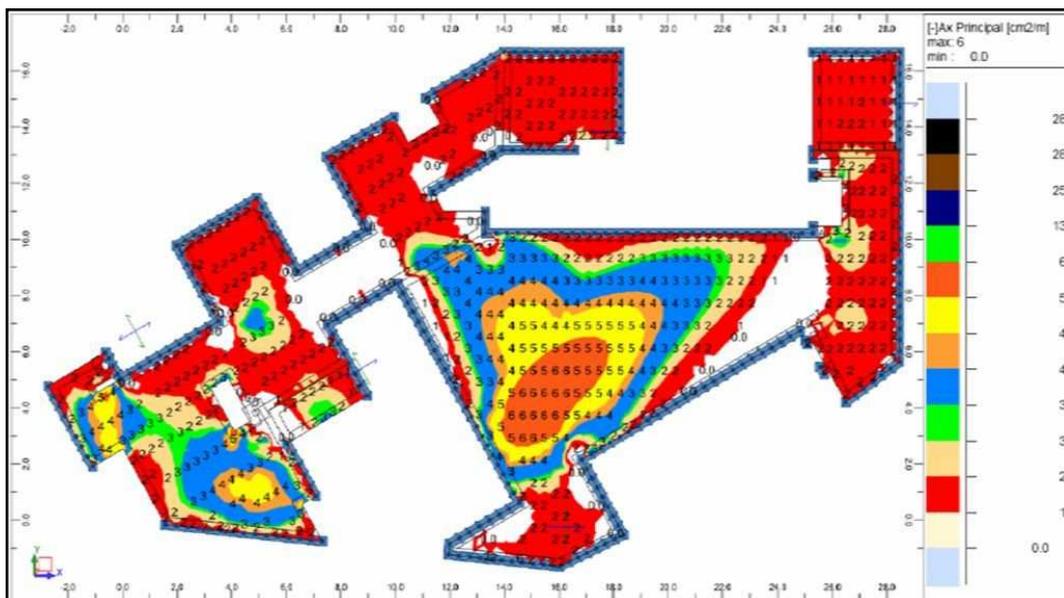


Figure 42 - Contraintes dans la dalle

On constate que les zones du plancher les plus sollicitées sont la zone centrale et la zone Nord. Ces zones sont au droit des plus grandes portées. Les sollicitations maximales aux ELU au droit de ces zones, suivant le sens MYY (c'est-à-dire dans les sens Est-Ouest), sont de l'ordre de 90 kN.m/ml dans la zone centrale et de 52 kN.m/ml dans la zone Nord.

Cette modélisation nous permet aussi de visualiser où se situent les appuis de la dalle du noyau par rapport aux voiles du noyau (appuis supprimés au droit des grandes réservations de passage de gaines techniques et pour les cages d'escaliers).

4.3.5.5. Cas particulier du plancher du RdC :

Le plancher bas du RdC, est le siège d'efforts de traction importants dus essentiellement à la forte inclinaison des poteaux de façades. Il est nécessaire de déterminer ces sollicitations afin de vérifier les efforts de traction dans la dalle. Ces sollicitations sont issues de la modélisation réalisée sur logiciel. Les armatures principales de traction sont déterminées et comparées à celles nécessaires pour équilibrer les sollicitations dues au retrait à long terme. Ensuite, on détermine les sections d'armatures minimales à disposer qui s'ajoutent à celles issues du calcul en flexion simple. Durant ces calculs, les cas de charges décrits précédemment sont conservés (ELU, ELS et ELA).

Le plancher du RdC a une épaisseur variable allant de 85cm pour le *Car port*, 80cm dans la zone Nord, 71 cm pour la zone Est, 33cm pour le plancher du noyau et 45cm pour les autres zones.

L'analyse des efforts montre que les charges de pesanteur sont celles qui fournissent les plus grandes tractions dans la plaque (les combinaisons aux ELU sont donc les plus défavorables). Le dimensionnement est mené en calculant la somme des efforts dans une coupe de la membrane. Les coupes sont orientées suivant le ferrailage à déterminer. Toutes les parties du plancher a fait l'objet de coupes spécifiques, afin de déterminer toutes les zones suivant les sollicitations qui leur sont propres.

On remarque que les efforts sont progressivement transmis au noyau et à la paroi moulée, lorsque l'on oriente notre analyse suivant l'axe Nord-Sud. Les efforts de traction dans la dalle sont relativement importants, néanmoins les contraintes induites sont comparables à celles dues au retrait.

Tableau XVIII - Ordre de grandeur du ferrailage de la dalle du RdC

Zone	Epaisseur de la dalle	Nu en kN/ml	A max (cm ² /ml)
Nord	0,6 à 0,8	1600 à 2200	37 à 50
Noyau	0,45 à 0,71	1200 à 2000	32 à 44
Ouest	0,45 à 0,8	1200 à 2200	28 à 50
Sud	0,45	1200	28

Ces ordres de grandeur prennent en compte, à la fois les effets du à la traction, et ceux du au retrait dans la section où ces valeurs sont les plus importantes.

4.4. FORMULATIONS DES BETONS ET ESSAIS :

En ce qui concerne les bétons, les spécifications sont très diverses selon la destination d'utilisation. Il faut bien avoir en tête les exigences principales d'utilisation, afin de ne pas s'orienter vers la mise en place d'une formulation excessivement complexe.

Pour le noyau, le béton doit être pompable sur 150 mètres de haut en classe C60, et avoir une résistance au jeune âge de 3MPa à 10 heures (après le coulage) et 15 MPa à 24 heures (après le coulage), suite aux impératifs de production.

Pour les poteaux, le béton en classe C60 est mis en œuvre à la benne mais doit permettre un parement exceptionnel pour une classification C5, qui ne permet aucun défaut.

Pour les poutres de rive, le béton doit être pompable sur 150 mètres de haut en classe C45, ayant une résistance au jeune âge de 30MPa à 30 heures (après le coulage) et un aspect de parement soigné.

Pour les planchers il s'agit d'utiliser un béton pompable sur 150 mètres de haut en classe C30.

Il paraît évident que la formulation de béton qui mérite le plus de soins, est celle des poteaux. Il faut noter, que la formulation des poteaux a demandé tellement de soin qu'elle a été affinée tout au long des travaux, afin de satisfaire au mieux les exigences des architectes.

La difficulté de mise en œuvre du béton, notamment celui des poteaux de façade, est d'avoir un béton avec un minimum de bullage, une absence de veines de sables et une absence de fissures dues au retrait ou au tassement.

4.4.1. Formulations du béton des poteaux :

Le béton retenu pour la mise en œuvre des poteaux périphériques de la tour CMA, doit répondre à un cahier des charges très complexes, dont des aspects aussi bien techniques qu'architecturaux rentrent en jeu. Il faut que le béton satisfasse des exigences de parement de classe C5, c'est-à-dire sans aucun élément de finition rapporté, avec un état de surface irréprochable, et un bullage inférieur à 2,5 %.

La couleur du béton a aussi fait l'objet d'études particulières, c'est la raison pour laquelle la centrale à béton doit fournir du béton à base de fumée de silice blanche, pour éclaircir l'aspect fini du béton après coulage. Bien évidemment un tel produit à un coût non négligeable.

Le béton doit pouvoir se mettre en œuvre dans le moule, conçu spécifiquement pour les poteaux, sans bullage, sans ségrégation, sans spectre de coulage et sans variation de teinte.

C'est la raison pour laquelle l'option de couler l'ensemble du poteau en une seule fois, avec une benne à béton suffisamment dimensionnée a été retenue.

Les spécifications détaillées du béton sont les suivantes : faible fluage, maintien de la rhéologie pendant 90 minutes, béton de couleur gris clair, teinte homogène, niveau de bullage

maitrisé, classe de résistance C60/75, auto plaçant, résistance au jeune âge de 20MPa à 30 heures.

Les matériaux utilisés sont du ciment CEM II/A-S 52,5 PM CP2 LAFARGE, de l'usine de la Malle, qui doit respecter la teinte définie par l'architecte et ne pas provoquer une forte demande en eau. Le dosage en ciment est de 430 kg/m³.

Des additions de fumée de silice blanche, grise, de filler calcaire et de filler calcaire ultrafin, ont été essayées. Il a été retenu une addition de fumées de silice blanches, pour des raisons architecturales et de teinte du béton une fois durci. De plus, la fumée de silice présente une résistance à 7 jours et à 28 jours plus importante que la fumée de silice grise, ainsi qu'une plus faible demande en eau. Les dosages en additions sont de l'ordre de 140 kg/m³.

Les granulats ont les granulométries suivantes : sable 0/2 et gravillon 2/16. Les dosages en granulats sont de l'ordre de 930 kg/m³ pour le 0/2, de 340 kg/m³ pour le 2/6,3 et de 360 kg/m³ pour le 6,3/16.

Ensuite plusieurs adjuvants tels que les supers plastifiants et des agents de viscosité ont été rajoutés à la formulation pour lui donner les caractéristiques voulues. Les dosages en adjuvants sont de l'ordre de 8kg/m³.

L'apport en eau est de 179 litres par mètres cubes de béton coulé.

4.5. NOTE SUR LE CONTREVENTEMENT :

Les études de dimensionnement ont permis de déterminer que la tour est contreventée par le noyau dans la mesure où les planchers intérieurs du noyau sont exécutés avec un décalage maximum de 5 niveaux (entre le dernier étage réalisé du noyau et le dernier plancher intérieur réalisé). C'est-à-dire que le noyau seul, aurait pu être bâti sans le reste des ouvrages à partir du moment où cette condition, de réalisation de plancher intérieur au noyau, est satisfaite.

Les voiles du panoramique doivent être contreventés par les planchers périphériques avec un décalage maximum de 4 niveaux (entre le dernier étage réalisé du panoramique et le dernier plancher périphérique réalisé). C'est-à-dire que la mise en œuvre des voiles du panoramique est étroitement liée à l'avancement des planchers périphériques.

Tous ces paramètres sont à connaître, car ils vont avoir des répercussions très importantes lors de la mise en place des méthodes d'exécution des différents éléments constructifs de la tour, et sur les marges de manœuvre possibles.

Il est important d'avoir toutes ces notions de dimensionnement à l'esprit pour savoir s'orienter judicieusement, lors de la mise en place des méthodes. Les cadences à respecter et les contraintes liées aux avancements sur chaque tâche, ainsi que les priorités lors de l'enclenchement des différentes tâches, doivent intégrer toutes ces contraintes.

5. METHODES DE REALISATION :

5.1. GENERALITES :

Tout d'abord, il est indispensable d'analyser l'importance de tous les paramètres qui contribuent à la réalisation du projet. Parmi ces différents éléments qui composent la tour, certains ont eu un rôle principal sur la réalisation globale du projet alors que d'autres n'ont eu qu'un rôle secondaire (c'est-à-dire que le suivi pose moins de problème et les aléas sont moins probables, moins déterminants ou plus facilement gérables).

De plus, certaines tâches ont été réalisées suivant des méthodes de réalisation classiques, alors que d'autres ont bénéficiées d'une méthodologie spécifiquement étudiée pour ce projet.

Tableau XIX - Récapitulatif des différents éléments de réalisation

Eléments de réalisation	Rôle	Méthode de réalisation
Fondations profondes et radier du noyau	Principal	Classique
Noyau	Principal	Spécifique
Panoramique	Principal	Spécifique
Poteaux	Principal	Spécifique
Plancher	Secondaire	Classique
Poutre de rive	Secondaire	Classique
Escalier	Secondaire	Spécifique
Passerelle de travail en encorbellement	Principal	Spécifique
Grues	Principal	Classique
Monte charges	Secondaire	Spécifique
Service topographique	Principal	Spécifique
Service logistique	Secondaire	Classique
Centrale à béton	Principal	Spécifique

Ainsi, dans cette étude seules certaines parties d'ouvrages seront décrites avec plus ou moins de détails sur certains points, afin de bénéficier des points techniques majeurs qui ont

permis la mise en œuvre du projet, et de ne pas s'attarder sur des méthodes de réalisation plus connues.

Ce tableau récapitulatif nous permet de cibler immédiatement les six postes clés (ouvrage à la fois principal et secondaire), qui permettent d'identifier immédiatement le chantier de la Tour CMA CGM, comme un chantier atypique.

5.2. PLAN D'INSTALLATION DE CHANTIER :

Les contraintes de site, liées notamment au manque de place au sol a contraint l'élaboration d'un plan d'installation de chantier très rigoureux. Ce plan doit prendre en compte :

- _ les accès et les cheminements de véhicules et piétons,
- _ les aires de stockage (matériel coffrant, passerelles),
- _ les aires de préfabrication des cages d'armatures,
- _ l'emplacement de la centrale à béton (et les stockages d'agréats correspondants),
- _ l'emprise de la base vie (encadrements, ouvriers et maîtrise d'œuvre),
- _ la position et l'emprise des grues (avec leurs caractéristiques respectives).

Une fois le gros œuvre terminé, ce plan a été remis à jour, pour une organisation en tout corps d'états. Les zones de stockages ont été modifiées, la centrale à béton supprimée et les zones de circulations et accès ont évoluées.

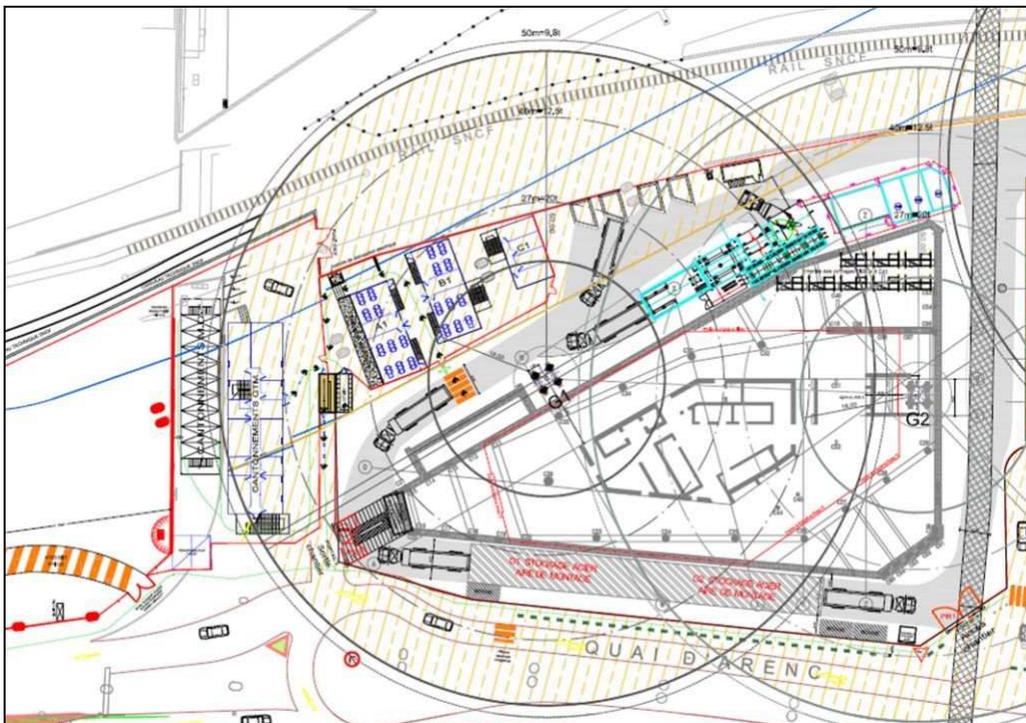


Figure 43 - Plan d'installation de chantier Gros Œuvre

5.3. FONDATIONS ET TERRASSEMENTS :

5.3.1. Description des travaux :

Les fondations de la tour sont des fondations classiques, utilisées couramment sur les chantiers de nos jours. La seule particularité réside dans leurs dimensions peu fréquentes.

Comme décrit auparavant dans les études de dimensionnement, les fondations de la tour se décomposent entre différents éléments. Les parois moulées périphériques, qui reprennent les charges transmises par les poteaux périphériques se trouvent sur toute la périphérie de l'emprise du bâtiment. Les barrettes, soit jumelles soit en croix, reprennent les efforts transmis par les poteaux de l'intérieur de la tour. Le radier général du noyau permet de transmettre les efforts du noyau au substratum. Une paroi complémentaire fondée sous la demi-périphérie Sud du noyau permet un blindage provisoire le temps des terrassements pour substituer les terres de moindres qualités par du béton de remplissage.

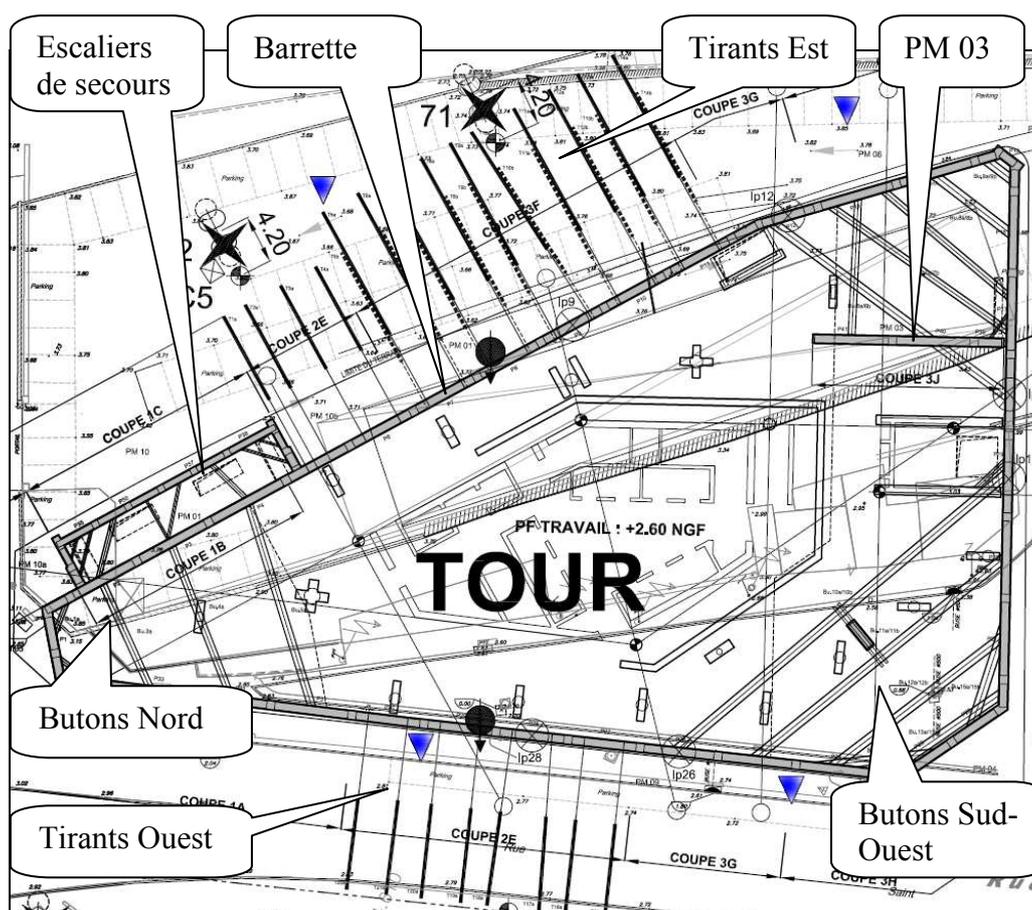


Figure 44 - Vue d'ensemble des fondations périphériques de la tour

5.3.2. Matériel utilisé :

Les travaux de terrassement ont nécessité la mobilisation de 7 engins de terrassement en continu pour le terrassement général, et les réglages de fonds de fouilles. Pour l'évacuation des terres du chantier, il a été nécessaire de mobiliser plusieurs camions de transports des terres.

Les travaux de réalisation des parois moulées sont répartis en 2 ateliers.

Les 2 ateliers sont composés de la benne cutter, d'une benne hydraulique et d'une grue de manutention. Une seconde grue, est destinée à la manutention des cages d'armatures préfabriquées. Au fur et à mesure de l'avancement des travaux, une seconde benne hydraulique est venue renforcer les travaux de réalisation des barrettes.

La centrale de traitement de la bentonite se situe à l'Est de la tour, proche de la passerelle autoroutière pour être à mis chemin entre la tour et le bâtiment annexe, dont les travaux de terrassement se déroulent presque en même temps, suivant les mêmes méthodes de réalisation (paroi moulée butonnée).

Les illustrations en annexe permettent de voir :

_ les mâchoires du cutter qui permettent de creuser la terre

Figure 91

_ le cutter en fonctionnement Figure 92

_ la grue de manutention en cours de manutention de panneaux d'armatures

Figure 93

5.3.3. Quelques chiffres :

En ce qui concerne les quantités à réaliser on a :

_ pour les parois moulées : béton 4700m³

armatures 460 tonnes

_ pour les terrassements : 34000m³ (de terres de 13 à 19m de profondeur)

dont 10000m³ sur du terrain dur (substratum)

_ pour le radier du noyau : paroi du noyau 1300m²

béton 1500m³

Les travaux de terrassement dans leur globalité ont duré 4 mois, et les travaux de mise en œuvre des parois moulées périphériques seules, ont durés 2,5 mois.

Les fondations ont été réalisées par postes décalés de 6h00 à 21h00.

L'évacuation des terres, réalisé pendant les heures d'ouverture des décharges (de 7h00 à 16h00 environ), c'est-à-dire durant la journée, a permis de réaliser 6 à 7 tours par jours.

La cadence moyenne d'évacuation des terres en moyenne sur toute la durée de terrassement est de 450m³/jours (y compris aléas et pose des butons). En pointe une évacuation de 1000m³/jour a été atteinte.

Les 8000m² de paroi et barrettes sont évacuées en 3 mois ce qui représente une cadence moyenne supérieure à 120m² par jour.

L'inconvénient en ce qui concerne les terrassements dans la fouille, c'est que la surface au sol de 2500m², est très restreinte (surface disponible au niveau des sous-sols). Cette faible surface ne permet pas la mise en place d'un second atelier, sans compromettre l'organisation générale et les cadences de chaque postes.

5.3.4. Réalisation des travaux :

Une fois le bâtiment parfaitement implanté, les travaux ont commencés par la réalisation des parois moulées périphériques, la paroi moulée 03, mais aussi, celles qui entourent les escaliers de secours de l'auditorium.

Une fois terminées, il est possible d'effectuer un premier terrassement des terres entre 0,50 m et 1,50m pour réaliser le recépage des têtes de parois. Le recépage est réalisé sur toute la périphérie, les altimétries des arases inférieures des poutres de couronnement. Ensuite, le terrassement se poursuit sur toute la profondeur à terrasser. Lors de l'avancement du terrassement, les tirants et les butons sont mis en place, au fur et à mesure que la profondeur de terrassement le permet.

Les terrassements se déroulent par tranches altimétriques, c'est-à-dire que le terrassement est réalisé sur toute la surface disponible sur une certaine profondeur, puis est recommencé sur cette même surface disponible sur une deuxième profondeur, qui correspond à la profondeur totale à réaliser. Chaque tranche altimétrique est recoupée en zones dans l'ordre suivant :

_ zone Sud-Est avec mise en place des butons de la zone

- _ zone Est avec mise en place des tirants de la zone
- _ zone Sud-Ouest avec mise en place des butons de la zone
- _ zone Ouest avec mise en place des tirants de la zone

Ensuite, le phasage est le même pour la deuxième tranche altimétrique de terrassement. Les travaux se terminent par le terrassement de la rampe d'accès de la pointe Nord. Il faut noter que les tirants et les butons ont été mis en place sur 2 tranches altimétriques eux aussi :

- _ les tirants aux niveaux B3 et B1
- _ les butons aux niveaux B3 et B1.

A ce stade, il ne reste plus beaucoup de travaux de terrassement à réaliser, il faut donc penser au repli de la terre mise en place pour l'accès des camions (zone Nord) qui représente une grande quantité de matériaux. La rampe ainsi retirée, il est possible d'évacuer les derniers mètres cubes de terres correspondants à la rampe, au radier du noyau, aux barrettes et aux fosses de relevage.

Au début du terrassement, les camions avaient la possibilité de rentrer dans l'emprise du bâtiment, donc dans la fouille, pour l'évacuation des terres. Vers la fin des terrassements, une fois la rampe d'accès retirée, le rythme d'évacuation des terres a ralenti. D'autant plus que les travaux ont tendance à ralentir à cause aussi du manque de place et de la proximité des différents types de travaux à réaliser.

Une fois les travaux de terrassement terminés, les engins de terrassements ont été retirés de la fouille à l'aide d'une grue automotrice de 200 tonnes.

Sur l'illustration en annexe (Figure 94), la rampe d'accès est en cours d'être supprimée, par les engins de terrassement.

Ensuite, une fois les terrassements généraux de la fouille terminés, la paroi moulée du noyau est réalisée ce qui permet d'effectuer le terrassement du radier du noyau sur toute sa profondeur. En parallèle de ces travaux sont mises en œuvre les barrettes pour les poteaux sur le reste de la surface disponible.

Ensuite, est réalisé et bétonné le radier secondaire sur toute la surface du sous sol. Il est important de noter que le radier secondaire n'est pas porteur de la structure mais il permet une assise propre du chantier et un travail dans de bonnes conditions. Cela facilite la mise en

œuvre des poteaux, mais surtout de l'outil grim pant et de l'éta iement du premier plancher (pHB3), plutôt que de travailler directement sur la terre.

La mise en œuvre du radier secondaire (non porteur) et du radier du noyau ont duré 2 mois. Dans ce délai qui peut paraître long, il faut intégrer le ferrailage du radier du noyau, le terrassement des têtes de barrettes, la mise en œuvre des fosses de relevage, les réseaux sous dallage, les réseaux de connexion des fosses de relevage, la mise œuvre des formes de pentes sous dallage, la mise en place des tapis drainant sous dallage et la mise en œuvre des réseaux d'évacuation dans le radier.

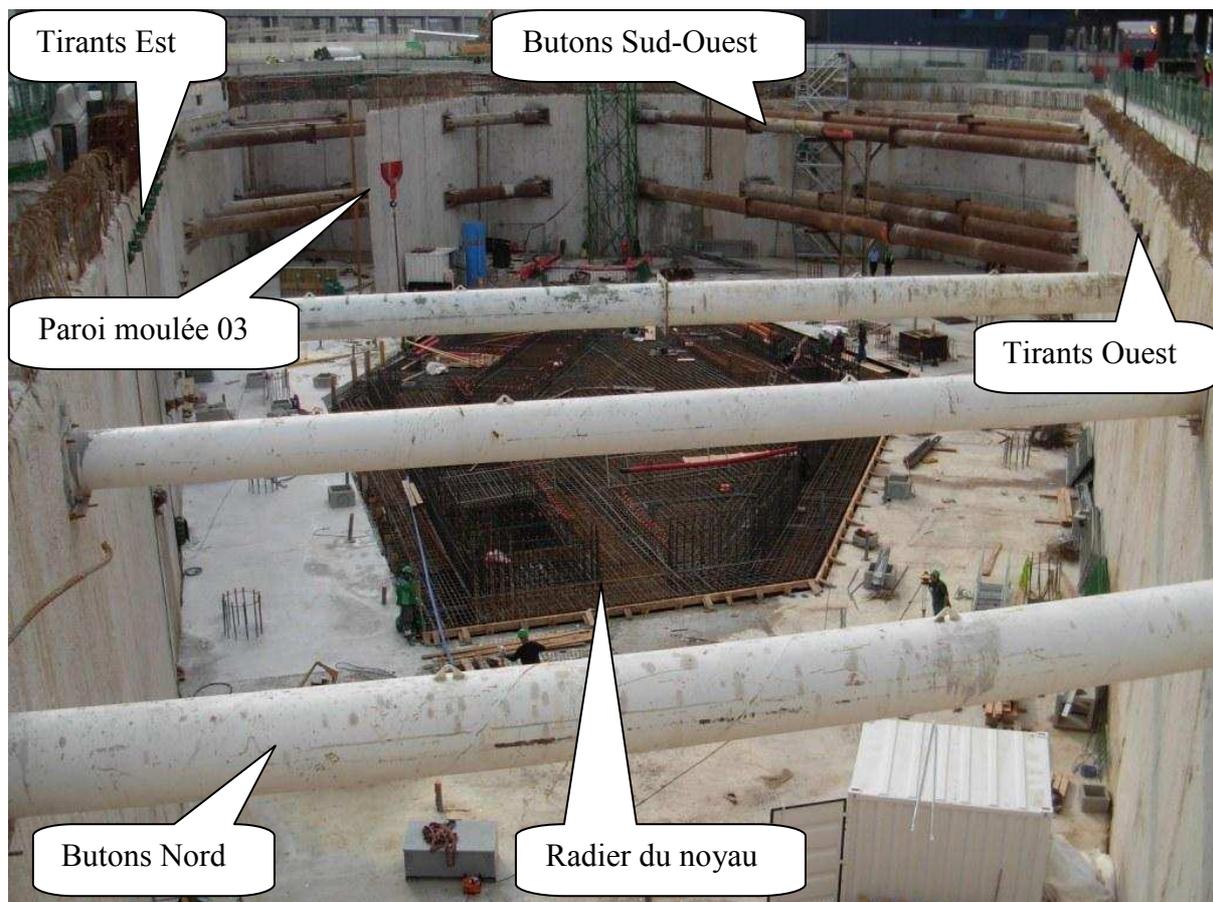


Figure 45 - Fondations du noyau de la tour

Ci-dessus, une illustration du radier du noyau en cours de ferrailage. On voit que radier secondaire a été réalisé ce qui permet un poste de travail confortable et sécurisé, pour les compagnons. Cette illustration permet aussi de clarifier la position des butons et des tirants de la paroi moulée.

Pour achever la mise en œuvre des fondations, le radier du noyau a été bétonné le 06/04/2007, soit environ 1500m³ de béton. Le coulage, qui a duré environ 20 heures a nécessité :

- _ 2 centrales à béton différents (le Canet et Ste Marthe),
- _ 3 pompes à béton avec 1 équipe composée d'un chef d'équipe et de 4 ,
compagnons par pompe à béton,
- _ 12 vibreurs électriques,
- _ 1 éclairage forain,
- _ du personnel d'astreinte composée d'un électricien et d'un grutier,
- _ une équipe logistique pour la gestion des camions de bétons.

Le coulage du radier s'est fait de l'extérieur vers le centre du radier, avec un soin particulier apporté à la vibration du béton, lors du coulage. La cadence de bétonnage a été d'environ 80 à 100m³/heure en pointe, par couches de 0,50mètres environ.

C'est à la date symbolique du 06/04/2007, correspondant à la date de bétonnage du radier, où les travaux de fondations ont pris fin et où les travaux de gros œuvre ont débutés. Les travaux de réalisation des voiles, poteaux et planchers ont ainsi pu débuter (conformément à la planification envisagée).

La dépose des butons et la décompression des tirants, ont commencés une fois que l'ensemble du plancher du pHB1 a été réalisé. Les butons ont été découpés à l'aide de chalumeaux et ont été évacués en petits morceaux.

Les travaux de terrassement, dans leur globalité, ont du faire l'objet de mesures et de vérifications sur les structures avoisinantes jugées sensibles. On retrouve la passerelle autoroutière (viaduc) situé de part et d'autre du chantier, le bâtiment existant de la CMA CGM mitoyen au chantier, les voies SNCF et le tunnel de LAJOUT très proche de la zone Est du chantier.

5.4. L'OUTIL AUTO GRIMPANT :

L'auto grim pant est un système de coffrage mis en place spécifiquement pour le chantier de la tour CMA, pour la réalisation des voiles du noyau, sur toute la hauteur de la tour.

L'outil a été conçu et fourni par l'entreprise DOKA, composé :

- _ du système SKE 100 pour la partie hydraulique (vérins),
- _ du système TOP 50 adapté partiellement pour l'outil (système de coffrage).

Pour la mise en place de l'outil et son optimisation, le chantier s'est inspiré des autres outils déjà mis en place sur d'autres chantiers, comme par exemple celui en place sur la tour Burdj Dubaï⁸.

L'outil grim pant s'apparente à des passerelles de travail en encorbellement, superposées sur 3 niveaux, sur lesquelles on a monté des banches sur la passerelle la plus haute. Le tout se manutentionne verticalement, de façon autonome, à l'aide d'une crémaillère et des vérins hydrauliques.

5.4.1. Caractéristiques principales :

L'outil doit réaliser les voiles des 37 étages du noyau depuis le niveau des infrastructures du B3 jusqu'au R+33, soit sur une hauteur totale d'environ 150 mètres. Le coffrage recouvre un linéaire de 373 mètres sur les 2 faces coffrantes sur une hauteur de 4,08 mètres soit une surface de 1522m² de coffrage à réaliser par cycle sur les 2 faces coffrantes. Le volume de béton nécessaire chaque semaine est de 340 mètres cubes, décomposé en 160 m³ pour la partie Nord et 180 m³ pour la partie Sud.

Mise à part pour les premiers niveaux situés dans les infrastructures (car atypiques), la cadence visée est un rythme de 5 jours de production par niveaux, soit un niveau réalisé chaque semaines.

Les caractéristiques principales de l'outil coffrant sont les suivantes :

- _ hauteur d'une levée standard de 4,08m (hors levées atypiques des infrastructures),
- _ 37 réutilisations du B3 au R+33,

⁸ Tour de 828 mètres de haut en construction en Arabie Saoudite, lors des travaux de la tour CMA CGM.

- _ intégration d'un mât de bétonnage articulé,
- _ séparation de l'outil en 2 moitiés autonomes (Nord nommée A et Sud nommée B),
- _ structure des parois coffrantes du l'outil sans poutres traversantes au dessus des voiles, pour permettre la manutention des armatures des voiles,
- _ ouverture du centre de l'outil, pour la manutention des armatures nécessaires à la mise en œuvre du plancher intérieur du noyau,
- _ permettre l'accès pour la mise en place de la sécurité collective sur les niveaux terminés, depuis les niveaux en cours de réalisation,
- _ permettre l'accès à l'outil coffrant depuis le dernier plancher intérieur au noyau réalisé,
- _ permettre le passage des faisceaux lasers des équipes de topo pour aligner et corriger la linéarité de la progression du noyau,
- _ limiter au maximum l'utilisation de la grue.

L'outil grim pant a été dimensionné pour pouvoir accueillir des charges d'exploitation non négligeables afin de ne pas avoir de mauvaises surprises lors de son utilisation. Ainsi, il a été retenu, pour le niveau N+1, des charges allant de 75kN/m² pour les circulations périphériques à 300kN/m² pour la zone de travail au droit des banches. Des surcharges plus faibles ont été prises pour les niveaux inférieurs, mais toujours réalistes suivant ce que les compagnons pourraient avoir besoin de stocker (même brièvement).

La résistance au vent, en pointe, de l'outil grim pant doit satisfaire aux normes des grues à tour en vigueur, soit :

- _ vent de service maxi de 72 km/h(ouverture-fermeture et hissage de l'outil possible)
- _ vent limite de mise en sécurité du coffrage 100 km/h (coffrage au repos et immobilisé)
- _ vent hors service maxi de 213 km/h (amarrage de l'outil)

Les indications de la vitesse du vent sont celle prise sur l'anémomètre, mis en place sur les grues à tour du chantier, et suivant les informations transmises par Météo France.

5.4.2. Décomposition de l'outil :

En coupe, l'outil grimpant est composé du niveau N+1 au niveau N-2 soit 4 niveaux, qui sont différents autant dans leur géométrie que dans leur fonctions.

Le niveau N+1, permet la circulation des compagnons, les opérations de bétonnage et le désélingage des armatures des voiles. Il doit être équipé de garde-corps identiquement que sur les banches classiques. C'est à ce niveau qu'est positionné le bungalow de chantier.

Le niveau N, permet l'ouverture et la fermeture des panneaux de coffrages des voiles, ainsi que leur réglage, aussi bien à l'intérieur du noyau que sur sa périphérie. Une plateforme extérieure, de 2.50m de largeur, permet une circulation périphérique du noyau, alors que des passages réalisés dans les ouvertures des voiles permettent la circulation dans les différentes parties intérieures du noyau.

Le niveau N-1, est le niveau hydraulique dans lequel est réalisé le hissage de l'outil. Ce niveau est aussi utilisé pour le ragréage des voiles. Ainsi ce niveau est aussi équipé de circulations intérieurs et extérieurs périphériques au noyau de 2,5 mètres.

Le niveau N-2, permet la récupération des sabots pour le hissage vers les étages supérieurs. La circulation intérieure et extérieure au noyau est possible sur une plate-forme intérieure et une passerelle périphérique de 1,2 mètre de large. Cet étage permet la mise en place des différents éléments de sécurité :

- _ garde-corps au droit des passages de portes de sorties du noyau,
- _ grilles de protection au droit des portes d'ascenseur qui servent par la suite de protection collective lors de la mise en œuvre des planchers intérieurs du noyau.

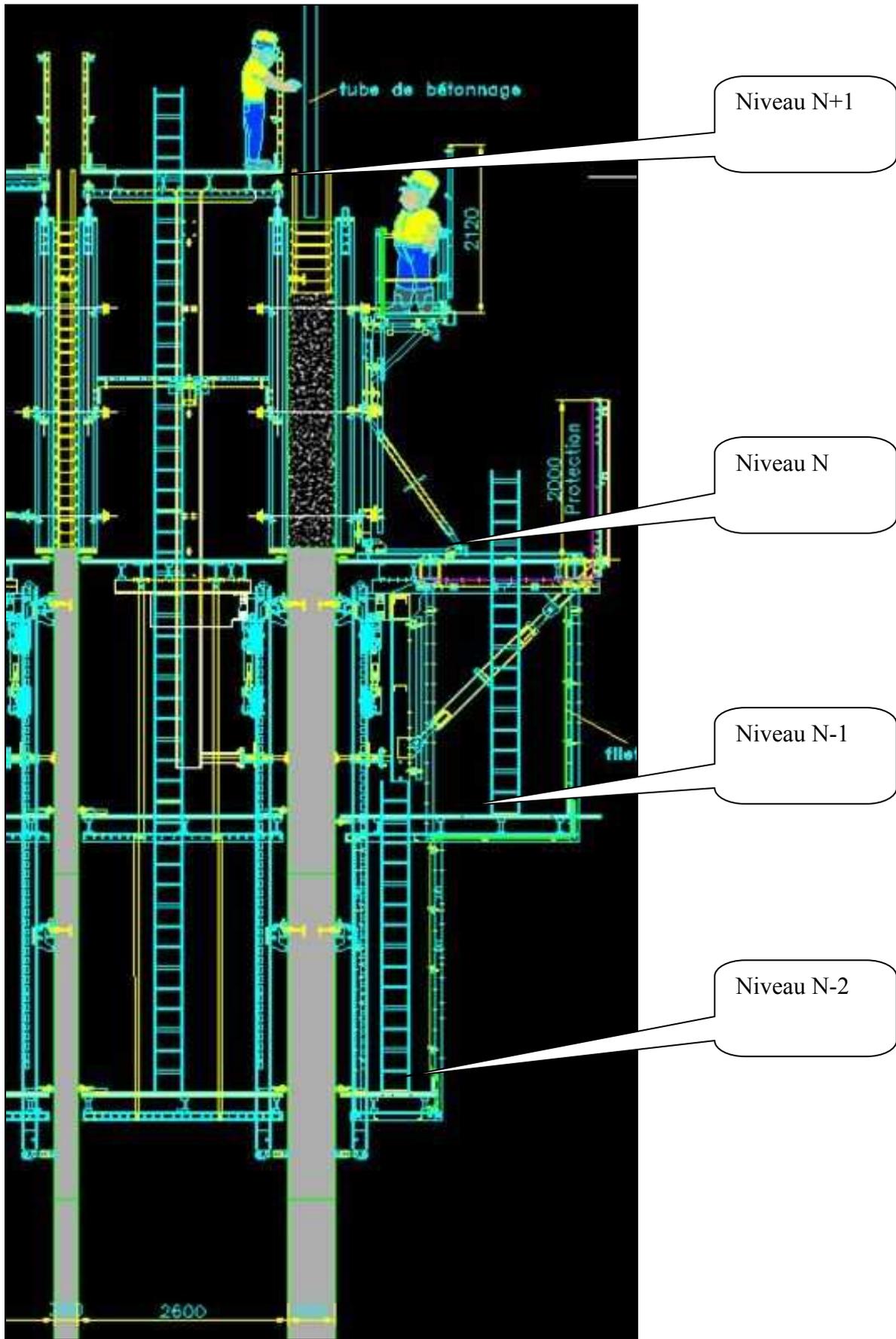


Figure 46 - Coupe sur auto grim pant

En plan, l'outil grimpant se décompose en 5 parties essentielles qui sont :

- _ la partie Nord extérieure nommée A1,
- _ la partie Nord intérieure nommée A2,
- _ la partie Sud extérieure nommée B1,
- _ la partie Sud intérieure nommée B2,
- _ la partie intérieure des ascenseurs.

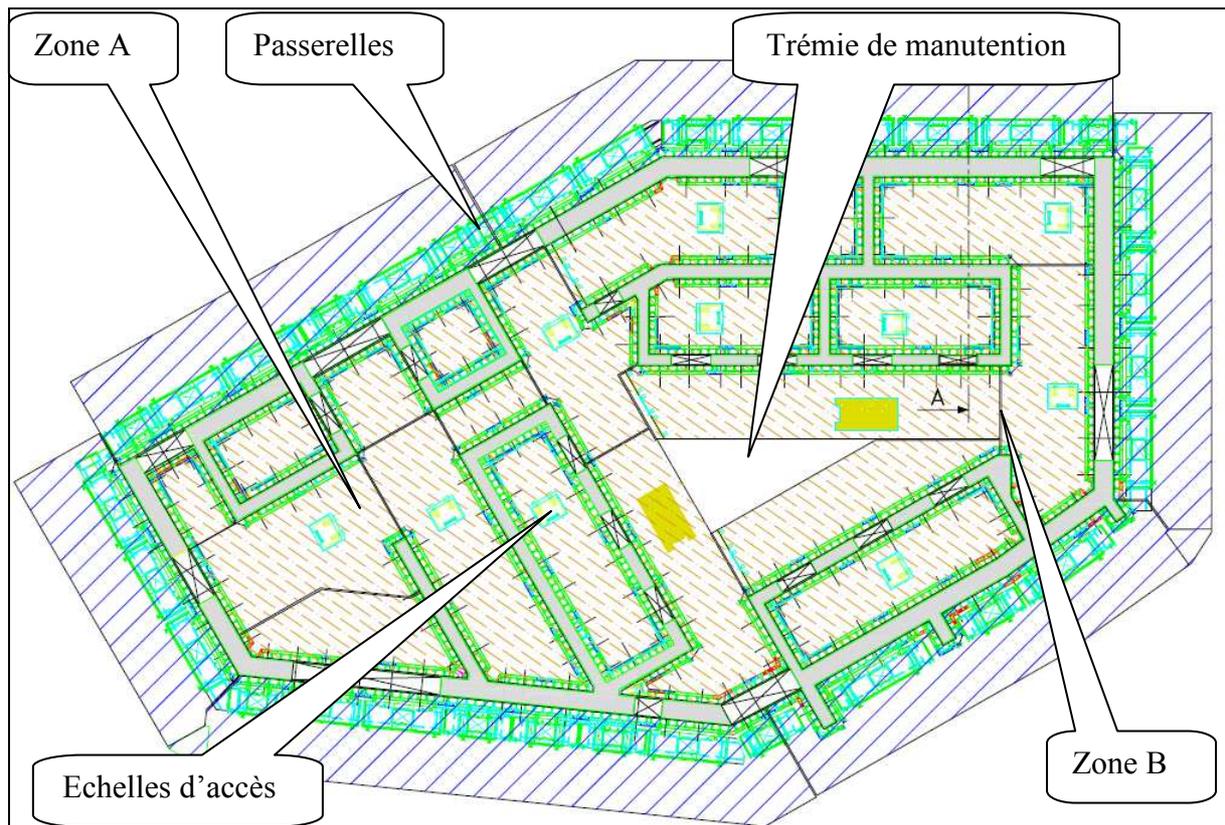


Figure 47 - Vue en plan de l'auto-grimpant

Le phasage de hissage des différentes parties débute par le levage et mise en place du coffrage A1, puis le levage et mise en place des parties intérieures des cages d'ascenseur de la zone A pour permettre le ferrailage de la partie Nord du noyau. Durant le ferrailage de la zone A, on procède au levage et mise en place du coffrage B1, puis le levage et mise en place des parties intérieures des cages d'ascenseur de la zone B pour permettre le ferrailage de la zone B.

Durant le ferrailage de la zone B, on procède au levage et à la mise en place du coffrage A2, pour le bétonnage. Une fois le bétonnage réalisé, les voiles de la zone A sont

décoffrés et hissées suivant la même méthodologie, alors qu'en même temps il est procédé à la fermeture des coffrage de la zone B et au bétonnage de la zone B.



Figure 48 - Mise en œuvre des voiles du noyau

La conception de l'outil permet de travailler en postes décalés et ainsi de ferrailer la partie nord d'un étage en même temps qu'est réalisé le bétonnage de la partie Sud de l'étage inférieur. Ce principe de rotation, permet de ne pas faire patienter les différentes équipes travaux entre chaque tâches, et de ne pas risquer de bloquer l'avancement global de la réalisation des voiles du noyau.

Pour faciliter le travail, les panneaux de ferrailage sont assemblés par panneaux double faces au sol, puis sont directement posés dans les panneaux de coffrages pour être assemblés avec le reste de la structure.

Pour soulager les grues et ne pas surcharger les postes, les panneaux d'armatures sont posés de nuit par les équipes de ferrailleurs.

L'illustration en annexe (Figure 99 - Annexe) nous permet de voir le bétonnage de la partie Sud de l'étage R+13 alors que le coffrage et le ferrailage de la partie Nord du R+14 a déjà commencé. Cette illustration nous permet aussi de voir la position et le fonctionnement

du mât de bétonnage une fois déplié et la position du bungalow de chantier. Sur cette illustration l'outil grim pant a été photographié depuis le Sud-Ouest.

En ce qui concerne les circulations au sein de l'outil, une attention particulière a été portée sur la non improvisation de la part des compagnons. Tous les accès ont fait l'objet d'une étude particulière, pour minimiser au maximum la prise de risques et les accidents.

Les échelles permettent une circulation verticale entre les différents niveaux de l'outil grim pant par le passage au travers de trappes auto fermantes, alors que des passerelles rabattables permettent la circulation horizontale au travers des ouvertures des murs intérieurs et entre les différentes parties de l'outil grim pant. Ce ne sont pas moins de 9 échelles intérieures et 4 échelles périphériques qui ont été mises en place pour éviter les pertes de temps et les improvisations dangereuses.

Deux cages d'escaliers suspendues sont mises à disposition pour la circulation verticale dans les cages d'ascenseurs C-D et H-I, pour descendre de l'outil au dernier plancher intérieur au noyau réalisé. Cet escalier est prévu sur une hauteur de 5 étages sous le dernier niveau de l'outil.

Les plateformes de tous les niveaux, sont équipées de filets périphériques de sécurité en plus des gardes corps à l'intérieur et à l'extérieur. Cela permet de limiter au maximum le risque de chute d'objet de petites et moyennes tailles. Les planchers des niveaux N et N-1 sont équipés de bavettes périphériques qui viennent en contact avec les voiles du noyau pour assurer une étanchéité aux objets de petites tailles d'un niveau à l'autre.

Le mât de bétonnage, relié à la centrale à béton située au RdC, permet un bétonnage rapide et sans utilisation de la grue. Le mât dispose d'un débit d'environ 35m³ de béton par heure et est positionné au droit de la cage d'ascenseur A-B. La portée du mât de bétonnage est de 32 mètres et ne sert qu'au bétonnage des voiles du noyau.



Figure 49 - Mât de bétonnage

Lors du nettoyage du mât de l'auto grim pant, ce sont près de 2,5 mètres cubes de bétons qui s'écoulent au sol. Tout ce béton est stocké dans le tuyau entre le RdC et le dernier niveau de la tour. Pour les niveaux inférieurs la quantité de béton est décroissante. En effet, le tuyau du mât de bétonnage contient une quantité de 12 litres de béton par mètre de tube. Pour le bétonnage au R+33 ce sont près de 210 mètres de tuyau qui sont nécessaire au coulage entre la pompe de la centrale et la sortie du mât de bétonnage.

Pour permettre l'approvisionnement en armatures du dernier plancher intérieur du noyau, une fois que celui-ci est coffré, l'outil doit disposer d'un passage en son centre sur tous ses étages, pour que la grue puisse passer.

Sur l'illustration en annexe (Figure 95), on peut aussi voir la structure des circulations intérieures de l'outil, ainsi qu'une vue directe sur le niveau de hissage de l'outil (N-1) avec la structure porteuse de l'ensemble à base de profilés métalliques et de poutrelles bois. On peut aussi voir les vérins de compensation pour régler l'aplomb de la plateforme de travail lors du

montage de l'outil (ensuite cette pièce n'a plus été touchée durant les travaux). Sur cette illustration, les filets de protections intérieures n'ont pas encore été mis en place.

Un abri de chantier est positionné au niveau N+1 de l'outil grim pant dans la partie ouest et a un poids total de 2,4 tonnes. Son accès se fait directement depuis le niveau N par un des escaliers périphérique. Il permet le stockage des plans nécessaires au suivi des travaux et le stockage du matériel de faible poids.

5.4.3. Levées de l'outil :

Une fois que les voiles du niveau N sont bétonnés et prêts à recevoir le sabot de support de l'outil, les panneaux de coffrages sont dégagés des voiles, et les passerelles de liaison sont rabattues. Les opérations de levage peuvent alors commencer.

Les opérations de levage se déroulent en plusieurs phases. Tout d'abord il s'agit de mettre en place les sabots en tête du voile de l'étage N.

Ensuite il faut monter la crémaillère du niveau N-1 au niveau N à l'aide des vérins, après avoir enlevé la tige traversante de sécurité. Une fois montée, il faut fixer la tête de la crémaillère en tête du voile de l'étage du N et de remettre la tige traversante de sécurité sur la crémaillère.

Le hissage de la crémaillère se fait à l'aide des 2 mains qui accompagnent le vérin. Il y a la main supérieure, en partie haute du vérin, et la main inférieure, en partie basse du vérin. Cet ensemble est composé de 2 mains, qui s'accrochent à la crémaillère, à l'aide d'un clapet qui vient se clipser dans les encoches de la crémaillère, à chaque levée.

Pour le hissage, le vérin se déploie, la main inférieure saisit la crémaillère et le vérin se referme pour faire remonter le tout d'un cran. La main supérieure saisit la crémaillère puis la main inférieure redescend chercher la crémaillère 12 centimètres plus bas, pour la hisser de nouveau. Cette opération est répétée 34 fois. Jusqu'à la fin de cette opération l'outil grim pant est supporté par le sabot fixé en tête du voile de l'étage N-1.

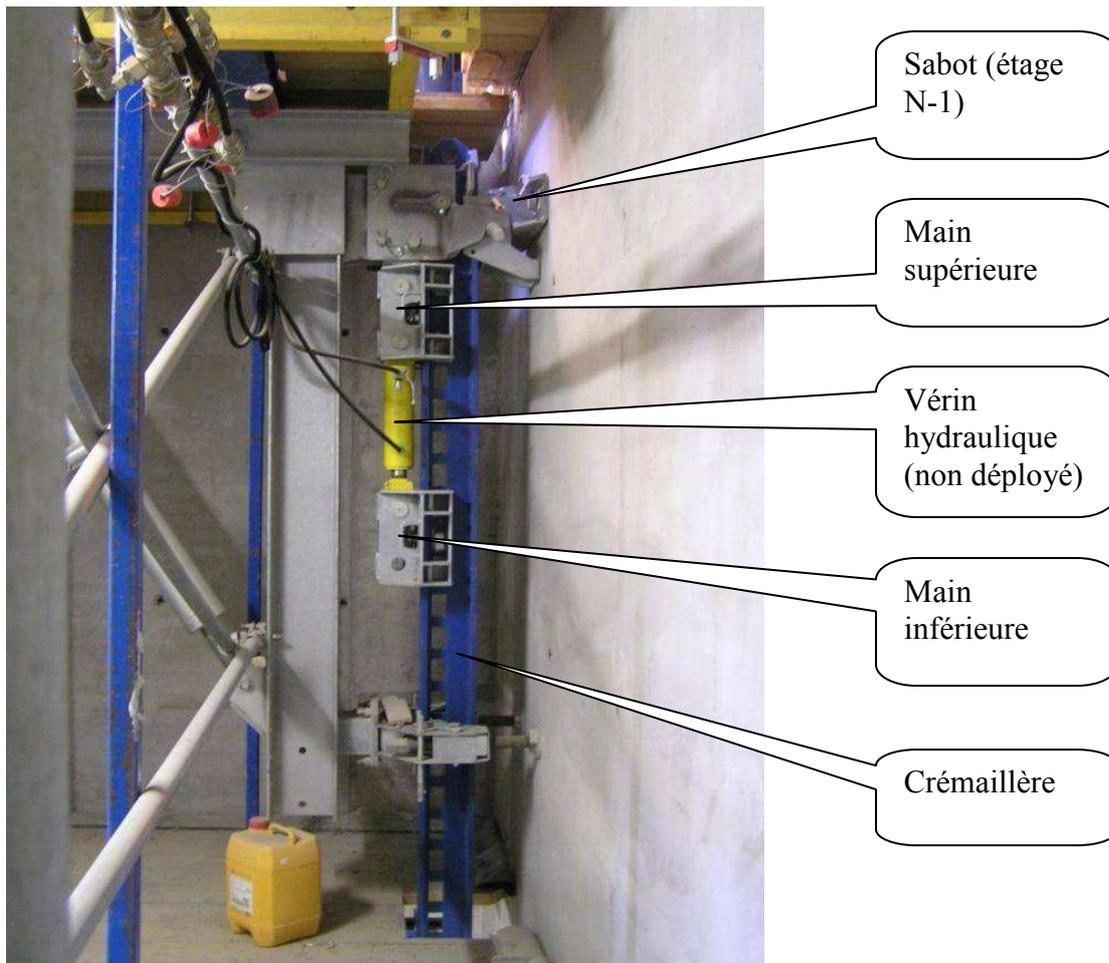


Figure 50 - Système de hissage de l'auto-grimpant

Sur l'illustration ci-dessous, on voit le vérin en jaune et les 2 mains, en dessus et en dessous, qui viennent, soit saisir, soit s'appuyer sur la crémaillère selon si c'est la crémaillère qui monte ou l'outil grim pant qui monte. La crémaillère est le profilé métallique bleu dont les encoches, toutes les 12cm, permettent la saisie des 2 mains pour le hissage.

Une fois le hissage de la crémaillère terminé, le sabot inférieur, positionné en tête du voile de l'étage N-1, peut être déposé du voile et stocké pour une réutilisation, à un étage supérieur.

Le hissage de l'outil grim pant peut alors commencer. Les tiges traversantes qui lient le sabot au support de l'outil sont retirées et le vérin, à l'aide des 2 mains peuvent commencer l'opération de hissage.

L'opération se déroule presque de la même manière que pour la crémaillère. La main inférieure saisit la crémaillère tandis que le vérin se déploie et monte l'ensemble de l'outil de 12 centimètres. En fin de course du vérin, la main supérieure se fixe sur la crémaillère et le

vérin se referme pour faire remonter la main inférieure, afin qu'elle saisisse la crémaillère 12cm plus haut. Une fois la crémaillère saisie plus haut, l'opération est répétée 34 fois. Jusqu'à la fin de cette opération l'outil grim pant est supporté par la crémaillère fixée au sabot du voile de l'étage N.

Durant cette opération de hissage, les mains sont pourvues de loquets qui s'enfichent dans les encoches de la crémaillère à chaque fois qu'elle les rencontre. En cas de rupture du système hydraulique la chute n'excède pas les 12 centimètres au maximum, pour le vérin concerné. De plus le coffrage se trouve naturellement en butée mécanique ce qui minimise les risques.

Les levées de l'auto grim pant sont d'une hauteur standard de 4,08m suivant un rythme d'une levée par semaine, sauf les premières levées des infrastructures, atypiques. Lors de la première levée des sous-sols, il a fallu assembler l'outil dans les 3 premiers niveaux des infrastructures, c'est-à-dire rajouter des éléments inférieurs de l'outil entre chaque levées ce qui prend énormément de temps. De plus, cette étape de montage de l'outil comprend un grand nombre de réglages, qui sont indispensables durant ces premières étapes de mise en place. A cette même occasion, un grand nombre de détails d'optimisation sont apportées par les équipes de production.

Les sabots permettent la liaison entre l'auto grim pant et la structure du noyau, de la même manière que les sabots de passerelles conventionnelles. La seule différence se situe dans leur structure d'une part car ceux de l'outil sont plus gros pour pouvoir reprendre plus de charges, et d'autre part dans leur conception où ils permettent au pied d'appui de ne pas sortir de son encoche ni par le haut ni par le bas à l'aide de 2 tiges traversantes.

Au droit de la fixation des cônes d'ancrage un ferrailage spécifique composé des filants HA16 et de cadres HA8 permet de répartir les efforts transmis par les pieds de l'auto grim pant, à la structure des voiles du noyau.

Une fois les voiles d'un étage du noyau sont bétonnés, l'outil est hissé d'un niveau, et vient y appuyer ses 540 tonnes. C'est la raison pour laquelle le béton du noyau, pour reprendre ces efforts, a une condition de résistance au jeune âge de 3MPa à 10 heures (après le coulage) et 15 MPa à 24 heures (après le coulage).

5.4.4. La partie hydraulique :

La partie hydraulique permet l'exploitation de l'outil grim pant sans utilisation de la grue. Il permet le fonctionnement des vérins hydrauliques indispensables au hissage de l'outil, d'un étage à l'autre.

Pour reprendre les 540 tonnes de l'auto grim pant (lorsque l'on combine charges permanentes et d'exploitation), il est nécessaire de mettre en place 54 vérins SKE 100. Le SKE 100 correspond à 100kN (environ 10 tonnes), car chaque vérin SKE 100 peut reprendre une force de poussée d'environ 10 tonnes.

Le dispositif de commande hydraulique doit aussi pouvoir compenser les irrégularités de répartition de charges sur les vérins, afin de hisser l'ensemble du coffrage horizontalement et sans à-coups.

La vitesse ascensionnelle du coffrage est de 1 mètre en 5 minutes par pas de 12 centimètres, ce qui permet de hisser l'auto grim pant très rapidement (environ 20min). Ce déplacement vertical est assuré par les crémaillères et les vérins, ainsi le défaut de synchronisation des vérins est corrigé et donc annulé à chaque reprise, soit tous les 12 centimètres.

Pour le chantier, il a été prévu une liste de pièces de rechanges disponibles sur chantier en cas de pannes de l'une de celles-ci : centrale hydraulique, flexibles, vérins, ... Il a aussi été prévu 1 jeu complet de sabots afin de ne pas être bloqué par l'immobilisation de quelques-uns, en plus des 3 jeux indispensables à l'exécution du noyau.

Tous les flexibles hydrauliques ont été fixés sur la structure afin d'éviter l'endommagement de l'un d'entre eux. Leur cheminement et leur fixation a été optimisée pour éviter les casses et les accidents.

5.4.5. Le coffrage des voiles du noyau :

Les panneaux coffrant intérieurs, sont fixés à un monorail en partie haute. Le monorail est en sous face de la plate forme de circulation du niveau N+1. Le panneau coffrant peut coulisser en suspension par rapport au sol sur une largeur d'environ 70 cm, ce qui permet le passage d'un compagnon entre le ferrailage et le panneau coffrant, avant sa mise en place.

Ceci est un grand avantage lors de la manipulation du panneau par les compagnons, contrairement au ripage au sol classique, à la fois en temps de travail qu'en économie d'énergie. Cette manipulation des panneaux, permet un gain de temps accru. La manutention

se faisant à la main, les pertes de temps du à l'attente d'une manutention par la grue sont absents, ainsi que les risques liés aux manutentions par des engins de levage.

En périphérie, les banches sont plus classiques dans leur forme et leur manutention se fait depuis le sol sur des filières chariots et non en position haute. Leur mouvement est de l'ordre de 70cm par rapport au ferrailage.

Dans les deux cas, il n'est pas nécessaire de manutentionner les panneaux coffrant d'un voile à l'autre, ni de se soucier de leur stabilité lors du stockage en cas de non utilisation.

L'illustration ci-dessous nous montre les banches périphériques, sur laquelle on peut apercevoir les filières chariots, les filets au droit des gardes corps en position haute (à gauche), et la protection périphérique pour éviter les chutes de hauteur (à droite).

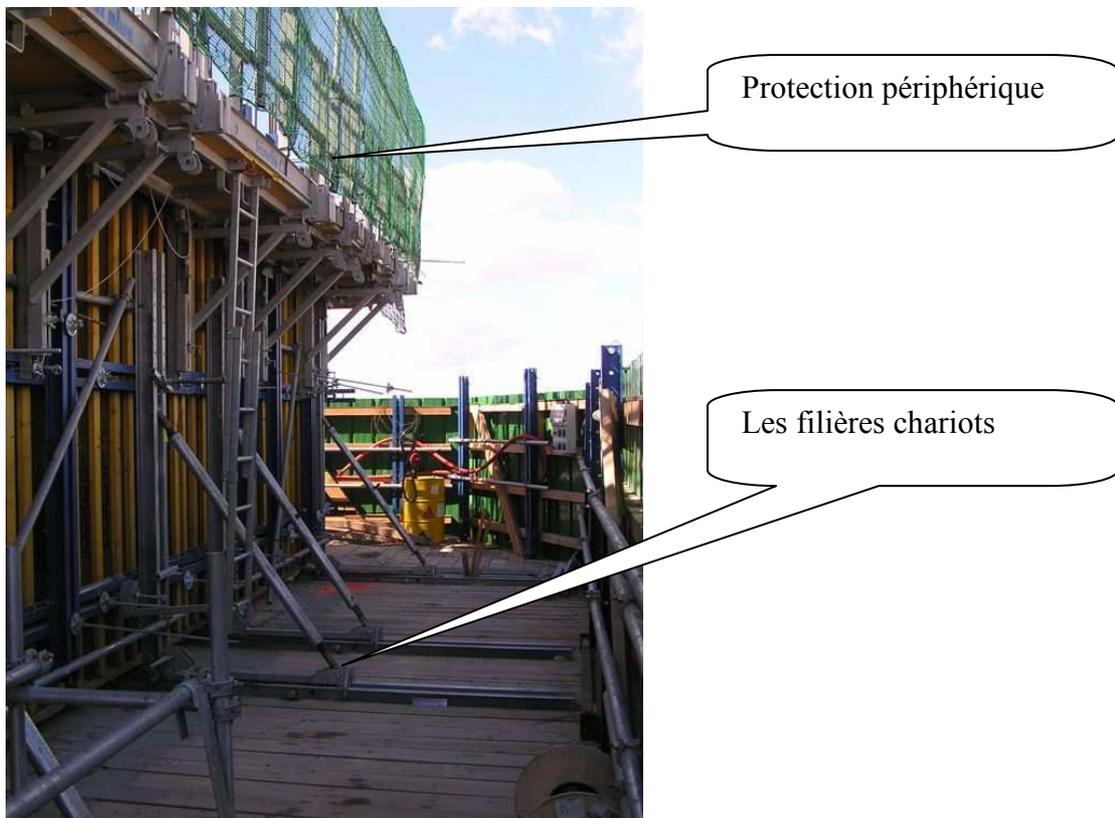


Figure 51 - Réglage des panneaux coffrants face extérieure

Les panneaux, après avoir été réglés suivant leur bonne position et aplombs, sont assemblés de manière classique avec des tiges traversantes, pour reprendre les efforts de poussée du béton.

Les peaux coffrantes de l'outil sont en bois, mais les angles aigus sont en métal afin d'assurer une bonne finition, étant donné le grand nombre de réemplois. Les coffrages en bois sont dimensionnés pour résister à une pression due à la poussée du béton de 60kN/m^2 . Les

panneaux en bois ont été prévus pour 37 réemplois sans détérioration, et sont vissés et mastiqués sur la structure du coffrage de l'outil.

Pour optimiser la structure de l'auto grim pant, les linteaux ont volontairement été supprimés (et remplacés par des bandes noyées), lors de la mise en œuvre des voiles et ont été réalisées lors de la mise en œuvre des planchers quelques niveaux inférieurs. Seuls les 4 linteaux de sorties du noyau qui sont très ferrailés ont été conservés lors de la mise en œuvre des voiles du noyau. Une confirmation du bureau d'étude, nous a permis de vérifier que leur mise en œuvre décalée (linteaux intérieurs) n'aurait pas d'incidence sur la bonne tenue du noyau.

La difficulté pour l'utilisation d'un tel outil, est d'avoir une structure en bois qui d'une part qui s'abime facilement, mais en plus qui est très souple ce qui augmente la difficulté de réglages des panneaux.

5.4.6. Les équipes de topographes :

Les équipes de topographes, ont la charge de contrôler la verticalité du noyau dans son ensemble. Le risque n'est pas seulement que le noyau ne se monte pas de façon totalement verticale, mais aussi que le nyau ait une rotation sur un axe vertical situé au centre du noyau (c'est-à-dire qu'il tourne sur lui-même au fur et à mesure des étages). Ainsi il faut ajuster l'orientation des panneaux coffrant à chaque étage, en suivant les informations de fermeture des panneaux indiquées par les topographes.

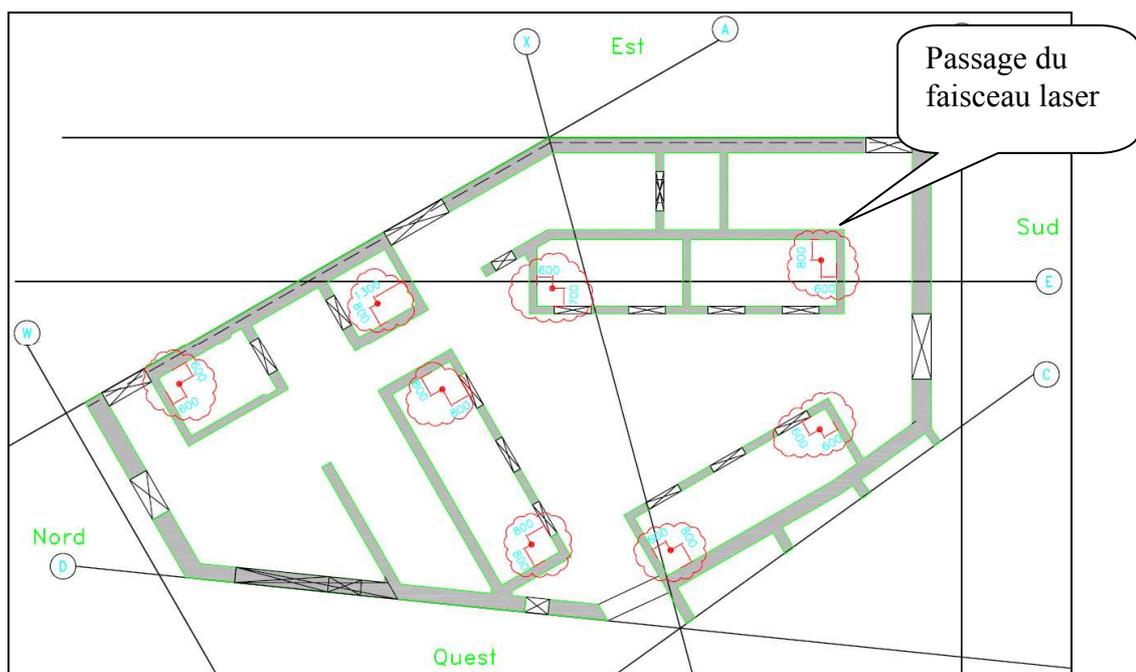


Figure 52 - Positionnement des faisceaux lasers

Sur cette illustration, on peut voir la position des faisceaux lasers verticaux, qui traversent l'outil grim pant dans les angles des cages d'escaliers A, D, E, G, H, J, N et O pour permettre aux équipes topo de contrôler et d'orienter l'outil selon la bonne verticalité et orientation (translation et rotation).

Les installations des topographes, ont dû être intégrées dès la conception de l'outil pour ne pas être pénalisé par la suite :

- _ trémies de passages des faisceaux lasers,
- _ platelages de pose des appareils topographiques,
- _ repères de topographes sur les panneaux de coffrage (points de visées).

Pour la mise en œuvre des voiles du noyau, les équipes de topographes indiquent les 4 angles des cages d'ascenseur, car c'est de loin l'élément dont l'aplomb et l'implantation est le plus important. Partant de ces informations, les équipes de production peuvent plus aisément se recouper pour implanter les autres voiles du noyau.

5.5. L'OUTIL GLISSANT :

En ce qui concerne la mise en œuvre des voiles du panoramique, il a été mis en place un outil glissant.

Le principe de fonctionnement est exactement la même que pour l'outil grim pant, à la seule différence que l'outil glissant ne dispose pas d'une centrale hydraulique, ni de vérins qui lui permettent de passer d'un étage à l'autre de façon autonome mais doit être hissé par la grue, panneaux par panneaux. L'outil est muni de deux étages de passerelles superposées, sur lesquelles sont posées des banches au dernier niveau.

Le niveau N+1 permet la circulation des compagnons, les opérations de bétonnage et le désélingage des armatures des voiles. Il doit être équipé de garde-corps identiques à ceux des banches classiques.

Le niveau N permet l'ouverture et la fermeture des panneaux de coffrages des voiles ainsi que leur réglage aussi bien à l'intérieur du noyau que sur sa périphérie. Une plateforme extérieure permet la circulation périphérique sur 2,50m.

Le niveau N-1 est le niveau qui permet de récupérer les sabots inutilisés lors du hissage de l'outil. Ce niveau est aussi utilisé pour le ragréage des voiles.

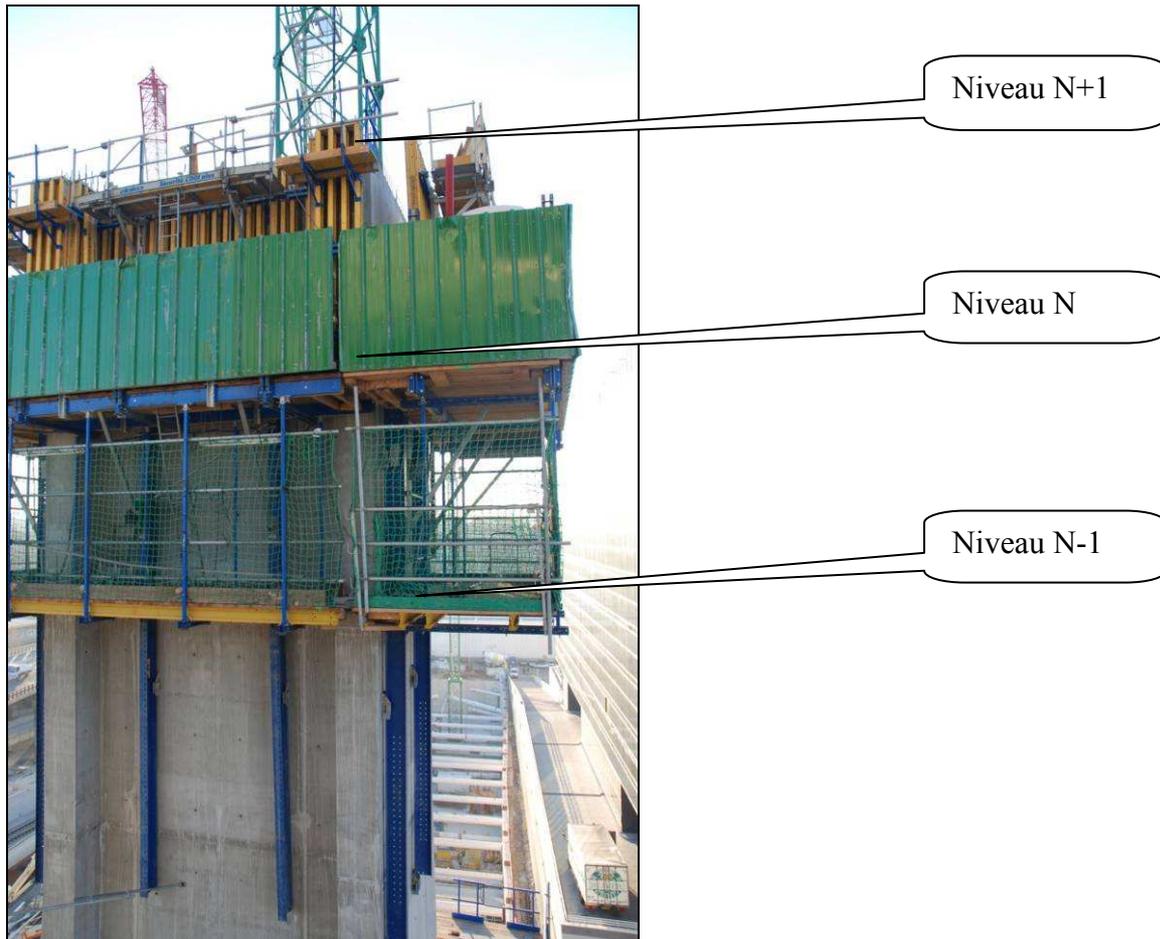


Figure 53 - Outil glissant du panoramique

Une fois que le voile est bétonné, puis décoffré, on peut remonter l'ensemble de l'outil à l'étage supérieur, en utilisant la grue.

En ce qui concerne l'enclenchement de réalisation des voiles, le processus est le même que pour l'outil grim pant, à la seule différence se situe au moment du hissage. Les panneaux intérieurs au panoramique (côté ascenseur) sont hissés en premier, puis les panneaux extérieurs (côté intérieur de la tour), sont hissés à leur tour lorsque le voile est complètement ferrillé.

Dans un premier temps, l'accès à l'outil s'est fait depuis une tour d'escalier posée sur le dernier plancher périphérique bétonné. Ensuite, pour un gain de temps, une tour d'escalier suspendue à l'outil a été mise en place.

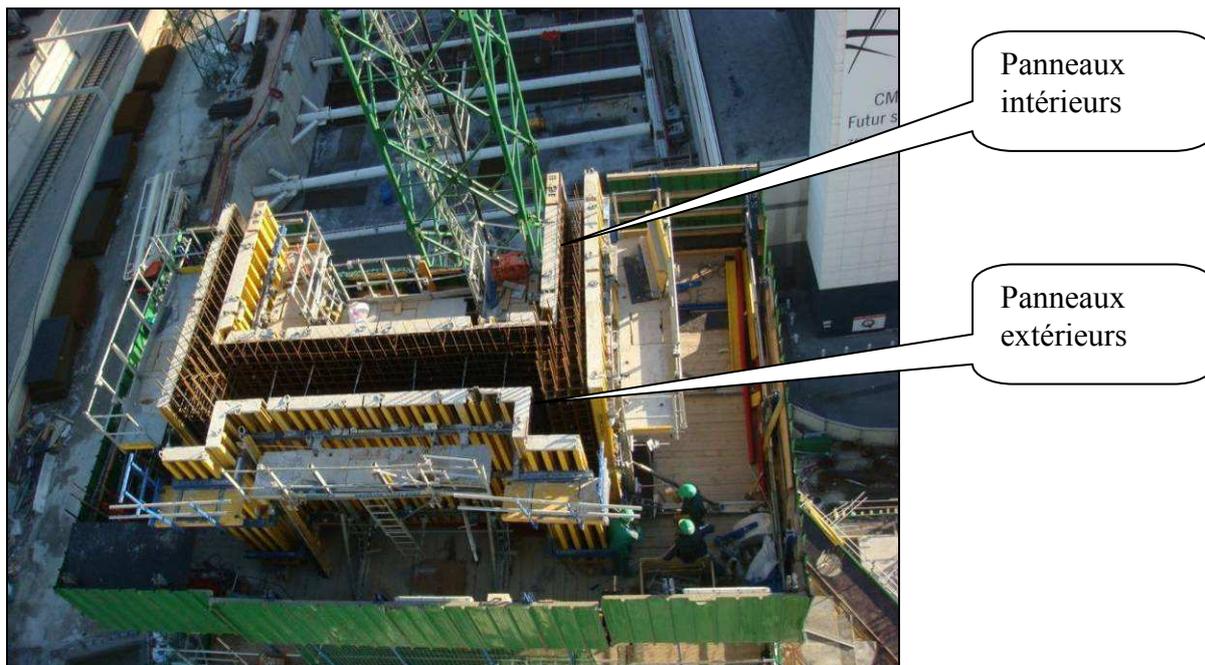


Figure 54 - Outil glissant avant bétonnage



Figure 55 - Outil glissant après bétonnage

Les cadences de production sont les mêmes que pour tout le reste et sont d'un étage par semaine. La mise en œuvre des voiles du panoramique dépend étroitement de l'avancement des planchers extérieurs de la tour pour qu'ils puissent être contreventés.

La cadence d'un étage par semaine, permet aussi de lisser l'emploi de la grue pour le hissage, ce qui ne met pas non plus en péril le phénomène de saturation de grue. Il faut tout de même garder à l'esprit, que pour la mise en œuvre de l'outil glissant (et dans sa conception), il

a été prévu l'utilisation de la grue pour le hissage de l'outil, la mise en place des cages d'armatures et le bétonnage à la benne. Cet outil ne dispose pas non plus de colonne de bétonnage spécifique, ni de mât de bétonnage.

En ce qui concerne l'implantation des panneaux de coffrage, la première méthode est d'installer une station (un théodolite) sur la rampe du bâtiment existant de la CMA. Mais au fur et à mesure de l'élévation de l'outil, l'angle vertical de visée devient critiquement acceptable.

Pour permettre aux équipes de production d'être autonomes, il a été décidé de mettre en place à partir du R+12, une méthode similaire à l'implantation des poteaux PISE à l'aide de laser d'alignement vertical.

Ainsi, trois lasers d'alignements ont été positionnés sous l'outil glissant de façon permanente. Au niveau de l'outil, les coffreurs visualisent les points d'impacts des lasers sur des platines en plexi soudées à l'outil ce qui permet un réglage de l'ensemble de façon très précise. La position théorique entre le point du laser et le nu du voile à coffrer est fixe. Les équipes de production doivent le répercuter à tous les niveaux.

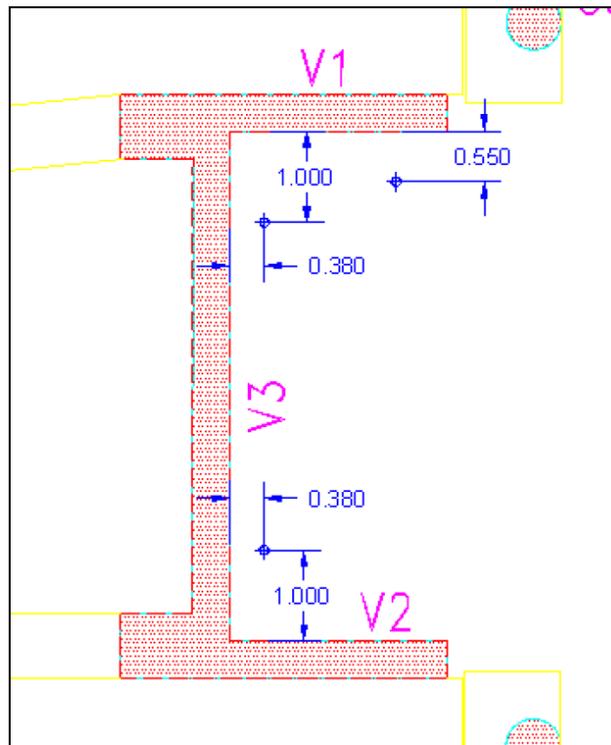
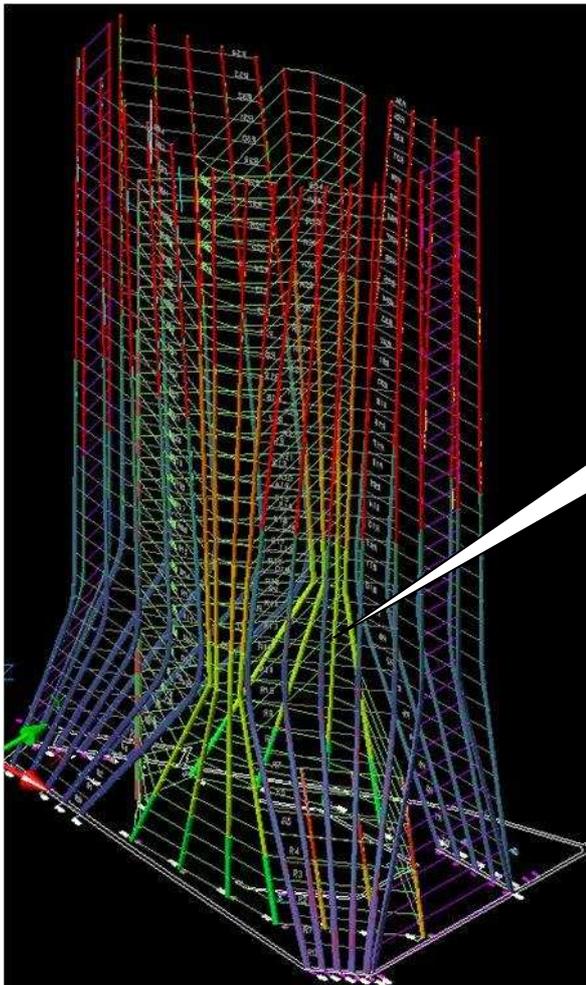


Figure 56 - Positionnement des faisceaux lasers

5.6. LES COFFRAGES DE POTEAUX :

La tour compte 1217 poteaux (superstructure et infrastructure), qui ont chacun des caractéristiques différentes aussi bien dans leur fonction que dans leur aspect. Cela peut aller du poteau oblong 600*1200 au poteau circulaire diamètre 600mm. Il ne faut pas perdre de vue que les poteaux de façade de la tour est le sujet architectural le plus sensible du projet (aspect de finition et linéarité d'ensemble).



Chaque poteau possède des caractéristiques différentes

Figure 57 - Vue générales de poteaux de la tour

Pour leur mise en œuvre, de grandes contraintes sont à gérer, soit par l'architecte soit par le bâtiment lui-même. On retient 5 difficultés majeures.

La première difficulté concerne les formes dessinées par les architectes, car il existe 4 famille de poteaux. Les poteaux verticaux droits qui sont les poteaux classiques que nous avons l'habitude de rencontrer, les poteaux inclinés droits qui sont moins courants, les poteaux courbes (ou cintrés) et les poteaux fusionnants. Tous ces poteaux se déclinent ensuite en différents diamètres ou sections pour avoir au final des poteaux ronds ou oblongs.

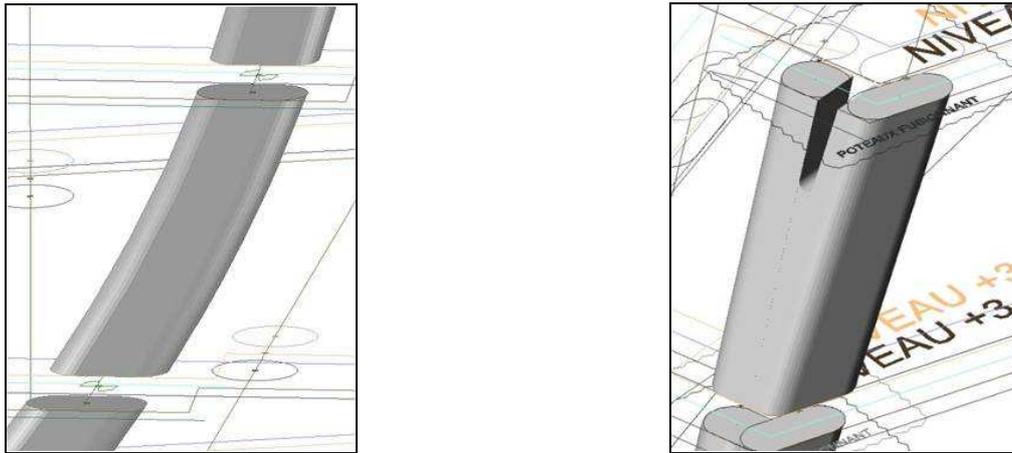


Figure 58 - Poteaux courbes et poteaux fusionnants

La deuxième difficulté réside dans la précision de positionnement des poteaux de façade vis-à-vis d'un œil extérieur regardant la tour, avec du recul. Les poteaux doivent être parfaitement implantés, afin d'être parfaitement alignés les uns avec les autres sur toute la hauteur de la tour. Il n'est pas envisageable qu'apparaisse une discontinuité ou une cassure sur une même ligne de poteaux d'un étage à l'autre.



L'alignement des poteaux doit être parfait sous tous les angles de vues

Figure 59 - Alignement des poteaux de façade

La troisième difficulté, est de réaliser un poteau qui peut être incliné parfois suivant 1 seul plan vertical parfois suivant 2 plans verticaux. En effet certains poteaux inclinés dans le

sens longitudinal de la tour, sont à la fois rentrant ou sortants de la tour. On aura donc 2 angles d'inclinaison à traiter pour certains poteaux.

La troisième difficulté concerne l'aspect fini des poteaux qui est demandé classe C5, qui est la classe de finition la plus contraignante. Les poteaux de la tour ne sont en effet pas recouverts, ni de peinture, ni de revêtement, mais seulement d'un hydrofuge incolore qui ne cache ni les défauts, ni les reprises éventuellement faites sur le poteau. De plus une quantité très minime de bullage est tolérée (moins de 2,5% par mètres carrés).

La quatrième difficulté réside dans le ferrailage des poteaux qui d'une part est très important (certains poteau dépassent les 200kg d'aciers au m³). Les nœuds de barres au droit de la liaison avec le plancher rendent le coffrage complexe. De plus le ferrailage doit parfaitement suivre l'allure du poteau qu'il soit incliné, courbe ou fusionnant pour respecter les conditions d'enrobage.

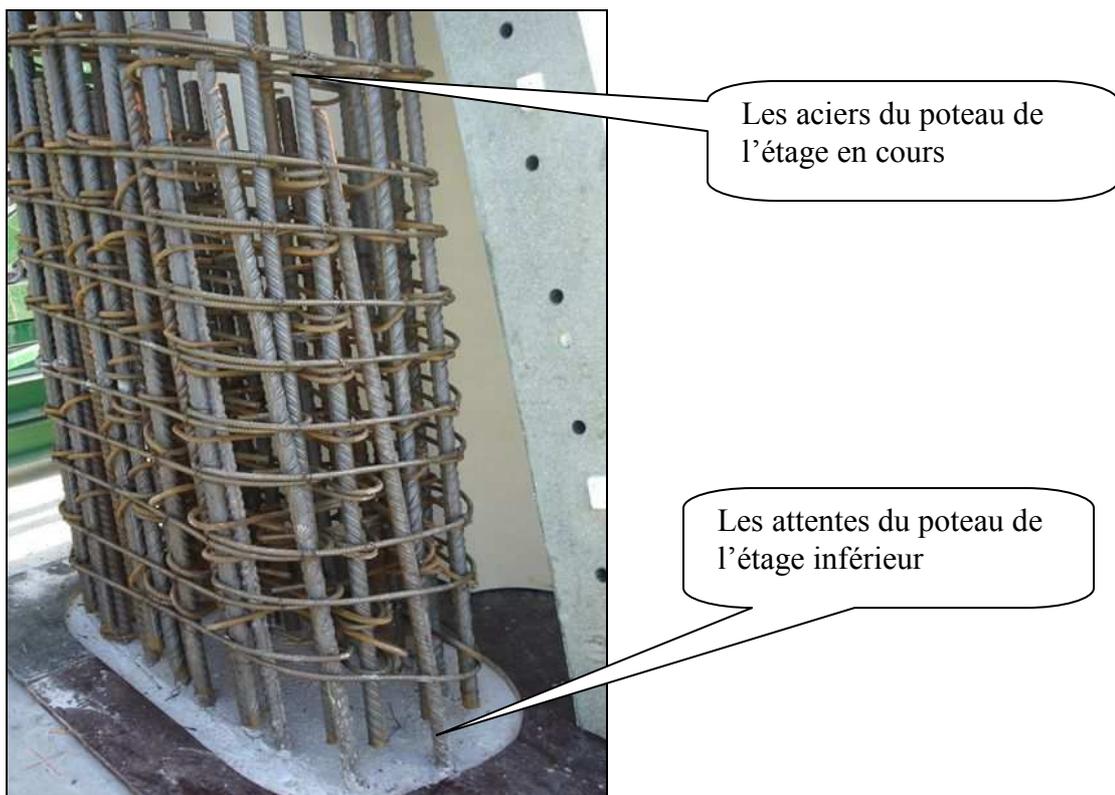


Figure 60 - Ferrailage des nœuds de poteaux

Enfin la cinquième difficulté est de réaliser des poteaux sans tiges traversantes, passant dans le poteau, mais plutôt de part et d'autre. Ce qui a de gros impacts sur la fabrication des coques des poteaux et sur les renforts à y prévoir pour rigidifier l'ensemble, et éviter un mouvement, une déformation ou une torsion du coffrage.

Pour la réalisation des poteaux, le béton utilisé est un auto plaçant en B60/75, coulé avec une benne à béton manutentionné par les grues. Pour le bétonnage, le chantier a dimensionné une benne à béton spécifique, car le poteau doit être coulé en une seule fois.

En effet, les essais de coulage sur le terrain de Plan de Campagne (prototypes de poteaux) ont montré que les poteaux coulés en 1 fois, mais avec 2 remplissages de la benne à béton, font apparaître un spectre lors du décoffrage qui correspond au niveau de béton coulé jusqu'au remplissage à nouveau de la benne. Ce spectre est le résultat de l'attente du béton dans le moule le temps du remplissage de la benne suivante. Ainsi, le coulage devant être continu, il faut utiliser une benne contenant une quantité de béton au moins supérieure ou égale au volume de béton nécessaire pour le coulage complet du poteau.

Le volume de béton nécessaire pour le plus gros poteau est d'environ 2,50m³ soit un peu plus de 6 tonnes. C'est la raison pour laquelle, il a été utilisé une benne de 3m³. Si on rajoute le poids de la benne d'environ 600kg on arrive presque à 7 tonnes, ce qui est réalisable pour les grues dont la charge maxi en bout de flèche est de 8 tonnes.

La grande caractéristique des poteaux de la tour est leur importante inclinaison qui peut aller jusqu'à 37°. Le respect des bonnes inclinaisons sur les différents étages est le point qui demande le plus d'attention. Ainsi, il a été nommé pour différencier les différents angles d'inclinaison, l'angle beta « β » qui correspond à l'angle parallèle à la façade (rotation sur un axe horizontal) variable de 0 à 37°, l'angle alpha « α » qui correspond à l'angle perpendiculaire à la façade (cela indique si le poteau rentre au sort de l'emprise du bâtiment, rotation sur un axe horizontal) variable de 0 à 20° et l'angle oméga « ω » qui correspond à l'orientation du châssis par rapport au bâtiment (orientation Nord-Sud ou Est-Ouest par exemple, rotation sur un axe vertical).

Il faut garder à l'esprit que les poteaux de la double peau sont tangents à la poutre de rive.

Pour la réalisation des poteaux, il est nécessaire de mettre en place des outils sur mesure qui, une fois assemblés, permettent de mettre en œuvre les poteaux de la tour de la manière la plus simple, la plus rapide et la plus sûre possible. Ces éléments sont :

- _ les talonnettes
- _ les châssis
- _ les caissons de coffrages.

Une analyse des rotations et des réemplois a été mise en place pour minimiser le nombre d'éléments constitutifs à réaliser pour l'outil.

Il a fallu se rapprocher d'un fabricant de moules en métal, l'entreprise SIMPRA, afin de nous réaliser un outil sur mesure qui permet au mieux aux équipes de production de respecter les exigences architecturales du projet. L'outil polyvalent dont nous avons besoin nous a ainsi été fourni.

5.6.1. Les talonnettes :

Les talonnettes permettent la mise en place du coffrage des poteaux. La talonnette à le double rôle d'assurer une base pour le coffrage du poteau, pour qu'il ne bouge trop durant le bétonnage, mais elle permet aussi de remplir le vide généré par le fruit apporté à la partie basse de la coque du coffrage, pour ne pas créer un point de sortie du béton lors du coulage.

Chaque poteau a une talonnette qui lui est réservée, avec la bonne section et la bonne inclinaison, de sorte à bien s'adapter avec le coffrage du poteau lors de sa mise en œuvre.

Les talonnettes ne posent pas le problème de la reprise de bétonnage, car d'un point de vue calcul elles sont prévues dans le même béton que celui des poutres de rive, de plus la hauteur des talonnettes est caché soit par le faux plancher intérieur soit par les caillebotis extérieurs (une talonnette mesure environ 20 cm de haut).

Ci-dessous, l'illustration nous permet de voir la pose de la talonnette d'un poteau circulaire (C04), dont le plancher est en cours de bétonnage. La talonnette est coulée en même temps que le plancher et avec le même béton que celui des poutres de rive.

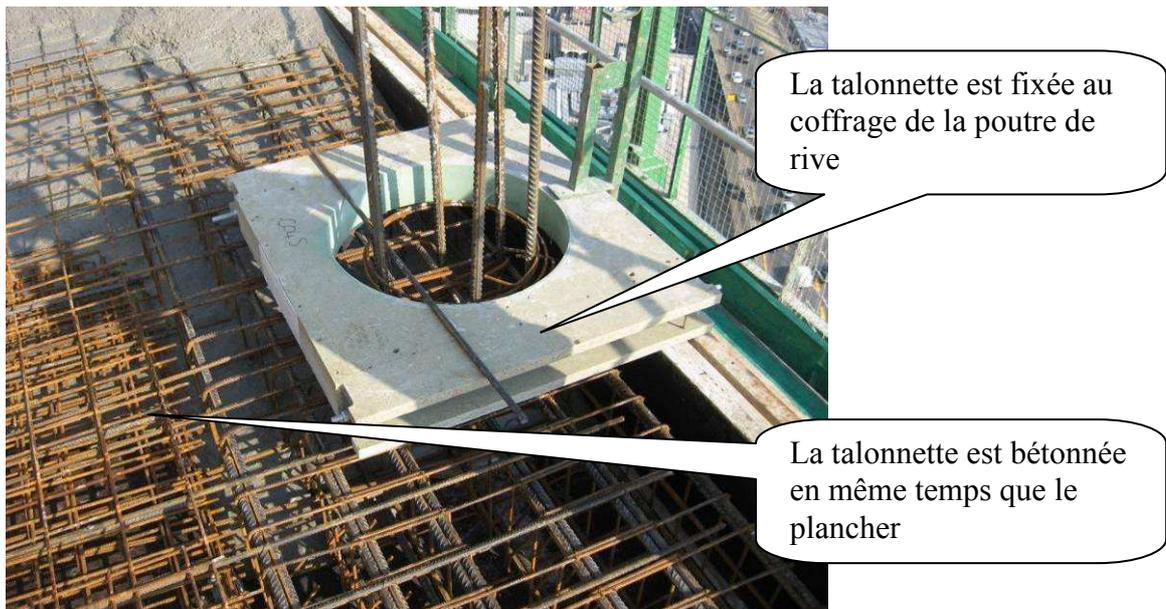


Figure 61 - Talonnette des poteaux

5.6.2. Les châssis :

Les châssis des poteaux se déclinent de la manière suivante :

- _ châssis PISE⁹ droit (8unités) type 1
- _ châssis PISE gauche (8unités) type 1
- _ châssis « incliné » droit (2unités) type 2
- _ châssis « incliné » gauche (2unités) type 2
- _ châssis poteaux circulaire simples (7 unités)

Ces châssis sont répertoriés par types, ainsi on retrouve les châssis type 1 qui sont pour les poteaux avec une simple inclinaison (selon alpha), les châssis type 2 qui sont pour les poteaux avec une double inclinaison (selon alpha et beta).

⁹ Poteaux Inclonnés à Sections Evolutives (PISE)



Figure 62 - Modélisation 3D du coffrage PISE

Les châssis se décomposent de plusieurs éléments pour le châssis type 1 (à gauche), coffrage PISE (voir en annexe une illustration des différents éléments d'assemblage Figure 96) :

- _ le châssis d'embase, avec roues et pieds sur vérins avec rallonge,
- _ le châssis pivotant, pour la mise en pace du caisson (réglage de l'angle beta),
- _ la plateforme d'accès sur 2 niveaux,
- _ le bracon à vis, pour le réglage de l'inclinaison,
- _ le caisson du coffrage du poteau.

Les châssis se décomposent de plusieurs éléments pour le châssis type 2 (à droite), coffrage PISE incliné (voir en annexe une illustration des différents éléments d'assemblage Figure 97) :

- _ le châssis d'embase haut et bas articulé avec roues et pieds sur vérins,
- _ le bracon à vis, pour le réglage de l'inclinaison,
- _ le châssis d'équerrage (réglage de l'angle alpha),
- _ le châssis pivotant (réglage de l'angle beta),
- _ la plateforme d'accès sur 1 niveau,
- _ le caisson du coffrage du poteau.

ATTENTION : Il est indispensable d'avoir 2 jeux de châssis (droite et gauche), du fait de la proximité des poteaux avec les bords de dalle. Les châssis droits et gauches sont symétriquement identiques.

En effet, les poteaux sont tangents à la rive de la dalle et il n'est pas envisageable de positionner les châssis sur la plateforme de travail en encorbellement, d'une part à cause de leur poids, avec environ 2600 kilos pour l'ensemble du châssis avec le caisson, et d'autre part car il n'est pas aisé de les faire rouler sur les plateformes (surtout que les plateformes ne sont pas toujours parfaitement alignées à la dalle BA).

Ainsi, il a du être réalisé deux jeux de châssis, les droits pour les parties Nord-Est et Sud-Ouest de la tour et les gauches pour les parties Nord-Ouest et Sud-Est de la tour. Cela permet de réaliser tous les poteaux, en laissant tous les châssis sur les planchers bétonnés.

Les châssis sont conçus afin de faciliter au maximum le travail des compagnons, tout au long du chantier. Aussi bien en ce qui concerne la mise en place des outils, que dans leur utilisation.

Pour la manutention des coffrages des poteaux sur la dalle, les châssis sont munis de 4 roulettes escamotables pivotante à double blocage de 300mm de diamètre, pouvant reprendre 1300 kg chacune. Les compagnons peuvent aisément régler les vis à bracons des poteaux depuis les plates-formes de travail, situées à mi-hauteur et en haut des châssis. Le bétonnage, quand à lui, se fait directement à partir de la plate-forme de travail située à la hauteur de l'arase supérieure du coffrage du poteau.

Pour permettre un positionnement exact des poteaux sur la dalle, les châssis sont munis de repères topographiques, qui permettent aux topographes du chantier de positionner exactement les poteaux suivant leur position, orientation et inclinaison (simple ou double). A l'aide de ces informations, les équipes de production vont agir sur les différents éléments de réglages du châssis, pour régler l'ensemble du coffrage (pour plus de facilité les repères géomètres peuvent être reportés au sol).

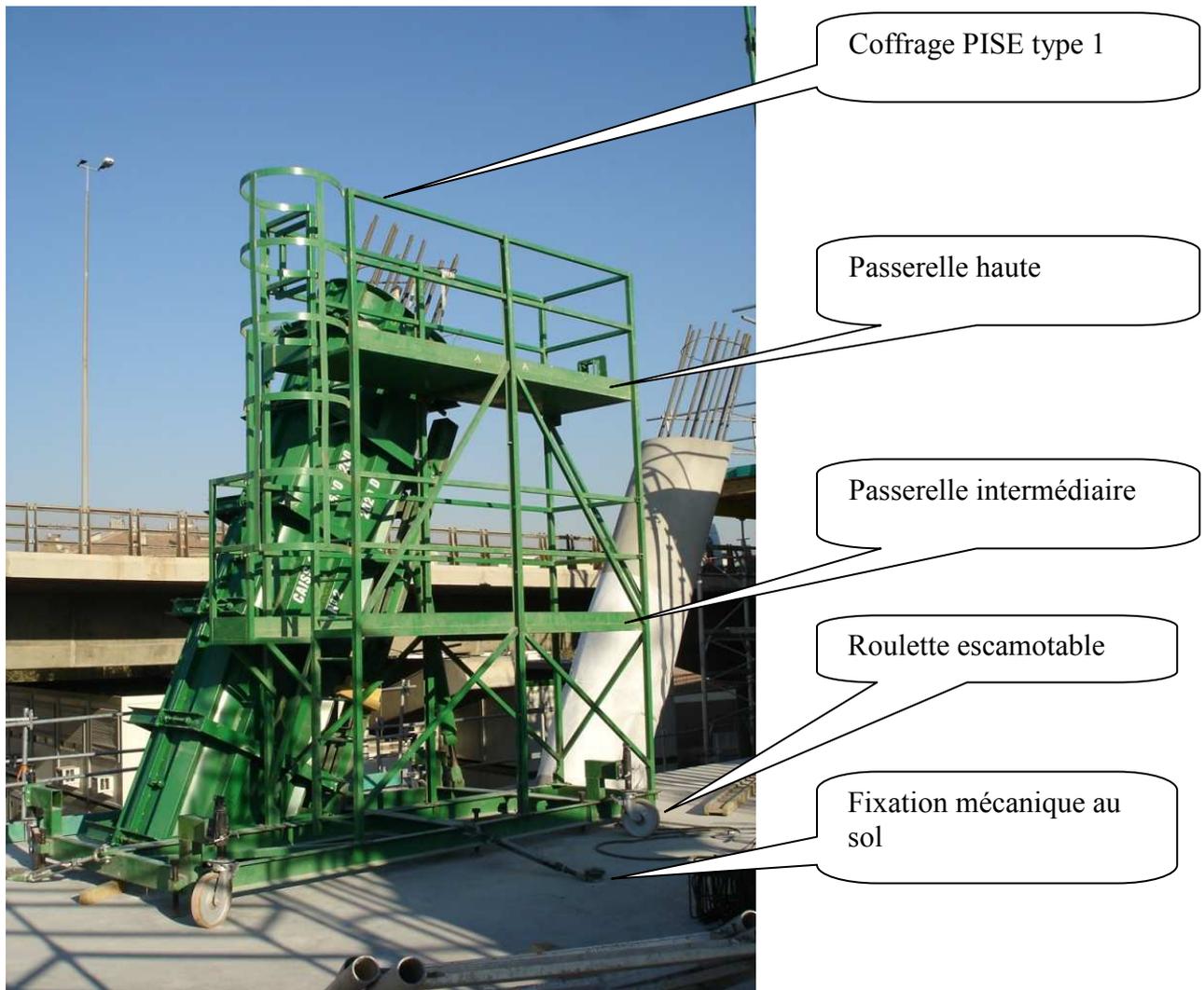


Figure 63 - Coffrage PISE

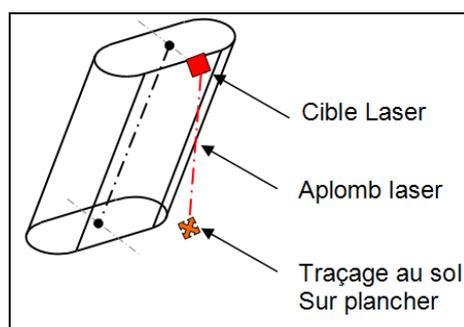


Figure 64 – Fonctionnement des lasers

Si un poteau venait à ne pas avoir une position correcte, c'est-à-dire si sa position réelle (relevée par les équipes de topographes), venait à être différente de sa position théorique (même quelques millimètres), les topographes recalculent la position à laquelle

devra exactement se situer le poteau de l'étage du dessus afin de conserver une linéarité sur la vision d'ensemble des poteaux.

Les équipes de topographes doivent donc corriger à chaque étage la position des poteaux, suivant ce qui a été réellement réalisé à l'étage inférieur, et en répercuter la correction sur les étages suivants. Après avoir validé la bonne position du coffrage, lors du bétonnage le coffrage peut toujours bouger de quelques millimètres, et il n'est pas envisageable de ne pas gérer un tel aléa, aussi bien technique, qu'esthétique.

Pour chaque poteau, les équipes de topographes interviennent pour chaque poteau de chaque étage, afin d'affiner la position du coffrage : vérifier la position finale, ajuster finement l'orientation et l'inclinaison. Ces opérations sont systématiques avant coulage et après coulage de chaque poteaux de chaque étages.



Figure 65 - Positionnement des faisceaux lasers

5.6.3. Les caissons de coffrage :

Ce sont au total 180 coques métalliques, qui ont été nécessaires pour la mise œuvre de tous les poteaux du projet.

Pour la mise en œuvre des poteaux, il existe 2 types de coffrages, les coffrages aciers et les coffrages résines. Les coffrages aciers sont utilisés dans le cas où on a un grand nombre de réemplois, pour tous les poteaux droits (inclinés ou pas). Les coffrages résines sont utilisés dans le cas où les poteaux ont une grande complexité dans leur forme, et où il n'y a pas de réemploi. C'est le cas des poteaux courbes et des poteaux fusionnants.

Dans les 2 cas, la qualité de finition du poteau après décoffrage est un impératif et les défauts de finition ne sont pas envisageables. Une attention particulière doit être apportée sur la planéité de la peau coffrante des caissons.

Les caissons de coffrage sont composés de deux demi-coquilles. La première coque est posée sur le châssis et vient recevoir les réglages de positionnement, puis le ferrailage. La seconde demi coquille n'est montée seulement lorsque tout est terminé et juste avant le bétonnage. C'est une fois que tout est fermé que les topographes peuvent vérifier la bonne position du coffrage. Chaque caisson est référencé et chaque poteau ne pourra se référer qu'à ce caisson.

Il aura fallu 2 mois de travail au fournisseur pour la mise en œuvre des caissons nécessaire à la fabrication des poteaux

Le fruit apporté à la partie basse des éléments de coffrages permet de rendre les poteaux inclinables (sur un angle de 14° environ). Cela permet d'augmenter le réemploi d'un même moule, et aussi de régler le poteau suivant les corrections qu'ont à apporter les équipes de topographes au poteau donné. Le vide généré par ce fruit est compensé par le coulage au préalable, de la talonnette en béton, sur une hauteur d'environ 20 cm.

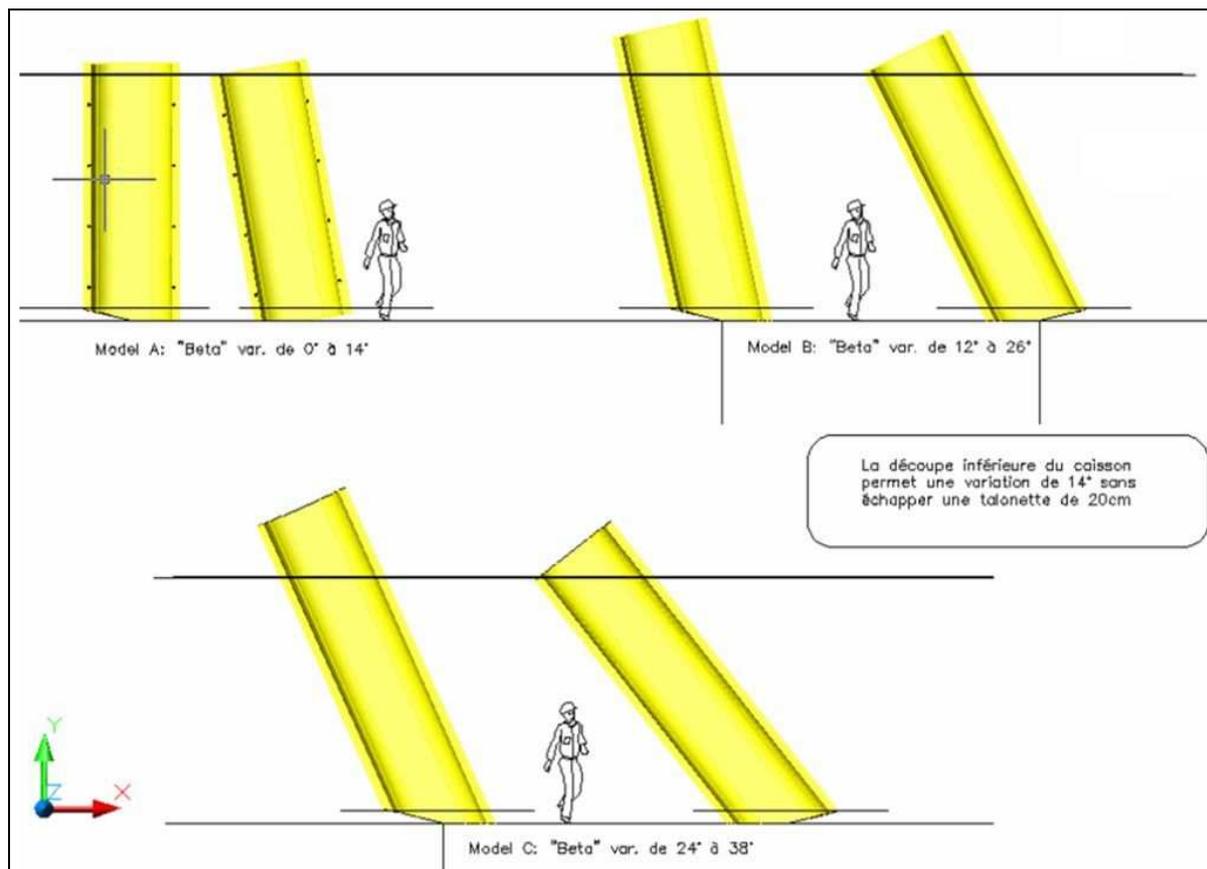


Figure 66 - Inclinaison des poteaux

Pour une même section de poteau, à des inclinaisons différentes, il existe 3 moules différents : un moule variant de 0 à 14° (modèle A), un deuxième moule variant de 12 à 26° (modèle B) et un dernier moule variant de 24 à 38° (modèle C).

Pour la préparation des moules, il est nécessaire de mener une attention particulière sur la qualité des soudures et des matériaux utilisés. A la fin de travaux de mise en œuvre des peaux coffrantes, des contrôles ont été réalisés par le fournisseur afin de vérifier que les poteaux ont bien la bonne section, inclinaison et courbure telles qu'il leur a été demandé.

La mise en place du ferrailage a obligé notre sous-traitant ferrailleur à façonner les cages d'armatures des poteaux sur un dépôt à l'extérieur du chantier les préparer à l'avance et les stocker, afin de ne pas retarder le chantier. Les armatures doivent être livrées et mises en place sans qu'il ne faille faire d'adaptation, pour éviter les soucis de mise en place car il n'y a pas de marges de manœuvre au sein du coffrage, et le diamètre des barres ne permet un ajustement de la cage d'armatures sur place. Les aciers doivent avoir le bon angle de courbure et la bonne orientation, notamment pour les poteaux courbes ou fusionnants.

En ce qui concerne les caractéristiques géométriques des poteaux fusionnants, les coffrages sont à usage unique et le découpage des coffrages doit permettre la mise en place des armatures.

Le problème pour les poteaux fusionnants est que leur impact au niveau du coffrage ne se fait pas sur le seul niveau où ils fusionnent, mais sur au moins deux niveaux. Car au niveau N+1 d'où les poteaux fusionnent, on obtient des poteaux très proches, ce qui ne permet pas toujours de réaliser un poteau de manière classique ce qui rajoute encore des coffrages à usage unique.

L'aspect de coulage des poteaux doit être le même que pour les poteaux à coffrage métallique, c'est-à-dire parfait. De plus, les poteaux fusionnant ne doivent pas être traversés de tiges de serrages. Ces dernières doivent donc se situer de part et d'autre du coffrage. Les peaux des coffrages des poteaux fusionnant sont réalisées en polystyrène revêtues d'une résine. Le tout a été taillé au laser pour avoir la forme géométrique voulue, le bon angle de courbure et la bonne section.



Figure 67 - Coffrage de poteaux courbes

Pour la réalisation du projet on dénombre, 16 poteaux fusionnants (utilisés aux RdC, R+1 et R+2) et 39 poteaux courbes.

Il y a des caissons qui sont faiblement inclinés avec une inclinaison inférieure à 20° alors que d'autres sont fortement inclinés avec une inclinaison comprise entre 20° et 37° .

Les coffrages des poteaux ont été commandés en quantité suffisante pour un réemploi optimisé suivant les besoins. Ainsi on a :

- _ moules de poteaux oblong (sections mentionnées lors des études de dimensionnement) des différents étages en 1, 2 ou 3 unités identiques, suivant le réemploi et le nombre de poteaux aux différents étages, et selon si il s'agit d'un poteau droit ou gauche,
- _ les coffrages ronds en nombre suffisant suivant la quantité par niveau,
- _ les caissons fusionnants (1 caisson spécifique par poteaux),
- _ les caissons courbes en nombre suffisant suivant la quantité par niveau.

5.6.4. Le phasage de réalisation des poteaux :

Une fois que le plancher est réalisé et que la talonnette a été mise en place, les topographes implantent l'axe du poteau pour que les équipes de production puissent positionner le coffrage. Le phasage de mise en place des coffrages des poteaux est le suivant :

- _ le coffrage adéquat est saisi par la grue et est acheminé au droit du poteau à réaliser (châssis + caisson), puis est posé à environ 1 mètre de la talonnette pour permettre une manutention à la main par les compagnons. Une fois le châssis positionné et réglé, le caisson est posé sur le châssis à l'aide de la grue. Le caisson est réglé en hauteur, à l'aide d'une butée de réglage, pour laisser le jeu de 10 mm entre la base du caisson et l'arase supérieure de la dalle,

- _ le réglage de la première demi coquille peut commencer au droit de la talonnette suivant l'inclinaison à donner au poteau (en angles alpha et beta). Les inclinaisons sont données grâce à des inclinomètres, qui permettent de donner le bon angle d'inclinaison au poteau dans les 2 directions. Les inclinaisons sont réglées à l'aide des bracons à vis par les équipes de production de façon relativement grossière, pour ne pas noyer de travail les équipes de topographes, ensuite une vérification très précise est réalisée par les équipes de topographes est réalisée,

- _ le châssis est ancré mécaniquement au sol, à l'aide de tendeurs, pour éviter au châssis de bouger par la suite. Il est alors possible d'affiner le réglage du châssis suivant l'angle oméga,

- _ les compagnons vérifient les angles alpha et beta, puis peuvent redescendre les 6 pieds sur vérin en contact avec le sol puis ensuite relever les 4 roues escamotables,

_ le châssis est à nouveau fixé au sol, à l'aide de chevilles mécaniquement ancrées au sol,

_ le sous-traitant ferrailleur met en place de la cage d'armature dans le coffrage, en vérifiant bien les enrobages (surtout pour les poteaux courbes et fusionnants). Un peigne de maintien permet à la cage d'armature de ne pas trop bouger en partie haute. Il est directement tracé sur les armatures l'arase supérieure du coulage béton pour éviter un coulage excessif ou insuffisant, à l'aide d'un serre câble,

_ les compagnons mettent en place le tube plongeur en PVC, qui permet un coulage plus efficace sur toute la hauteur du poteau,

_ une vérification avant fermeture du coffrage est faite par les équipes de topographes (position et angles d'inclinaison),

_ le deuxième demi caisson est mis en place par la grue. Pour faciliter la manœuvre, les élingues doivent être positionnées précisément et avec la bonne longueur, en s'aidant du demi caisson déjà en position,

_ une vérification par les topographes est réalisée, après la fermeture du caisson, mais toujours avant la réalisation du coulage

_ le lendemain du coulage, le poteau est décoffré et un recollement est réalisé par les topographes pour une éventuelle correction sur les poteaux des étages supérieurs.

5.7. LES PASSERELLES DE TRAVAIL EN ENCORBELLEMENT :

Afin de travailler en toute sécurité, et de permettre un cheminement tout autour de la périphérie de la dalle de la tour, il a été mis en place des passerelles de travail en encorbellement (PTE ou console pignon). Le principe de ces passerelles de travail est classique, mais le système a été revu et amélioré afin de permettre une utilisation simple, rapide et complète, suivant les impératifs du chantier.

Les passerelles doivent permettre :

- _ la mise en place des coffrages des poteaux (PISE),
- _ la mise en place des coffrages des planchers au-delà de l'emprise de la dalle,
- _ créer une circulation en périphérie des planchers,
- _ la protection collective contre les chutes de hauteur pour les compagnons,
- _ la protection périphérique contre le vent pour les objets et les compagnons,

_ supprimer la sensation de vertige en tête de tour pour les compagnons.

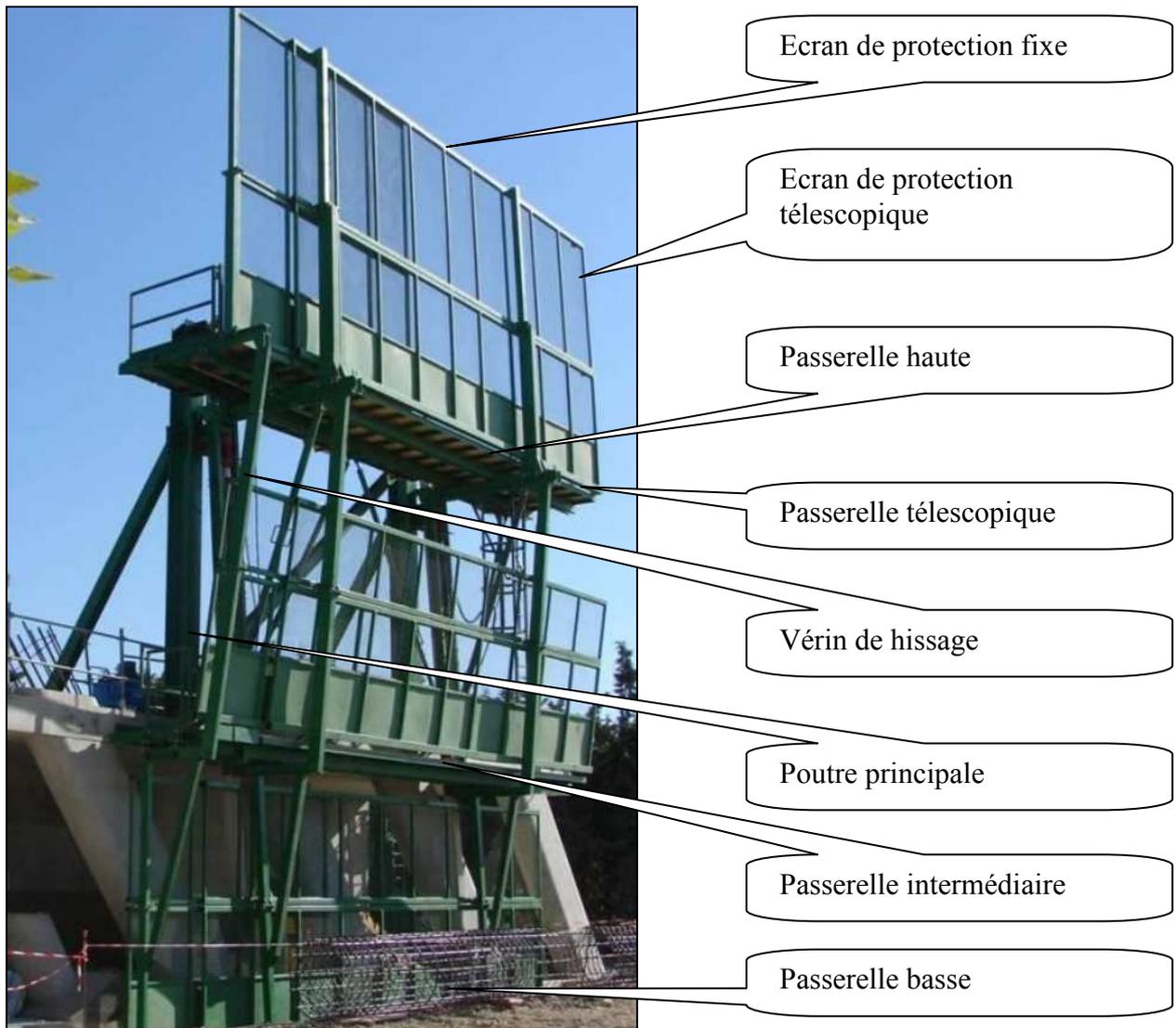


Figure 68 - Passerelle de travail en encorbellement

La passerelle haute est la passerelle qui permet le travail en hauteur et est l'étage qui correspond à la production des poteaux et ensuite des planchers. C'est en partie basse de la passerelle haute qu'est fixée (à l'aide de sabots), toute la passerelle au plancher de la tour (semblable à une passerelle classique).

La passerelle intermédiaire est la passerelle qui permet le hissage de la passerelle, car c'est à ce niveau qu'est positionné le système hydraulique. Cet étage permet le décoffrage du plancher en toute sécurité.

C'est depuis la passerelle basse qu'est récupéré le sabot de fixation de l'étage inférieur. La protection périphérique qu'offre cet étage, permet la mise en place des gardes corps périphérique des planchers, qui serviront à leur tour de protection contre les chutes de

hauteur une fois que la passerelle sera remontée. Cet accès permet aussi la reprise et le ragréage éventuel de l'état de surface des poutres de rive.

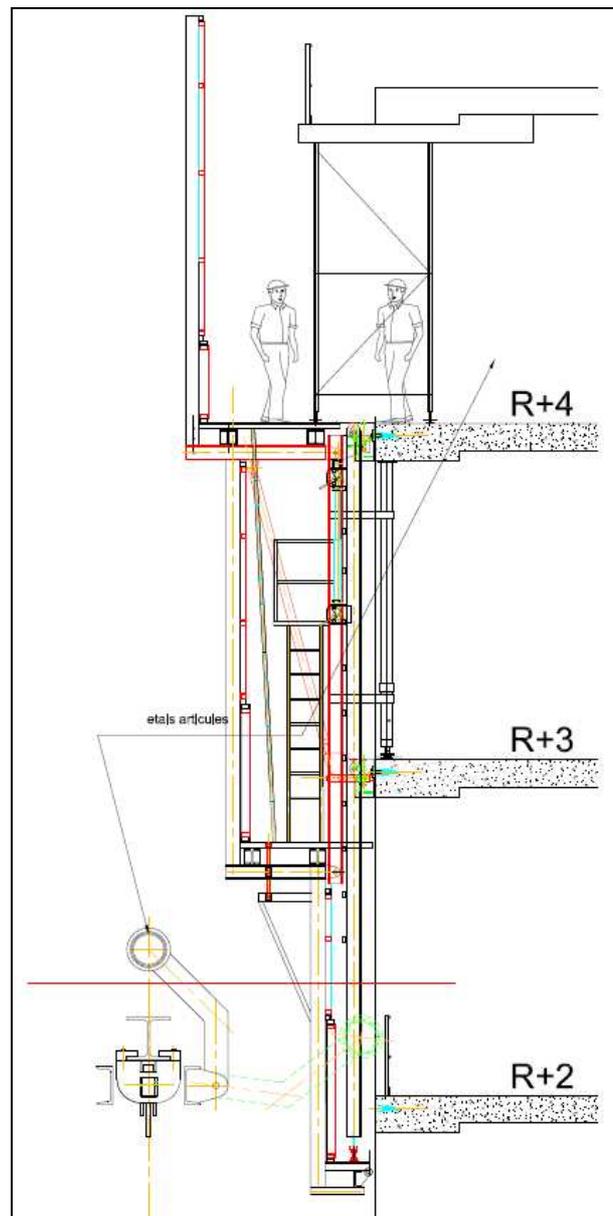


Figure 69 - Coupe sur passerelle de travail

Du à leur grande taille, les passerelles n'ont pu être mises en place qu'à partir du troisième étage, c'est à dire au droit du plancher du pHR+2. Sur les étages inférieurs, des tours d'étalement ont été montées, ce qui est financièrement très couteux mais ponctuellement indispensable.

L'objectif est que les passerelles puissent passer d'un étage à l'autre sans l'utilisation de la grue. Il a été mis en place un système de hissage à l'aide de bras télescopique, dont le

fonctionnement s'inspire de celui de l'auto grim pant. La passerelle peut passer d'un niveau à l'autre de façon autonome.

Mais cette manipulation n'est possible qu'à partir du pHR+11, qui est celui à partir duquel la tour commence à retrouver une forme plus plombée d'étage à étage. En effet, la forme évasée de la tour sur ses premiers niveaux ne permet pas au système de fonctionner. Les trajectoires possibles à partir du pHR+11 rendent possible le hissage, même si elles ne sont pas toujours parallèle.

La deuxième particularité est que les surfaces de plancher de la tour étant de plus en plus petites au fil des étages jusqu'au R+10, le périmètre de chacun de ces étages diminue aussi. Les passerelles doivent s'adapter à ce phénomène. Alors que certaines passerelles sont retirées au fur et à mesure des étages, d'autres sont conçues de parties fixes et de parties télescopiques de façon à pouvoir s'adapter suivant l'éloignement qu'elles ont les unes avec les autres, pour éviter d'avoir des zones sans passerelles, donc sans sécurité. La longueur de chaque passerelle est modulable.

Les extensions des passerelles sont télescopées à l'aide de vérins hydrauliques étant donné leur importants poids.

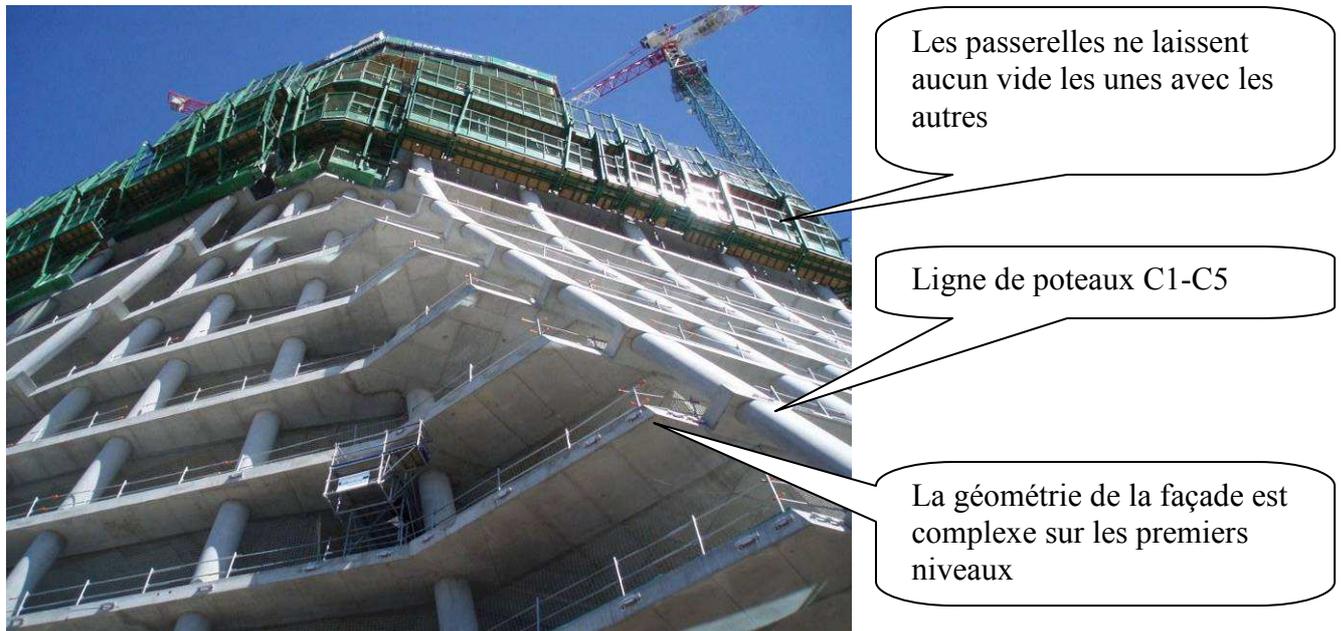


Figure 70 - Complexité de pose des passerelles

L'inconvénient dans la forme évasée de la tour, est que les rives de planchers ne se plombent pas d'un étage à l'autre. Les passerelles ne doivent pas être rigides sur leur hauteur. La mise en œuvre de rotules au droit de l'étage intermédiaire et bas a permis à la passerelle

d'épouser parfaitement la variation de la tour pour permettre sa mise en place. Les étages bas de la passerelle sont en butée contre les planchers inférieurs de celui auquel elle est fixée.



Figure 71 - Vue d'ensemble des passerelles

Les passerelles sont mises en place sur des sabots de fixation qui sont fixés à la poutre de rive à l'aide de cônes d'ancrages. Pour la mise en place des cônes de fixation au droit des planchers, des plans de calepinage sont mis en place afin de préparer leur pose et d'intégrer les ancrages des cônes, au ferrailage de la poutre de rive. L'objectif est de ne pas positionner les cônes d'ancrage au droit des nœuds « poteaux-planchers », qui sont déjà très ferrailés. C'est cette contrainte qui a rendu le calepinage des passerelles complexe, car les nœuds ne se plombent pas d'un étage à l'autre.

Le hissage des passerelles est la raison pour laquelle le béton de la poutre de rive a une condition de résistance au jeune âge de 30MPa à 30 heures (après le coulage), car les passerelles ont souvent besoin d'être remontées très peu de temps après le coulage du plancher. Il faut savoir que le hissage des passerelles suit les cadences du plancher, qui est sur un objectif d'un étage par semaine, pour les étages supérieurs.

Souvent, un plancher bétonné le jour J doit recevoir le châssis du poteau dès le lendemain ou le surlendemain. Ceci impose la manutention de la passerelle très peu de temps après le coulage de la poutre de rive, car elle doit être présente avant le positionnement du châssis du poteau.

5.8. LES PLANCHERS :

Les planchers représentent une surface totale de 46000m² de dalle, à mettre en œuvre en superstructure (intérieurs et extérieurs au noyau).

Pour la mise en œuvre des planchers, que ce soit les planchers intérieurs au noyau ou extérieurs, il est utilisé un système de coffrage de plancher spécifique (système TOPEC). Ce système de coffrage est couramment utilisé pour la mise en œuvre de dalles pleines sur les chantiers classiques.

Une exception est à faire pour les pHRdC et pHR+1, qui ont été coffrés entièrement à l'aide de tours d'étais étant donné leur géométrie particulière avec des grandes hauteurs et peu de similitudes d'un étage à l'autre. Cela permet aussi de substituer à l'absence des passerelles de travail, sur les 3 premiers niveaux. Ensuite, à partir du pHR+2, les planchers ont été coffrés à l'aide des panneaux coffrants spécifiques. Les poutres de rives sont néanmoins coffrées à l'aide de tours d'étais sur tous les étages, sur toute la périphérie des planchers, à cause de leur retombée.

En ce qui concerne ce type de coffrages de plancher spécifiques (système TOPEC), quelques mesures ont du être prises pour adapter parfaitement l'outil à l'utilisation dans les conditions de réalisation du projet, que ce soit pour des raisons techniques ou de sécurité.

Tout d'abord, en cas de vent violent à une telle altitude, un étai sur 4 doit être fixé mécaniquement au sol, pour éviter un soulèvement de l'ensemble du coffrage. Les panneaux coffrants, dans leur conception, sont directement imbriqués au droit des têtes d'étais et doivent être démontés des étais après utilisation, mais ne peuvent pas se soulever.

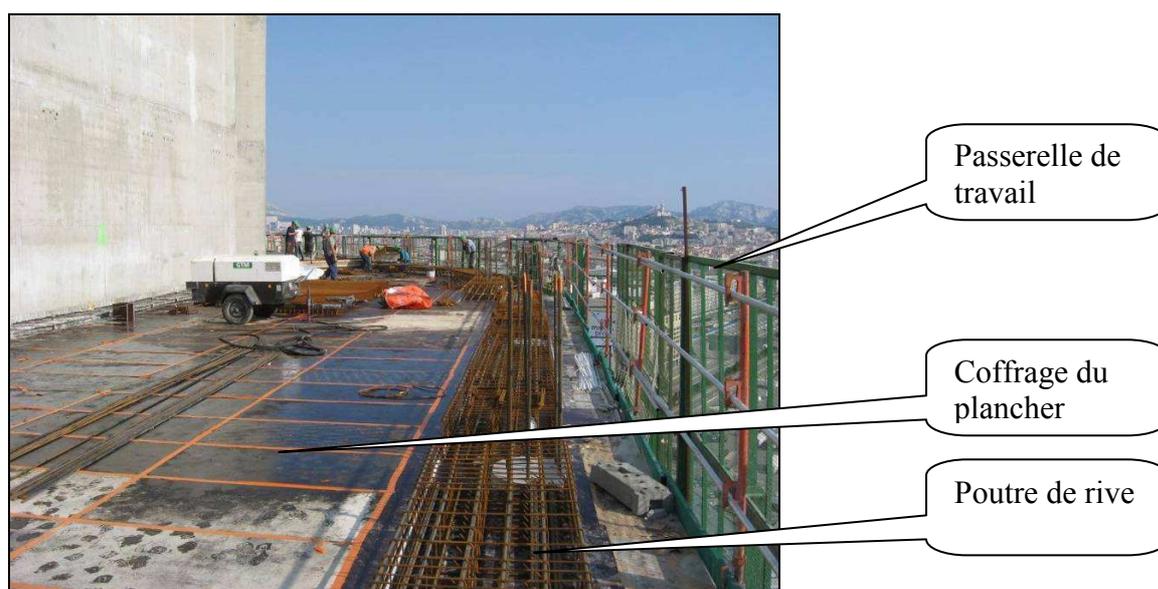


Figure 72 - Coffrage des planchers extérieurs

Les panneaux ont des dimensions standards :

- _ 1800*1800 mm
- _ 1800*900 mm
- _ 900*450 mm
- _ les autres panneaux sont faits sur mesure.

Les panneaux sur mesure sont réalisés pour les zones Nord, Sud, Est et Ouest qui servent de liaison à 2 zones d'utilisation de panneaux de dimensions standards. Les panneaux réalisés sur mesure permettent d'éviter le « bricolage » dans les zones non perpendiculaires.

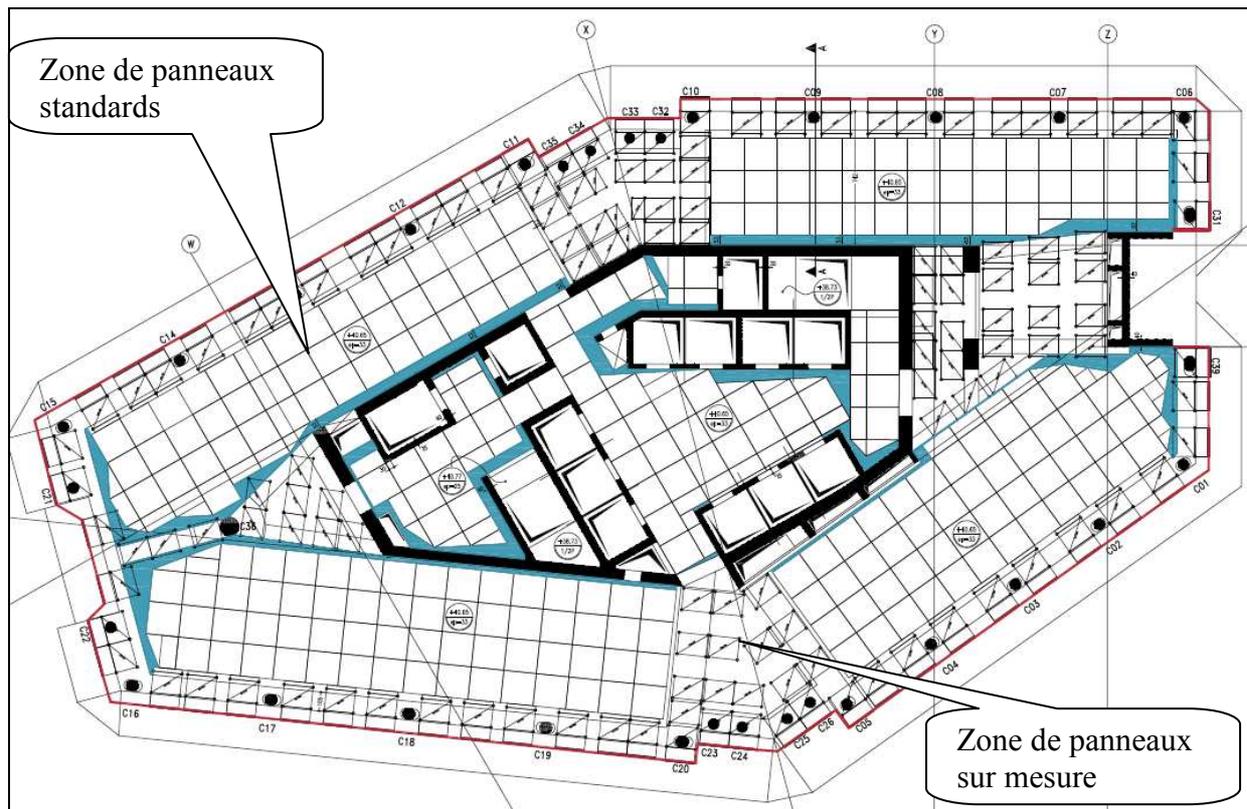


Figure 73 - Vue d'ensemble du coffrage du plancher

Ci-dessus, l'illustration montre la position des panneaux de coffrage d'un étage classique. Les 4 côtés du noyau sont composés de grands panneaux standards qui permettent de réaliser de grandes surfaces en coffrage très rapidement. Les zones de liaison ont fait l'objet de création de panneaux spécifiques, dont la position est la même d'un niveau à l'autre. Les zones bleues, sont les zones pour lesquelles, il est nécessaire de mettre en place des tôles de compensations, car la géométrie du plancher ne tombe pas juste avec la trame des panneaux coffrants. Cette illustration montre aussi que le coffrage de la poutre de rive déborde du plancher inférieur et repose partiellement sur les passerelles de travail en encorbellement.

En termes de rendement, une fois que le plancher haut du niveau N est bétonné, il faut décoffrer très rapidement la poutre de rive, car les tours d'étaisement qui reposent sur la passerelle de travail empêchent son hissage au niveau supérieur et peuvent ainsi retarder la mise en œuvre du poteau de l'étage N+1.

En ce qui concerne le plancher extérieur, les coulages sont organisés en 4 étapes. Les 4 zones sont traitées, les unes après les autres, suivant une rotation afin que les poteaux soient réalisés suivant ce même ordonnancement. Les étapes se suivent dans l'ordre suivant :

- _ zone Sud-Est
- _ zone Nord-Est
- _ zone Nord-Ouest
- _ zone Sud-Ouest

Les coulages sont réalisés à partir d'une colonne de bétonnage spécifique, montée spécialement pour le coulage des planchers, en parallèle de la colonne de bétonnage de l'outil grim pant.

Les dalles sont très ferrai llées, et doivent faire l'objet d'une vérification draconienne de la part des chefs de chantier, pour vérifier qu'aucun acier n'a été oublié et que les conditions d'enrobages sont toutes respectées.



Figure 74 - Ferrai llage des planchers

L'état de surface du plancher est réalisé 15cm sous le niveau fini et doit permettre la pose du faux plancher (dont la hauteur vaut 12cm de passage de réseaux et 3cm de hauteur de dalle). Le faux plancher permet le passage de réseaux de courants forts et faibles pour alimenter les ordinateurs, des différents postes de travail. La pose de faux plancher doit se faire sur une surface relativement horizontale et est précédée d'une couche de peinture anti poussière. Ce qui implique un état de surface de sol très lisse, surfacé à la lisseuse (hélicoptère) sur son ensemble. En ce qui concerne les planchers intérieurs, leur mise en œuvre se réalise en un seul coulage une fois que l'ensemble du niveau est coffré et prêt à être bétonné. Le bétonnage est réalisé en se branchant directement sur la colonne de bétonnage du mâât de bétonnage de l'outil grim pant. L'état de surface du sol est classique et en décaissé par rapport au sol fini d'environ 15cm pour permettre la pose d'un revêtement de sol dur (type pierre de sol).

Une fois que les planchers sont bétonnés, le décoffrage peut être réalisé en ne laissant que des étais de séchage. L'étaïement peut être totalement démonté lorsque le plancher a plus de 21 jours.

Enfin, les panneaux coffrant utilisés pour coffrer la dalles haute du niveau N sont remontées sur la dalle basse du niveau N+1, pour coffrer la dalle haute du niveau N+1, en utilisant le monte charge intérieur situé entre les voiles du panoramique et le noyau. Ce monte-charge permet le transport vertical des panneaux coffrants et de limiter les efforts inutiles de manutention pour les compagnons. Le cheminement horizontal des panneaux se fait à l'aide d'un transpalette électrique.

En ce qui concerne l'implantation des rives de planchers, l'extérieur des poutres de rive est systématiquement implanté par les équipes de topographes. Ensuite l'intérieur de la retombée est tracé par les équipes de production de manière classique.

Les équipes de topographes indiquent aussi les altimétries de coulage à réaliser en plusieurs points du coffrage. Ces indications tiennent compte des corrections à apporter aux altimétries de coulage du plancher, par rapport aux phénomènes de fluage différentiels, entre le noyau et les poteaux de façade.

Une fois la poutre de rive bétonnée, une vérification après coulage est systématiquement effectuée par les équipes de topo car en effet une tolérance de +/-2cm est acceptable, mais davantage est préjudiciable pour la pose des façades vitrées. Une attention particulière est portée sur la position du coffrage de rive du plancher.

5.9. **LES ESCALIERS :**

Les escaliers de la tour sont tous préfabriqués, d'une part car ils ne sont revêtus que d'une simple couche de peinture anti poussière et pourvu d'un nez de marche esthétique, mais surtout par leur grande répétition.

En effet, avec 150 volées à poser sur les deux escaliers de secours, il est possible de réaliser un bon réemploi des moules de préfabrication. La solution de préfabrication permet d'accélérer les cadences de mise en œuvre et de mise en place de ces escaliers.

Pour la pose des escaliers deux solutions sont envisageables :

- _ soit les escaliers sont posés une fois que l'outil grim pant est démonté, au moins au droit des cages d'escaliers, c'es à dire à la fin de la réalisation du noyau sur les 33 étages,
- _ soit les escaliers sont acheminés par le monte charge extérieur et sont posés par un treuil par tranches d'étages avant la fin de la réalisation du noyau.

En effet, il n'est pas possible de mettre en place les escaliers au fur et à mesure de la progression de l'outil, car les trémies ne sont pas accessibles directement par la grue.

Les volées d'escaliers sont stockées à un étage précis (noté N), par tranches d'étages dans le noyau. Ensuite, un treuil provisoire positionné, à l'étage supérieur (noté N+1), fixé sur le voile de la cage d'escalier, permet la mise en place de la volée à l'étage voulu en la saisissant à partir d'une recette de réception, réalisée pour cette manœuvre. Dans cette manœuvre, il s'agit de pouvoir saisir la volée d'escalier hors de l'emprise de la dalle bétonnée.

Il en est de même pour la manutention des bennes de béton qui permettent le bétonnage des paliers et des demi-paliers, de tous les étages.

La position altimétrique du treuil permet de réaliser 9 étages avant de devoir être repositionné 9 étages au dessus. Car en effet pour des raisons de sécurité il n'est pas raisonnable de positionner le treuil provisoire trop haut car les manœuvres de manutention sont plus difficiles et imprécises.

Cette méthode a été mise en place pour la mise en œuvre des escaliers des deux cages d'escaliers de la tour.

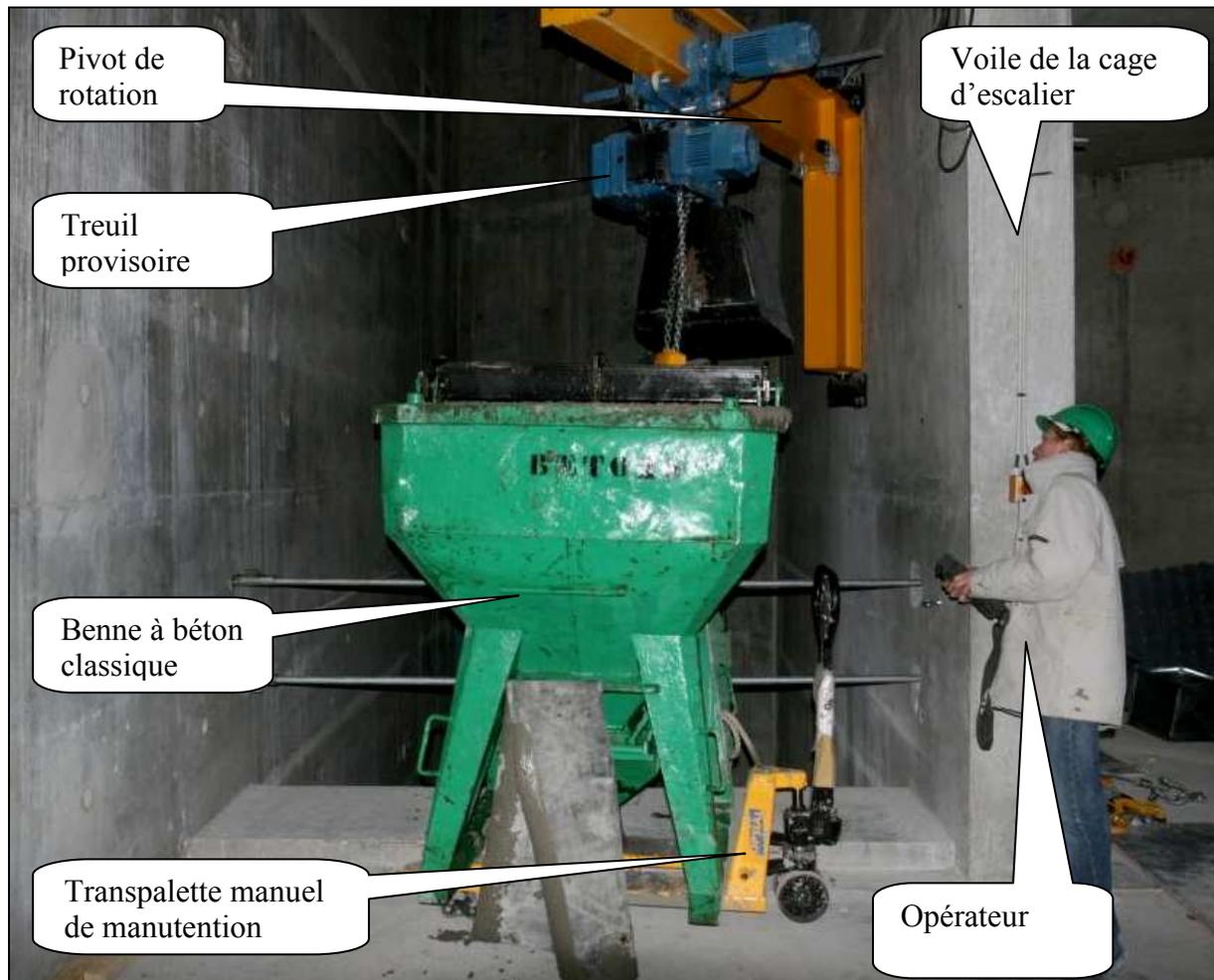


Figure 75 - Pose des escaliers intérieurs du noyau

5.10. LES APPAREILS ELEVATEURS :

5.10.1. Les grues à Tour :

En ce qui concerne les grues à tour, une étude de saturation de grue a révélée qu'à la vue des différentes manœuvres à effectuer, deux grues sont nécessaires et suffisantes, pour la réalisation du chantier suivant les délais imposés, suivant les options techniques et les méthodes retenues. Il est envisagé de les positionner de part et d'autre de la tour :

- _ une grue G1 sur la façade Nord-Est
- _ une grue G2 à l'intérieur du panoramique.

Pour la mise en place des grues, plusieurs mises au point sont nécessaires, car plusieurs paramètres sont à prendre en compte.

Premièrement, la mise en place de grues à tour sur une si grande hauteur rend obligatoire leur haubanage en différents points de la tour (3 points par grues), ce qui oblige le télescopage au fur et à mesure de l'avancement des étages.

Deuxièmement, le haubanage à travers des étages doit se faire sans interférer dans la mise en œuvre des poteaux, ni des planchers de chaque étages, pour ne pas bloquer la production, ce qui demande un travail de précision dans leur mise en place, ce qui explique aussi que le système de haubanage et la position des bracons soient différents d'un étage à l'autre, pour une même grue.

Troisièmement, la position des grues, la position du noyau et la grande hauteur des grues, ne rend pas toujours possible la visibilité de tous l'ensemble du chantier de chacune des grues, ainsi il faut équiper les grues de caméras, pour permettre une visibilité correcte pour le conducteur de chaque grue.

En ce qui concerne le haubanage, les haubans sont positionnés soit contre les voiles Nord-Est du noyau pour le grue G1, soit contre les voiles du panoramique pour la grue G2. Les haubans sont tels que représentés sur les illustrations du chapitre du dimensionnement du noyau.

Les grues doivent, au fur et à mesure de l'avancement des travaux, être télescopées pour ne pas bloquer les travaux du noyau, afin de pouvoir constamment se situer au dessus de l'outil grim pant. La première grue à être télescopée est la grue G2, puis G1 et ainsi de suite. A tour de rôle, les grues sont télescopées jusqu'à leur hauteur finale.

Pour le hissage d'une grue, des demi-morceaux de mât d'environ 6 mètres de haut sont assemblés au sol, puis sont mis en place par le crochet de levage de cette même grue au sein de sa zone de hissage. Les demi-morceaux sont saisis par les équipes de hissage de grues (des monteurs spécialisés dans les grues de grande hauteur) et sont fixés à la grue les uns après les autres.

Pour réaliser une levée de six mètres de haut, il est nécessaire de mettre en place deux demi-morceaux. La grue libère la zone de hissage pour que les monteurs puisse y insérer les deux demi-morceaux préparés auparavant. Une fois ces deux demi-morceaux fixés à l'ossature du mât de la grue, le système de hissage vient s'appuyer sur ces deux demi-morceaux de mât, pour se hisser de six mètres plus haut et ainsi libérer la zone de hissage pour la mise en place de deux nouveaux demi-morceaux de mât. Cette opération est répétée autant de fois que nécessaire.

Une fois le hissage terminé, les monteurs effectuent les tests de levage conventionnels, pour vérifier l'état général de la grue. Ensuite la grue peut reprendre le travail.

Les grues sont, l'une après l'autre télescopées pour suivre la production. On voit bien le haubanage des grues :

- _ G1 aux étages R+12, R+19 et R+27,
- _ G2 aux étages R+06, R+13 et R+21.

Ainsi, la G1 qui est la grue la plus haute, atteint dans sa position finale une hauteur sous crochet de 168,34mètres NGF soit une hauteur de 164,64 mètres sous crochet par rapport à son embase. La grue G2 atteint une hauteur sous crochet maximale de 153,10 mètres NGF soit une hauteur de 161,62 mètres sous crochet par rapport à son embase. Il faut noter que la grue G1 repose au RdC de la tour, alors que la grue G2 repose au niveau du radier de la tour soit au niveau du B3.

Une fois complètement télescopées, les grues G1 et G2 sont composées respectivement de 27 et 26 éléments d'une hauteur d'environ 6 mètres.

L'accès aux cabines de grue pour les grutiers, se fait depuis le RdC, pour les premiers niveaux de production, ensuite une passerelle intermédiaire est mise en place au fur et à mesure de l'avancement des travaux pour permettre au grutier un accès plus rapide et moins fatiguant à son poste de travail (Figure 98).

Le haubanage de la grue G1 doit permettre la mise en place précise des bracons, pour ne pas empêcher la mise en œuvre des coffrages des poteaux.

Des adaptations de passerelles de travail et une méthodologie de hissage a été réalisée, pour les 2 passerelles en interface avec les bracons.

Les haubans doivent être positionnés une cinquantaine de centimètres sous l'arase inférieure du plancher pour ne pas bloquer la réalisation du plancher, ni être trop bas pour ne pas être un danger potentiel de heurt pour les compagnons.

On voit bien sur cette illustration en annexe (Figure 100) que les coffrages PISE, sont étroitement positionnés à proximité des haubans de la grue G1. On remarque aussi la réservation laissée dans la passerelle de travail. L'illustration en annexe (Figure 102 - Annexe) nous permet de voir un détail de fixation du hauban de la grue G1, sur le mur du voile du noyau, sur la zone Nord-Est.

Ensuite, pour améliorer la précision lors de la manutention des objets, les grues sont équipées de caméras qui permettent au grutier de voir avec plus de précision sa manœuvre. Néanmoins, deux phénomènes sont à prendre en compte.

Le premier, est que la grande hauteur ne permet pas toujours de travailler avec une grande précision, même lorsque le crochet est contre le mât de la grue et très proche de la cabine.

La deuxième est que beaucoup de zones de la tour sont inaccessibles visuellement, c'est-à-dire que les grutiers n'ont pas de visuel direct sur leur manœuvre et doivent s'en remettre totalement aux consignes données par les équipes de production qui accrochent au sol, ce qui n'est pas toujours rassurant.

Ainsi, en complément, pour les manœuvres des grues, des formations très poussées pour les compagnons sont mises en place, pour pouvoir guider les grutiers en utilisant les bons mots et en orientant correctement les consignes de guidage et de levage.



Figure 76 - Repérage des zones non visibles

La zone rouge est la zone non visible directement par la grue G1, la zone bleue est la zone non visible directement par la grue G2.

On voit bien sur le plan ci-dessus que de grandes zones ne sont pas directement visibles par les conducteurs de grues et que les consignes données par les compagnons au sol sont les seules indications que peuvent avoir les grutiers pour effectuer des manœuvres à des dizaines de mètres plus haut. Le plus important est de bien se rendre compte qu'il y a une zone au Nord-Ouest pour laquelle ni la grue G1, ni la grue G2 ont une visibilité directe.

Enfin, la grue G2 a été démontée immédiatement après le coulage du dernier plancher extérieur du dernier étage. La grue G1 quant à elle, a été conservée pour les tous corps d'états

quelques semaines supplémentaires, pour la mise en place de la nacelle de nettoyage et de son train de roulement et de toutes les machines de climatisation et de chauffage, positionnées au dernier étage de la tour.

Le démontage de la grue s'est déroulé en plusieurs étapes. Tout d'abord un raccourcissement de la flèche de la grue est effectué, pour éviter une inutile prise au vent et aussi car une longue flèche est inutile. Pour leur démontage, les grues sont positionnées parallèlement à la façade de la tour et les éléments du mât de la grue sont démontés un par un de la même manière que pour le montage. Cette opération ne doit pas trop durer dans la temps car la grue est bloquée dans sa rotation et peut subir les effets du vent, même si sa proximité directe avec la tour la couvre des grosses rafales.

Au fur et à mesure que la grue descend les haubans de fixation, de la grue à la tour, sont démontés.

Une fois la grue suffisamment basse une grue mobile termine le travail depuis le sol.



Figure 77 - Démontage de la grue G1

Sur cette illustration, on remarque que la grue G1 est parfaitement parallèle à la façade de manière à ne pas la toucher.

5.10.2. Le monte charges extérieur :

Le monte-charge extérieur permet un approvisionnement des matériaux lourds et encombrants aux différents étages. Pour le gros œuvre, il a permis l'approvisionnement à chaque étage des volées d'escaliers, mais son utilisation est davantage destinée aux travaux en tous corps d'états.

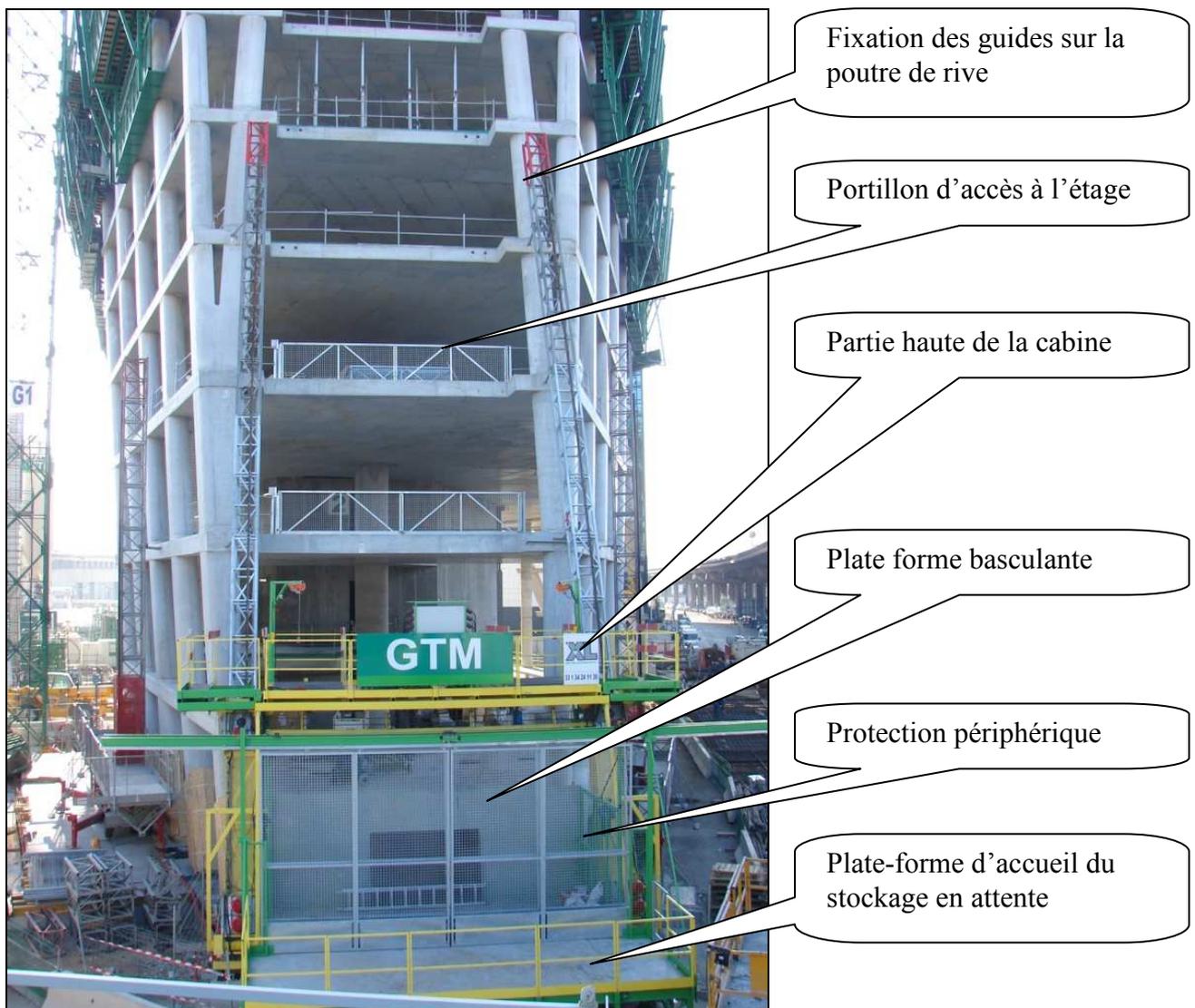


Figure 78 - Monte charge extérieur

Le monte-charge extérieur est positionné sur la partie nord de la tour, dont les guides sont fixés sur les poutres de rives à chaque étages. Le monte-charge est rehaussé tous les 5 étages dès que l'avancement du gros œuvre le permet.

La nacelle possède des vérins qui corrigent son assiette, pour le maintenir constamment dans une position horizontale, suivant l'inclinaison de la façade notamment sur les premiers niveaux.

Pour l'approvisionnement la plate-forme d'accueil, mise en place au RdC, permet de stocker provisoirement les matériaux. Une fois que la nacelle est au RdC, les matériaux sont stockés sur la nacelle puis déposés à l'étage souhaité à l'aide d'une plate-forme basculante, qui se déploie sur l'arase supérieure de la dalle des différents étages.

Le démontage du monte-charge s'est fait étages après étages lorsqu'il a fallu fermer la façade de la pointe nord, une fois que les travaux intérieurs eut atteints un certain avancement. Dans un premier temps, la façade a été fermée, pour être hors d'eau et hors d'air (mise à part les 2 panneaux au droit des 2 fixations des pattes des guides). L'opération s'est déroulée du RdC vers le R+33. Le monte-charge n'a donc plus accès aux niveaux bas alors qu'il pouvait encore approvisionner les niveaux supérieurs (dont l'avancement était faible).

Une fois le monte charges inutile, il a été démonté en utilisant le toit de la cabine du monte-charge, comme poste de travail. Ainsi il a été possible de déposer les éléments des guides fixés à la poutre de rive niveaux par niveaux, du haut de la tour vers le bas.

Ensuite la façade vitrée a pu être complètement terminée sur tous les étages de la tour, à l'aide de la nacelle de nettoyage.

5.10.3. Le monte-charge intérieur :

Pour la manutention des matériaux du dernier niveau terminé en plancher au niveau de production poteaux, il a été mis en place un monte-charge de chantier dans l'emprise du plancher extérieur. Cela permet de faciliter la tâche de manutention de matériel auprès des compagnons et ainsi de gagner de temps. Le monte-charge est notamment utilisé pour remonter les panneaux coffrants du plancher extérieur de la tour.

Le monte-charge est positionné entre les voiles du panoramique et le noyau, soit au Sud de la dalle, dans la limite des deux poutres du plancher.

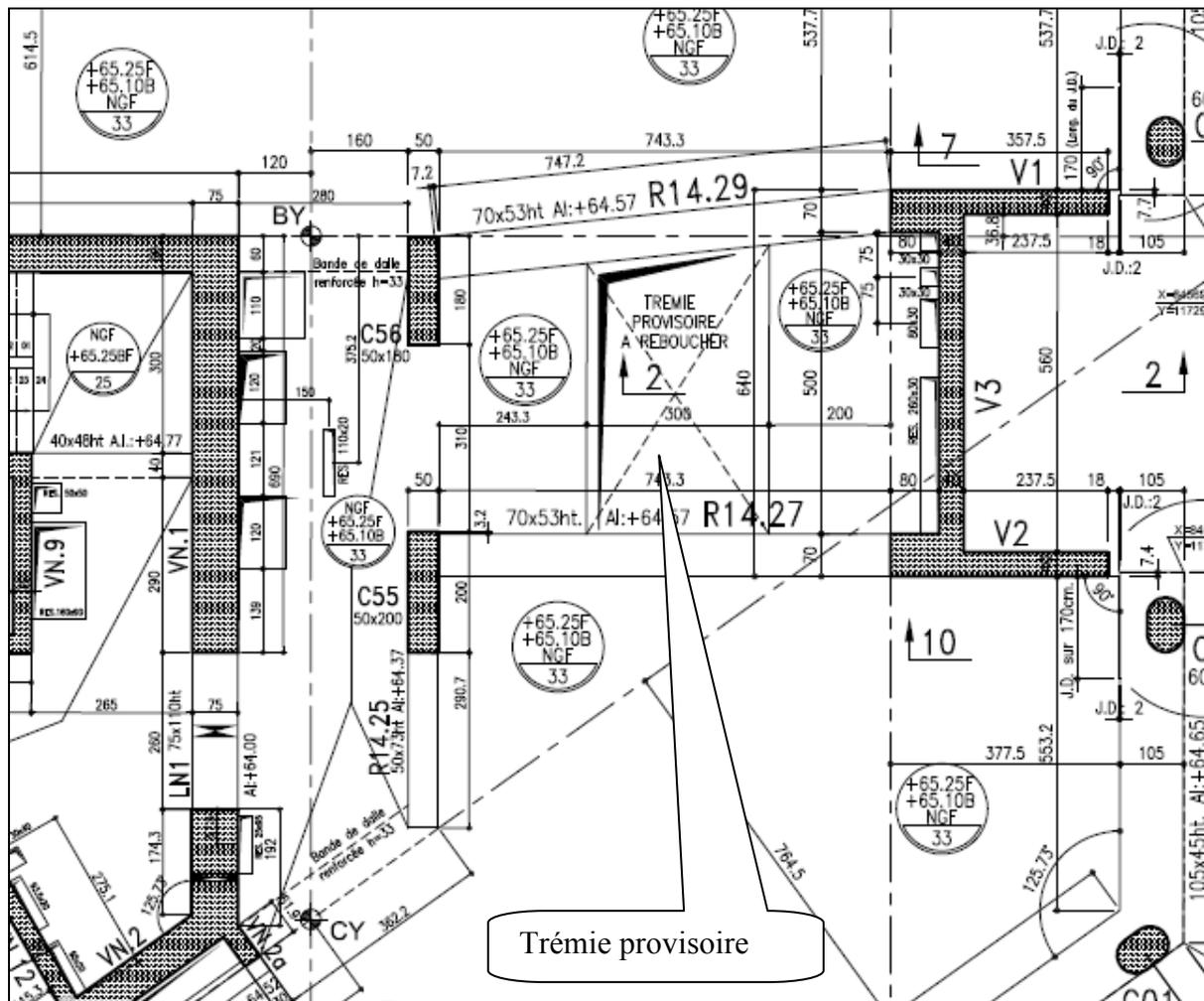


Figure 79 - Positionnement du monte-charge intérieur

Pour mettre en place le monte-charge, il est laissé à chaque étages une trémie provisoire dans la dalle pour permettre sa mise en place. Le monte-charge est suspendu à une crémaillère qui s'étend sur 4 niveaux en hauteur, ainsi une fois que le plancher haut du niveau N+4 est terminé, la réservation laissée sur le plancher du niveau N peut être rebouchée, et ainsi de suite, sur tous les étages de la tour.

Pour faire monter le système, il suffit simplement de rajouter des éléments en partie haute de la crémaillère après les avoir ôtés à la partie basse.

Sur les illustrations en annexe (Figure 103 ; Figure 104), le monte-charge est vu du dessous pour donner une idée de l'emprise de sa mise en place. Sur la seconde illustration, les compagnons manutentionnent les panneaux de coffrage du plancher du niveau inférieur au niveau de production.

5.10.4. Les Lifts de chantier :

Au-delà du transport des marchandises, il est indispensable que les compagnons qui travaillent sur l’outil grim pant ou les planchers, puissent accéder le plus facilement et le plus rapidement possible sur leur poste de travail. Pour ces raisons, il est mis en place des lifts de chantier, qui desservent tous les étages et notamment les derniers étages de production.

Les lifts de chantiers sont en réalité les monte charges définitifs la tour, dont la mise à disposition anticipée a permis aux compagnons d’atteindre rapidement et sans efforts des étages élevés de la tour, avant que sa construction ne soit terminée. Les cabines définitives ont été montées, mais dépourvues de l’habillage final le temps du chantier (habillage en contreplaqué provisoire pour limiter les détériorations des cabines, en cas de chocs ou de maltraitance de la part des utilisateurs).

Il est mis en place un contrat de mise à disposition anticipée des montes charges pour le chantier, par le lot détenteur du marché des ascenseurs, avec la mise à disposition d’un liftier permettant une utilisation correcte des machines mises à disposition.

A terme, 6 appareils vont être mis en service :

- _ 1 appareil à vocation de monte-charge lourd (2 tonnes maxi) nommé N mis en place pendant le gros œuvre (matériel + personnes) à 2,5m/s,
- _ 1 appareil à vocation de monte-charge léger (1 tonne maxi) nommé O mis en place pendant le gros œuvre (matériel + personnes) à 2,5m/s,
- _ 4 appareils à vocation de transport de personnes seulement (1,6 tonnes maxi) nommés E, F, H et I mis en place après la réalisation du gros œuvre bridés à 3,5m/s volontairement (à terme 7m/s).

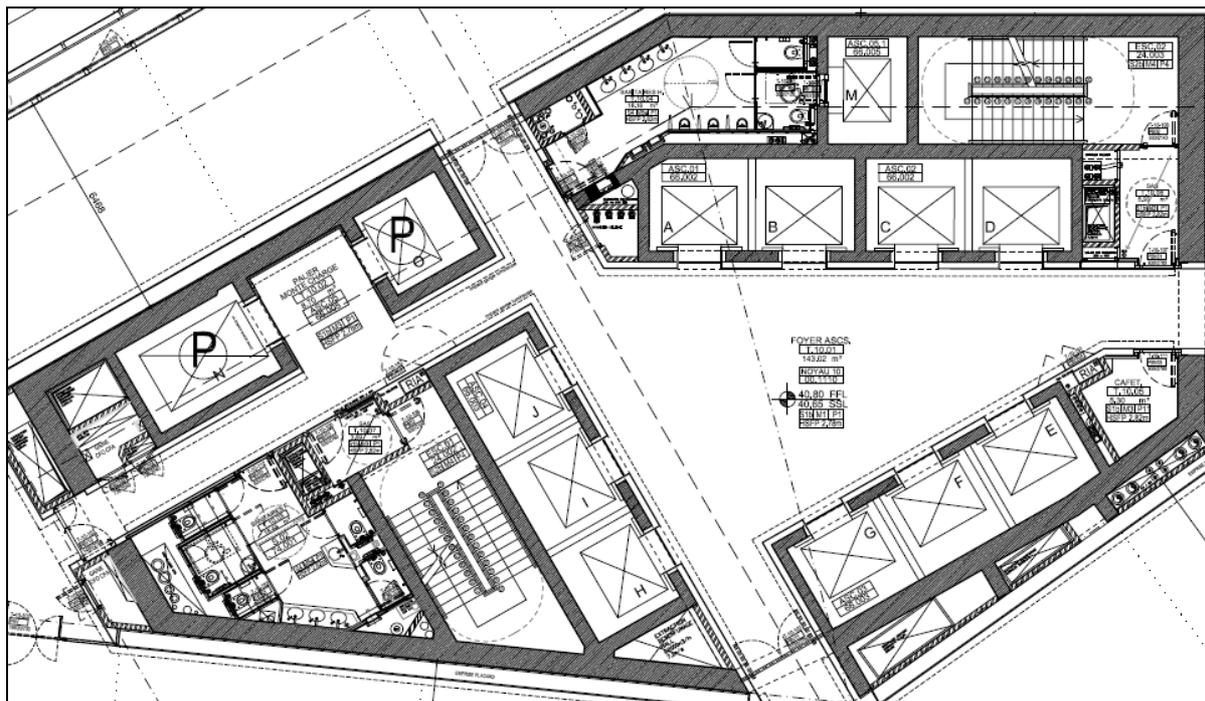


Figure 80 - Positionnement des cages d'ascenseur de la tour

Au fur et à mesure de la progression du gros œuvre, les lifts N et O sont surélevés par sauts de 5 étages dès que cela devient possible. Ceci a été rendu possible par la mise en œuvre d'une plate-forme d'accueil pour le moteur, munie de pattes de fixation qui viennent se saisir dans des réservations, laissées à cet effet dans les voiles des cages des montes charges. Le hissage de cette plate-forme lourde, est réalisée par la mise en place d'un treuil léger quelques étages supérieurs.

Suivant cette méthode, la machinerie de l'ascenseur peut être positionnée à n'importe quel étage souhaité. Les portes palières sont mise en place, la longueur des câbles est ajusté, les hauteurs d'arrêts sont paramétrées et le monte-charge est prêt à fonctionner pour 5 étages supplémentaires.

Ces opérations, ont malgré tout nécessité le recours à des alpinistes professionnels, pour la mise en place de plate-forme dans des cages d'ascenseur, pour lesquelles les planchers intérieurs, n'étant pas encore réalisé, ne permettent pas l'accès à l'étage.

Cette opération est réalisée jusqu'au sommet de la tour, pour être ensuite disposée de façon définitive avec le moteur au R+33 sur son socle définitif, en utilisation classique.

5.11. LES TOPOGRAPHES :

Suivant les tolérances admises (soit +/- 2cm), pour un tel élément de gros œuvre, chaque voile, poteau ou poutre de rive implanté doit être vérifié avant, pendant et après la réalisation, par les équipes de topographes.

Une cellule de travail composée de topographes est mise en place, à demeure, sur chantier.

5.11.1. Organisation de la cellule :

Le service topographique du chantier est directement rattaché au service des méthodes du chantier. L'importance d'une équipe de topographes sur le chantier est identifiée avant le commencement des travaux. Au fur et à mesure de l'avancement des travaux, ce besoin a été réévalué à la hausse car le besoin initialement identifié a été sous-estimé.

Au début des travaux, une seule équipe de topographes a permis de réaliser l'implantation des voiles du noyau et de couvrir l'ensemble des besoins du chantier. De plus, lors de la conception de l'outil, DOKA a affirmé avec certitude que l'auto-grimpant pouvait effectuer jusqu'à 9 levées sans autre réglage que le plombage au fil à plomb, ce qui n'a pas incité le chantier à se munir de davantage d'équipes de topographes. Mais 3 raisons principales ont modifié ce point de vue.

Tout d'abord le réglage de l'ensemble de l'outil, pour la réalisation des 3 premières levées du sous-sol, a démontré la grande difficulté pour les compagnons à respecter les tolérances de +/-2cm, sans l'assistance d'une équipe de topographes en permanence.

De plus une fois le noyau sorti des étages du sous-sol, il a été prévu un avancement de 1 niveau par semaine avec 4 étages minimum d'avance sur le plancher. Il n'est donc pas possible que la même équipe de topographes soit suffisante pour réaliser à la fois l'implantation des voiles du noyau, l'implantation des poteaux planchers et de la poutre de rive 4 étages plus bas dans un tel délai.

Enfin, pour la réalisation des poteaux, il faut aux équipes de production des poteaux une compréhension de l'outil PISE, qu'il leur est confié. Les méthodes particulières d'implantation de l'outil en étroite collaboration avec les topographes et les réactions de l'outil lors des bétonnages retardent la production. Une fois cette compréhension faite, le rendement a pu augmenter. Afin de mieux tenir les cadences, deux équipes par postes ont donc été formées à se servir des outils poteaux (celle du matin et celle de l'après-midi). C'est

la raison pour laquelle une équipe supplémentaire de topo a dû être mise en place pour pouvoir être en permanence avec les équipes de production.

Pour la réalisation de la tour, il a été nécessaire d'avoir 3 équipes topo pendant toute la durée des travaux :

- _ 1 équipe en permanence sur l'outil grim pant pour le réglage des panneaux
- _ 2 équipes pour l'implantation des planchers, de la poutre de rive et des poteaux en 2 postes décalés.

Les équipes de topographes ont aussi en parallèle de leur travail, de suivi de la production, la mission d'auscultation de la réaction de la tour vis-à-vis des phénomènes de fluage et de tassements (relevé du réel par rapport aux études de comportement menées lors du dimensionnement).

Les équipes topographes ont ensuite été réduites, au fur et à mesure que les travaux de la tour ont diminués.

5.11.2. Matériel utilisé :

Pour l'implantation et la vérification des ouvrages de la tour, il est nécessaire d'utiliser le matériel suivant :

- _ des théodolites,
- _ des niveaux de chantier,
- _ des laser verticaux,
- _ un ordinateur équipé du logiciel Auto CAD et Microsoft Excel.

Les théodolites (stations totales) ont permis l'implantation et le réglage des panneaux de l'outil grim pant, des poteaux et des poutres de rive (avec les prismes les cannes et les trépieds correspondants). Il a été utilisé 3 théodolites pour les travaux de la tour.



Figure 81 - Théodolite

Le niveau de chantier permet les opérations de nivellement et notamment les auscultations de la tour (fluage et tassement de la tour)



Figure 82 - Niveau de chantier

Le laser d'alignement vertical permet de remonter les points d'alignement de la tour à différents niveaux, à partir des trémies laissées à cet effet. Le laser permet un alignement sur 250 mètres de haut avec une déviation possible de 5mm tous les 100 mètres (0,005%). Il a été utilisé 8 lasers pour les travaux de la tour, disposés en différents points.



Figure 83 - Laser d'alignement vertical

5.11.3. Méthodologie d'implantation en plan :

Le canevas planimétrique de la tour est composé d'un canevas principal et d'un canevas secondaire.

Le canevas principal est défini par les points au sol à l'intérieur de la tour et par une série de prisme d'auscultations situés sur les piliers des 2 autoroutes de part et d'autre du chantier. Ce canevas est celui qui a été mis en place au début des travaux dans le but de conserver les lasers au RdC de la tour, ainsi que les pitons altimétriques.

Le canevas secondaire est constitué de 7 prismes de haute précision installés sur les bâtiments hauts aux alentours du chantier. En effet, passé le R+5 les points installés sur les piles des passerelles ne sont plus visibles à partir du plancher et des vérifications successives par rapport au repère d'origine est indispensable pour ne pas répéter et cumuler les éventuelles erreurs.

Une fois les 7 prismes positionnés sur les bâtiments hauts (canevas secondaire), une polygone fermée a été utilisée pour déterminer les coordonnées nécessaires pour l'implantation des points nécessaires aux travaux.

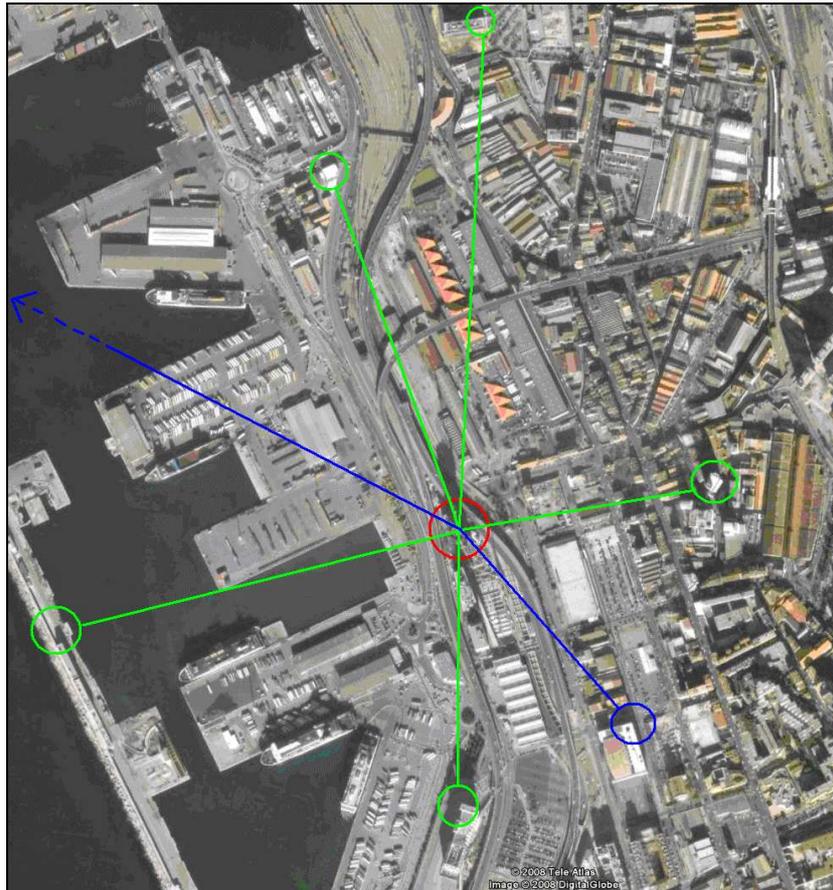


Figure 84 - Implantation des prismes

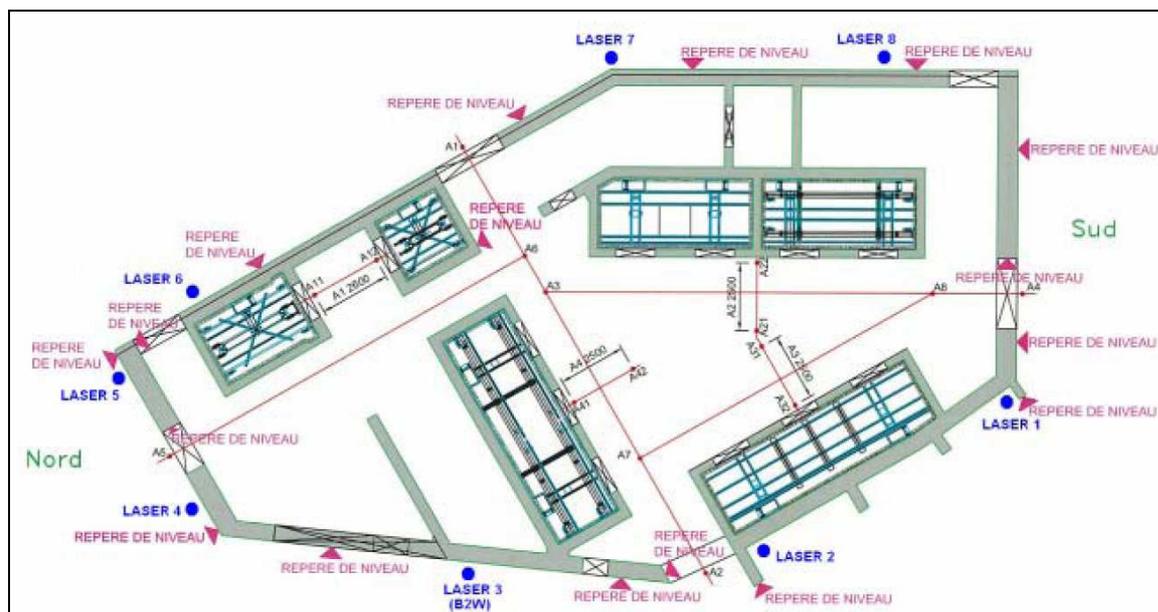


Figure 85 - Repérage des différents repères

Sur l'illustration ci-dessus sont repérés en rouge l'implantation des repères de niveau altimétriques du noyau, et en bleu sont repérés les implantations des lasers d'alignement.

La portée des lasers est de 250 mètres avec une déviation du laser de 5mm pour 100 mètres. Etant donné que la tour ne mesure que 140 mètres de haut, il aurait été possible de conserver les lasers au RdC, durant toute la durée des travaux, mais cela n'a pas été le cas pour 3 raisons.

Premièrement, la tour mesurant 140 mètres de haut la déviation du laser aurait été de 7mm ce qui n'est pas acceptable si on veut respecter une tolérance de construction de +/-2cm sur l'ouvrage.

Deuxièmement, au-delà de 40 mètres de haut la vision du laser se dégrade pour avoir une tâche d'environ 5mm, alors qu'elle n'est que de 1mm à une hauteur inférieure de 40 mètres. La possibilité de faire une mauvaise lecture est donc accentuée.

Troisièmement, l'emplacement de laser ne permet pas aux tous corps d'états de débiter leurs travaux, notamment pour les travaux de CVC (Climatisation, Ventilation, Chauffage) et d'étanchéité provisoire, car les faisceaux des laser utilisent souvent des trémies de passage de gaines ou de réseaux primaires.

Ainsi au fur et à mesure de l'avancement des travaux, les lasers d'alignement ont été remontés au R+11 puis au R+21, pour garantir une précision et un impact des lasers convenable (tous les 10 étages on ne dépasse qu'à peine les 40 mètres de haut).

La remontée des lasers a été effectuée à l'aide d'une simple plaque de plexi fixée au sol, aux étages R+12 puis R+22, sur laquelle la position du laser a été reportée pour permettre le positionnement exact du laser aux R+11 et R+21.



Figure 86 - Plaque de plexi

Sur cette illustration on voit que la position du faisceau du laser a été repérée lorsqu'il était au niveau RdC, ainsi il est possible de la déplacer de 10 étages plus haut et de le repositionner de sorte que le faisceau soit à nouveau positionné au droit du repère laissé auparavant.

5.11.4. Méthodologie d'implantation altimétrique :

En ce qui concerne l'implantation altimétrique de la tour, il a été utilisé les primes installés sur les piliers des passerelles jusqu'au R+5.

Ensuite, il a été nécessaire d'utiliser un piton positionné au sol du RdC au droit des lasers d'alignement et de remonter ce point à l'aide des lasers à visée verticale pour reporter ce point aux étages supérieurs de la tour. Ensuite une plaquette réfléchissante a permis de reporter ce point perpendiculairement à chaque étage.

Pour les étages élevés, au-delà du R+15, il a fallu changer de matériel et prendre un prisme de plus grande précision au lieu des simples plaquettes réfléchissantes et de se munir d'un laser plus puissant et plus précis pour conserver une précision d'ensemble convenable, aux alentours de 2mm environ.

Cette technique a permis de régler l'altimétrie de tous les ouvrages constructifs du gros œuvre, puis par la suite de tracer tous les niveaux 1 mètre fini, pour les corps d'états secondaire à chaque étages.

L'illustration en annexe (Figure 101) permet de mieux comprendre la procédure de report des altimétries sur les différents niveaux de la tour.

5.11.5. Méthodologie d'auscultation altimétrique :

Une attention particulière est à mener en ce qui concerne les phénomènes de fluage et de tassement de la tour, détaillées précédemment. Leur prise en compte tout au long de l'avancement des travaux est indispensable, il est donc aussi important d'en surveiller l'évolution, aussi bien pour valider les hypothèses retenues, mais aussi pour s'en servir de retour d'expérience pour les projets futurs.

Pour l'implantation des points altimétriques, il faut aux équipes de topographes, réaliser des mesures d'auscultation de la tour afin de vérifier dans quelles proportions les phénomènes de fluage et de tassement se font ressentir, afin de réajuster les reports d'altimétrie à chaque étages.

En ce qui concerne les tassements des ouvrages dans le sol, tous les mois, des mesures altimétriques des points situés au B3 et au RdC ont été prises pour constater un éventuel écart avec les précédentes mesures :

- _ B3 : 16 points sur le noyau, les poteaux et les voiles du panoramique,
- _ RdC : 23 points sur le noyau, les poteaux, les voiles du panoramique et la poutre de couronnement.

Les mesures effectuées ont révélées que le noyau, l'ascenseur panoramique et le poteau C36 s'enfoncent d'environ 1mm par mois alors que les poteaux en périphérie de la tour s'enfoncent d'environ 0,5mm par mois. Or avec une durée de travaux de gros œuvre d'une durée de 18 mois environ on devrait avoir un tassement final correspondant au tassement prévu, car il a été prévu initialement un tassement du radier et des barrettes inférieur à 20mm.

Pour le fluage, tous les 5 étages, un réseau de nivellement a été mis en place pour vérifier le fluage différentiel entre le noyau (fluage faible) et les poteaux-poutres de rive (fluage plus important). Les auscultations ont eu lieu tous les mois environ, avec un matériel qui permet d'avoir une précision d'environ +/- 0,3mm.

Les 24 points d'auscultations, implantés 2 cm sous le niveau de coulage du plancher pour éviter les détériorations, sont répartis comme suit :

- _ 9 points sur la périphérie du noyau,
- _ 13 aux pieds des poteaux,
- _ 2 points sur les voiles du panoramique.

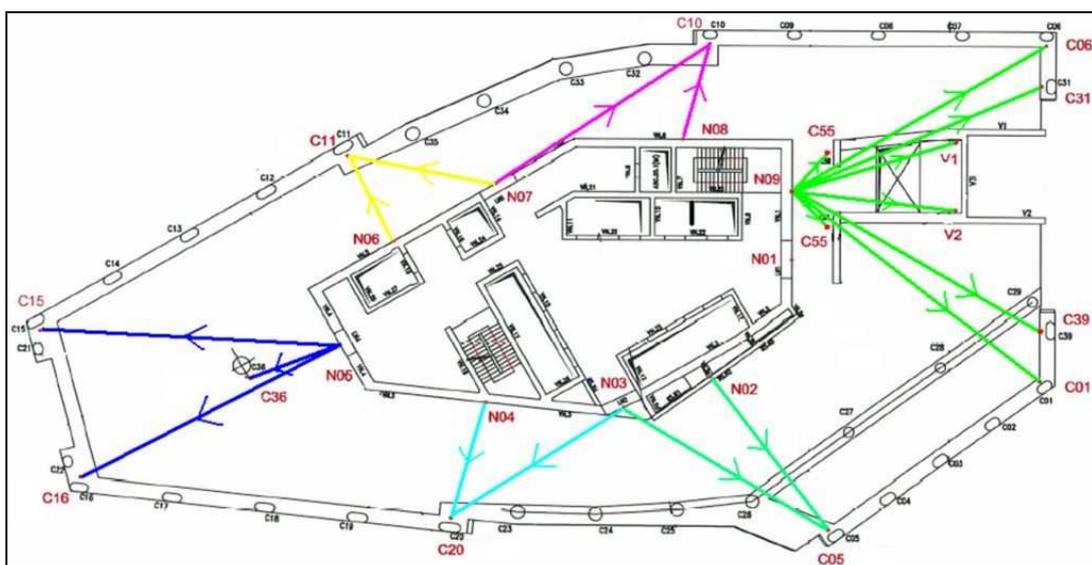


Figure 87 - Positionnement des points d'auscultation

Les mesures d'auscultations permettent effectivement, de mettre en évidence un fluage différentiel entre le noyau et la poutre de rive de la tour. On remarque aussi que le fluage au niveau des poteaux a tendance à s'arrêter à la fin du gros œuvre, car plus aucune charge supplémentaire n'est apportée.

Cependant, la valeur enregistrée à la fin du gros œuvre est environ égale à la moitié de la valeur théorique, soit 50%, alors qu'il avait été prévu 75%, si on se réfère aux tableaux dans le chapitre étude de conception. Il est alors question de 2 à 3 cm sur la hauteur totale de la tour, soit moins de 1 mm par étages ce qui peut sembler négligeable.

On peut conclure, que les mesures d'auscultations ont révélés que les mesures conservatoires prises suites aux calculs et aux modélisations de tassement et de fluage de la tour, se sont révélées relativement exactes pour le tassement et très proches pour le fluage.

5.12. LE POMPAGE DU BETON :

5.12.1. Description de la centrale à béton :

Pour l'approvisionnement du béton aux différents étages, il est utilisé une centrale à béton reliée directement aux 2 colonnes de bétonnage, qui progressent dans le noyau.

Le choix de la mise en place de la centrale permet d'avoir très rapidement une grande quantité de béton, et de mieux gérer les approvisionnements de béton suivant les horaires de bétonnages à respecter, sans avoir les aléas de la circulation ou de l'incapacité à fournir. Enfin, une centrale sur site permet aussi de négocier des prix de béton plus compétitifs.

La centrale à béton sur site permet ainsi une disponibilité très rapide du béton, de 6h00 à 21h00, avec un rendement de la centrale est de 60m³/heure.

Le matériel utilisé est :

- _ 2 pompes fixes,
- _ une trémie agitatrice,
- _ un malaxeur de 2m³,
- _ 2 lignes de bétonnage avec aiguillage (tuyaux HR),
- _ un chargeur pour manutentionner les agrégats et approvisionner la centrale.

Le stockage des agrégats se fait sur site, sous la passerelle autoroutière Est, à proximité de la centrale, dans 4 compartiments couverts de 50m³ chacun.

La trémie agitatrice est positionnée sous la goulotte de déversement du malaxeur de la centrale à béton, avec une pente vers les 2 pompes fixes positionnées dans le premier bassin de la centrale.

Ces 2 pompes sont desservies par une goulotte fixée sur un socle béton, qui achemine le béton dès la sortie de la trémie.

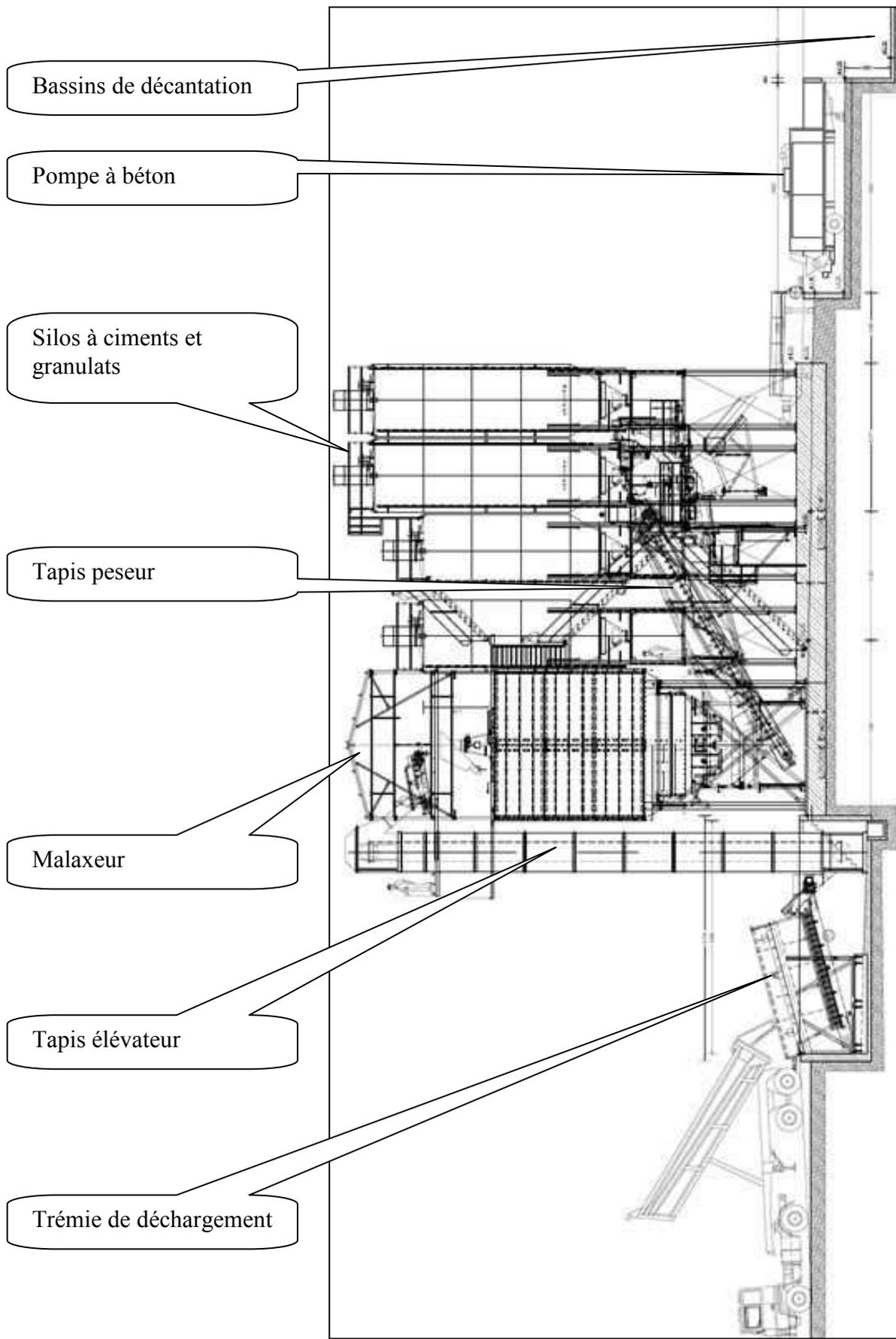
Les tuyaux du mât de bétonnage sont raccordés en sortie de pompe sous la trémie de réception du béton. Ils sont posés sur la dalle de la centrale et sont orientés vers le noyau de la tour. L'aiguillage du béton est installé sur cette dalle. L'aiguillage comporte 3 sorties, une sortie pour alimenter la colonne du noyau, une sortie pour alimenter la colonne du plancher et une sortie pour alimenter le bassin de décantation. Cet aiguillage permet aussi de dériver la ligne des planchers vers la ligne du noyau et la ligne du noyau vers la ligne du plancher.

Les lignes de tuyaux sont posées sur la dalle basse du RdC, et pénètrent dans le noyau. Les 2 lignes sont positionnées contre le voile du noyau, sur les différents étages à l'aide de colliers de serrage.

Cette installation permet au béton d'être acheminé depuis la centrale, qui se situe au RdC (zone Est), jusqu'aux étages de production.



Figure 88 - Colonne de bétonnage



Bassins de décantation

Pompe à béton

Silos à ciments et granulats

Tapis peseur

Malaxeur

Tapis élévateur

Trémie de déchargement

Figure 89 - Centrale à béton

5.12.2. Organisation du bétonnage :

Chaque fin de semaines, suivant la planification envisagée, les chefs de chantier établissent un tableau de commande sur lequel figurent les quantités de béton nécessaires pour chaque jours de la semaine à venir. Les informations à donner à la centrale sont les suivantes :

- _ quantité de béton nécessaire, par nature de béton,
- _ désignation de la formule et l'ouvrabilité
- _ jour et heure approximative de bétonnage.

Ceci permet aussi au centraliste d'anticiper les commandes, les approvisionnements et la masse de travail à réaliser chaque jour. Ainsi, il devient possible d'anticiper les besoins en liant et agrégats, en quantité suffisante pour ne pas bloquer le chantier.

Au moment du bétonnage, le chef de chantier de la zone concernée donne le départ au centraliste pour amorcer le remplissage de la trémie agitatrice.

Le premier mètre cube fabriqué est contrôlé par le service qualité du chantier à la sortie de la trémie agitatrice. La validation de l'échantillon donne le départ du bétonnage.

Le bétonnage est géré par le chef d'équipe, alors que la gestion du mât de bétonnage est réalisée par notre sous-traitant, qui a fourni, mis en place le mât de bétonnage et gère les remontées et déplacements du tuyau d'approvisionnement du béton.

Une fois le bétonnage en cours, la surveillance de la quantité restante de béton est très importante, car il faut la comparer avec la quantité de béton restante dans la ligne de tuyau.

Il est important de noter que le tuyau contient 12 litres de béton par mètre linéaire de tuyau, ce qui peut représenter plus de 2,5m³ si on compte les 210 mètres linéaires de tuyau nécessaire pour bétonner les derniers étages de la tour (150 mètres de tuyau à la verticale et 60 mètres à l'horizontale). C'est la raison pour laquelle, il est important de bien anticiper la fin du bétonnage sur les 10m³ restant à couler.

Le plus souvent, le béton restant dans la colonne, est récupéré et est réutilisé, pour éviter les gaspillages de béton (bâtiment Annexe par exemple). La capacité de la trémie agitatrice est de 6m³ en dehors de la ligne du tuyau, ce qui permet une récupération du béton en attendant un nouveau réemploi. Dans le cas contraire, le béton inutile est aiguillé vers le bassin de décantation.

Pour le nettoyage de la colonne, la solution retenue est de faire circuler une balle en mousse dans la ligne tuyaux. La balle est positionnée dans le flexible en position haute de la colonne, et est projetée jusqu'à la pompe à l'aide d'un compresseur.

Cette solution permet de répéter plusieurs fois l'opération en utilisant plusieurs balles, sans ajout d'eau.

En ce qui concerne les différentes désignations de béton et les différentes formulations envisagées, il faut veiller à ne pas boucher la ligne de tuyaux, car les bétons utilisés ont une rhéologie¹⁰ différente.

Tableau XX - Rhéologie et affaissement des bétons utilisés

Les bétons utilisés	C60/75 pour le noyau	C45/55 et C30/40 pour les planchers
Rhéologie	2h00	1h30
Affaissement au cône d'Abrams	Supérieure à 22cm	Entre 16 et 21 cm

ATTENTION : Le temps d'attente du béton ne doit pas dépasser 15 minutes pour le C60/75 et 10 minutes pour les autres bétons.

Il faut conserver ces informations à l'esprit pour éviter le bouchage de la ligne.

En cas de panne du matériel de pompage, en attendant la réparation, il est possible d'utiliser le système d'aiguillage pour :

- _ utiliser la deuxième pompes de la deuxième ligne de tuyau,
- _ mettre en place une pompe à béton mobile.

En cas de panne sur le mât de bétonnage, il est possible de substituer le coulage par une benne à béton de 3m3 à l'aide d'une prise sous centrale, le temps de la réparation.

¹⁰ Etude de la déformation et de l'écoulement de la matière sous l'application d'une contrainte (plastiques ou fluides).

5.12.3. Suivi de la qualité du béton :

Une fois la formulation du béton mise en place, il est important de vérifier sur chantier que le béton obtenu à la sortie de la centrale à béton, correspond bien à celui envisagé. Pour cela des campagnes de vérification sont menées tous les jours, auprès du béton en sortie de la centrale à béton, par le service qualité du chantier.

Les formulations des bétons ont été mise en place dans des laboratoires, testées par des essais au dépôt de plan de campagne et enfin testées par la centrale présente sur le chantier. Le problème est que lors de la mise en œuvre des premiers poteaux, un bullage est apparu, dont les proportions sont hors des tolérances admissibles.

En effet, la difficulté d'utilisation d'un béton auto plaçant est de pouvoir gérer sa viscosité :

- _ suffisamment faible pour chasser les bulles d'air et enrober les aciers,
- _ suffisamment forte pour supporter les granulats de façon homogène.

Pour obtenir un tel résultat, la formulation doit faire varier les quantités d'éléments fins « ciment + ajouts », les quantités d'eau et les quantités d'adjuvants. La difficulté est que le béton auto plaçant est aussi un béton C60, pour lequel il faut abaisser le rapport eau/ciment (donc les quantités d'eau). Donc pour obtenir la fluidité recherchée tout en ayant moins d'eau, on augmente les quantités d'adjuvants. Une telle formule devient difficile à maîtriser parfaitement, pour une production chantier.

Le problème rencontré est qu'il est possible de rencontrer des incompatibilité entre l'adjuvant et le ciment (dû à des variations de composition chimique du ciment). La viscosité du béton ne correspond donc plus à ce qui est recherché :

- _ apparition d'un fort bullage quand la viscosité est trop forte,
- _ apparition de veines de sable quand la viscosité est trop faible.

La viscosité du béton revient convenable lorsque la compatibilité ciment/adjuvant est bonne. Ainsi avant chaque bétonnage le béton est testé pour valider la viscosité suivant les valeurs requises.

Pour un suivi précis de la mise en œuvre des poteaux, suivant la qualité du parement recherché, il est indispensable que ces contrôles soient quotidiens.

6. ORGANISATION DE CHANTIER :

6.1. PLANNING :

Le planning contractuel est de 30 mois pour le gros œuvre à compter de l'ordre de service des travaux obtenu le 03/04/2006.

Les travaux de gros œuvre se terminent avec une avance pour le gros œuvre de deux mois sur le planning contractuel, en prenant en compte les intempéries (voir le planning réalisé en annexe Figure 90) :

- _ ordre de service le 03/04/2006
- _ délai de travaux 30 mois
- _ fin des travaux suivant délai contractuel 03/10/2008
- _ droit aux intempéries (météo seule) : 54 jours
- _ fin réelle des travaux fin 09/2008.

Les dates à retenir sont les passages de grandes étapes telles que, la fin des travaux de fondations le 06/04/2007, soit un an après l'obtention de l'ordre de service des travaux. Au mois d'août 2007 l'outil grim pant sort des infrastructures, puis dépasse la passerelle autoroutière au mois de septembre 2007.

Les travaux important du gros œuvre se terminent juillet 2008 avec l'arrivée de l'outil grim pant au R+33 et l'arrivée des poteaux et des planchers extérieurs au mois de septembre 2008, soit 2 mois plus tard.

L'enclenchement de tâches est à la base de toute élaboration de planification de tâches. Elle permet de définir l'ordonnancement logique ente les diverses tâches et missions à accomplir, que ce soit, les poteaux, le plancher, le noyau, les hissages de grues, les sauts de lifts, les approvisionnements, les transports, les commandes de matériels,...

Sur ce projet, le parfait enclenchement des diverses tâches de gros œuvre, ont permis de gérer la Co activité de toutes les équipes de production afin de minimiser tous les temps de tâches. Ceci se traduit par le respect du planning global de travaux.

6.2. LES CADENCES :

6.2.1. Levées d'auto grim pant :

Les cadences de levées sont les suivantes :

- _ 3 mois de travaux pour réaliser les levées des 3 niveaux du pHB3 au pHB1 y compris le temps nécessaire pour le montage de l'outil grim pant à chaque niveaux,
- _ 1,5 mois de travaux pour réaliser les levées des 3 niveaux du pH RDC au pH R+2,
- _ 3 mois de travaux pour réaliser les levées des 7 niveaux du pH R+3 au pHR+9,
- _ 8 mois de travaux pour réaliser les levées des 24 niveaux du pH R+10 au pH R+33.

Il a été réalisé 37 niveaux (du pH B3 au pH R+33) en 15,5 mois soit un rythme moyen de 2,5 niveaux par mois.

L'objectif des levées de l'auto grim pant est de 5 jours de travaux par niveaux. Cet objectif a été réalisé à partir du niveau 15 jusqu'au sommet de la tour. Il a été réalisé une fois un niveau en 4 jours de travaux seulement.

Néanmoins, divers travaux annexes sont venus perturber la progression du noyau vers son objectif de 5 jours de travaux par niveaux :

- _ modification du noyau au R+26, où il a été nécessaire de modifier la géométrie de l'outil grim pant,
- _ hissage des grues ont obligé, la mobilisation de la progression du noyau à cause des contraintes de contreventement liées à la mise en œuvre des planchers intérieurs au noyau,
- _ les retards collatéraux liés au non hissage d'une grue à cause des contraintes de contreventement du panoramique et de la mise en œuvre des planchers périphériques.

En ce qui concerne le hissage de l'outil glissant du panoramique, les objectifs de cadences de levées sont les mêmes. Les constats de levées du l'outil sont proches de celles de l'auto grim pant.

Néanmoins les contraintes d'avancement ne sont pas toutes identiques. En effet le panoramique étant contreventé par les planchers périphériques, il ne doit pas dépasser 5

niveaux de levées de décalage, notamment lors du haubanage des grues. De plus l'accès à l'outil glissant se faisant depuis le dernier plancher coulé, il ne peut pas prendre trop d'avance sous peine que l'escalier ne soit plus accessible, ni trop de retard pour ne pas qu'il se télescope avec le coffrage du plancher.

6.2.2. Coulage des poteaux :

La cadence de réalisation retenue est de 20 poteaux par semaines sur une moyenne cumulée, avec une cadence en pointe de 32 poteaux par semaines. Une production en pointe a été constatée avec 42 poteaux par semaine et 12 poteaux par jour.

Le rythme de réalisation des poteaux est lié à plusieurs paramètres tels que la météo (fortes pluies ou grands vents), la mécanique (casse de pièces ou remplacement de dernière minute), les interfaces chantier et la réalisation du plancher extérieur.

Le rythme de réalisation des poteaux s'est amélioré au fur et à mesure de l'avancement des travaux et de la progression des niveaux pour plusieurs raisons. Tout d'abord les premiers niveaux comportaient plus de poteaux que les niveaux supérieurs, ainsi pour un même rythme journalier, il faut davantage de jours pour la réalisation d'un étage. De plus, les niveaux étant des petites surfaces de plancher par rapport au grand nombre de poteaux à réaliser, il est très délicat de ne pas se télescoper et donc de conserver suffisamment d'avance sur les équipes de plancher pour ne pas se gêner.

La Co activité est un sujet délicat, qui demande beaucoup de préparation, pour ne pas pénaliser le chantier.

6.2.3. Coulage des planchers intérieurs et extérieurs :

Les cadences moyennes cumulées sont de 830m² par semaines de plancher coffrés et bétonnés. Les cadences en pointe sont de 1100m² par semaines de plancher coffrés et bétonnés. Une pointe de réalisation a été établie à 1480 m² par semaines de plancher coffrés et bétonnés.

Le coulage des planchers est décomposé en 2 postes distincts qui sont le plancher périphérique (ou extérieur) du noyau et le plancher situé à l'intérieur du noyau.

Le plancher périphérique est conditionné par la mise en œuvre des poteaux de façade et il permet de contreventer les voiles du panoramique (réalisation d'un plancher extérieur complet par semaine). Alors que le plancher à l'intérieur du noyau a un avancement qui est conditionné par les levées de l'auto grim pant et il permet de contreventer le noyau pour qu'il puisse progresser sans se soucier du reste de la structure. En fait le noyau n'a besoin pour se contreventer que de la mise en œuvre du plancher intérieur avec un décalage maximum de 5 niveaux (réalisation d'un plancher intérieur complet par semaine).

Ainsi les planchers intérieurs et extérieurs se sont montés en décalage de quelques niveaux sur toute la durée du chantier.

6.2.4. Contraintes et aléas :

Les différentes contraintes rencontrées sont liées soit au site, soit à la structure du bâtiment.

Le première difficulté rencontrée est la situation géographique du chantier, car il est situé dans une zone de vent où le mistral est fort et fréquent.

De plus, l'effet de hauteur diminue le seuil de vitesse pour laquelle la perturbation liée au vent devient réelle (grues de grande hauteur et difficulté d'accrochage d'éléments depuis le sol). C'est-à-dire que pour un même vent, la perturbation sur un tel chantier est davantage ressentie que sur un chantier qui n'est pas en grande hauteur.

Néanmoins, certaines dispositions avaient été prises lors de la mise en place des méthodes pour éviter au maximum les aléas causés par le vent :

- _ la mise en place de passerelles de travail en encorbellement spécifiques, qui permettent la protection au vent des équipes de production,
- _ un système de coffrage des planchers manu-portable, déplacé d'un étage à un autre, par l'utilisation d'un mont charge intérieur spécifique pour ne pas mobiliser la grue,
- _ une organisation du noyau, qui permet une forte indépendance vis-à-vis de la grue, mis à part pour l'approvisionnement en armatures,
- _ la mise en place d'un mât de bétonnage.

Deuxièmement, en cas de mobilisation de la grue (vent ou panne), il n'est pas possible de compenser par un autre outil (grue auto motrice) à cause de la grande hauteur.

Les cycles de réalisation sont imbriqués les uns dans les autres, ce qui implique que le retard dans un seul des postes, implique un retard général très rapidement, ce qui peut perturber durablement le chemin critique (effet boule de neige).

Enfin, les grues à tour (achetées d'occasion) ont révélées un taux d'efficience très faible en comparaison de l'utilisation qui leur est demandée (retour des grutiers employant les grues).

A titre d'exemple, un retard pris sur le poste de réalisation des poteaux a contraint le noyau de cesser les travaux pendant quelques jours suite à un phénomène de boule de neige.

En effet le plancher périphérique à un avancement qui est lié à celui des poteaux, et le panoramique a un avancement qui est lié à celui des planchers périphériques. En parallèle lorsque le noyau progresse il faut régulièrement hisser les grues pour ne pas que les 2 se télescopent.

Mais pour que la grue G2 puisse se hisser il faut qu'elle mette en place un haubanage (ou bracons) dans les voiles du panoramique. Mais si le panoramique n'est pas assez haut ou n'est pas suffisamment contreventé (car les planchers sont en retard à cause des poteaux en retards) le haubanage ne peut pas se faire et la grue ne peut pas progresser.

C'est la raison pour laquelle pendant quelques jours la grue ne pouvait pas monter davantage et l'outil grimpant s'est retrouvé coincé sous l'emprise de la flèche de la G2 sans pouvoir monter davantage alors que la levée était prête à se faire.

Les arrêts de chantiers causés par des aléas sont les suivants :

- _ 54 jours suites à la météo défavorable (vent violent et fortes pluies)
- _ 22 jours suite à incapacité d'utiliser la grue (vent violent ou panne)
- _ 1 jour suite à un arrêt de la centrale à béton

Ces arrêts de chantier ont été compensés par une ouverture du chantier une cinquantaine de samedis sur les postes du chemin critique.

Cela a permis de terminer le chantier avec seulement 6 semaines de retard par rapport au planning objectif et avec 2 semaines d'avance par rapport planning contractuel (sans prise en compte des arrêts de chantier, donc un droit d'avance sur le planning contractuel encore

plus grand). Si on prend en compte les intempéries l'avance sur le planning contractuel peut atteindre environ 2 mois.

Les cadences prévues lors des études de réalisation ont été atteintes avec succès.

6.3. LE DEPOT DE PLAN DE CAMPAGNES :

Un dépôt situé à une trentaine de kilomètres du chantier, a permis de désengorger le site, dont la surface au sol est très restreinte et ainsi ne garder que l'essentiel, pour ne pas perdre de temps sur les manutentions inutiles de matériel non utilisé, stocké au sol.

Il y a aussi été réalisé les prototypes, pour mieux appréhender les difficultés de réalisation des poteaux inclinés par exemple, avant la mise en œuvre des poteaux sur le chantier.

Durant les travaux de gros œuvre, le dépôt a permis un stockage tampon du matériel excessif ou inutilisé (stockage des coques de coffrage métalliques des poteaux en attente d'utilisation). C'est sur ce dépôt qu'ont été assemblées les passerelles de travail avant d'être acheminées sur le chantier, pour y être installées.

De plus, notre sous-traitant ferrailleur en a profité pour installer son atelier de préfabrication des armatures. La possibilité de stocker en grande quantité, lui a permis de produire les cages d'armatures sans interruption, lui permettant de lisser son activité, et de ne pas être bloqué, même en cas de baisse d'activité sur le chantier.

6.4. LA LOGISTIQUE :

La mise en place d'une cellule logistique a permis aux équipes de production de se décharger des soucis de fonctionnement, parfois éloignés de la production pure.

Le rôle de l'équipe logistique est de gérer :

- _ la sécurité collective et individuelle, par la mise en place de garde corps, la protection des trémies (et leur maintien) et la mise à disposition des EPI,
- _ le nettoyage des abords du chantier et du poste de travail,
- _ veiller au respect des consignes de sécurité collectives et individuelles,
- _ veiller au respect de consignes de respect de l'environnement,
- _ gérer les besoins en eau et électricité aux abords du chantier et aux postes de travail,

- _ la mise en place, le remplacement et le suivi des bennes de gravats et de produits dangereux (mousses et résines),
- _ la gestion des créneaux d'approvisionnements par les différents fournisseurs et par nature de livraison,
- _ le gardiennage du chantier la journée la nuit et les fins de semaines,
- _ les accès au chantier et les cantonnements pour les équipes de compagnons de notre entreprise et de nos sous-traitants.

7. RETOUR D'EXPERIENCE :

Une fois un tel projet terminé, il est important de lister ce qui a plus ou bien moins marché, lors des différentes étapes qui ont permis la réalisation du projet, à travers un bref retour d'expérience. Lors de la réalisation des prochains projets, cela permettra de partir d'éléments concrets, afin de pouvoir comparer les choix mis en place, et ainsi orienter la vision des constructeurs.

Bien évidemment, un réel retour d'expérience plusieurs années après l'exploitation de la tour permettrait de mieux adapter les conclusions tirées. En effet cela permettrait de voir comment va vieillir le bâtiment au cours des années à venir, sa réaction face aux charges qui ont été envisagées, et ainsi de réellement voir si les hypothèses mises en place, avant et pendant les travaux, sont les bonnes ou si elles doivent être revues.

NB : certains paramètres ont eu un impact de **première importance** (remise en question majeure du projet) et d'autres n'ont eu qu'un impact de **seconde importance** (remise en question minime du projet).

7.1. PARAMETRES DE CONCEPTION :

Il est important de noter que si le même projet avait été construit dans une autre région du globe, que ce soit en France ou dans un autre pays, certains choix auraient été différents (**paramètre de première importance**).

Les règles neige et vent sont différentes, et les vents de référence à prendre en compte auraient peut être obligé la mise en place d'un amortisseur de masse en tête de tour. La structure principale aurait peut-être été une construction mixte acier-béton, comme c'est le cas pour les tours aux USA. Sur un site moins exposé (telle que la proximité de la mer), les agressions extérieures, moins contraignantes, nous permettraient de passer avec des enrobages inférieurs.

Si la tour avait été réalisée dans une zone plus froide, la façade vitrée aurait dû avoir des propriétés isolantes plus importantes ou avoir une double peau sur toute son enveloppe, permettant un meilleur passage de l'air extérieur, et donc une meilleur isolaton des bureaux intérieurs (**paramètre de seconde importance**).

Les conditions d'espace autour de la grue pourraient permettre le stockage des matériaux sur site, contrairement au flux tendu pratiqué sur le chantier (**paramètre de seconde importance**).

Tous ces paramètres font que le projet aurait pu être différent sur de nombreux points, aussi bien architecturalement que structurellement, si sa construction avait été sur un site différent que sur celui sur lequel elle a été construite.

7.2. MISE EN PLACE DE REGLES COMMUNES :

La tour a été conçue et dimensionnée à partir de toutes les normes et documents en vigueur (que ce soit le BAEL pour le dimensionnement, mais aussi tous les DTU et normes en vigueur). Il est néanmoins parfois difficile de constamment rapprocher le système normatif anglais et français.

En effet, l'architecte étant anglais, il a souvent été difficile de faire admettre qu'en France les lois et règlements sont différents qu'en Angleterre et que le procédé en question n'est pas suffisant suivant la réglementation en vigueur en France. L'exemple le plus flagrant est celui qui concerne les règles de dimensionnement des effets du vent sur la tour.

Il est donc important de bien connaître la réglementation en vigueur, afin de ne pas réaliser un ouvrage dont certains éléments constitutifs ne satisfont finalement pas la réglementation du pays, auquel il est réellement soumis (**paramètre de première importance**).

7.3. INCORPORATION AU PROJET :

Avant la réalisation du projet, il est important que toutes les entreprises aient pris conscience de l'ampleur du projet et indiquent à l'entreprise qui va réaliser la structure porteuse si certains paramètres sont à intégrer à la structure du projet (**paramètre de première importance**).

La mise en place de mesures conservatoires pour le passage des réseaux avant l'aboutissement de la phase de dimensionnement, permet d'intégrer très rapidement les réservations à mettre en place dans la structure.

Ceci permet d'orienter le fonctionnement global de la répartition des efforts internes au sein de la structure. En effet, si on prend l'exemple des réservations qu'il a fallu laisser dans les 4 linteaux des 4 sorties du noyau (Nord, Sud, Est et Ouest), il est important de les prévoir au plus tôt car ces linteaux étant très sollicités, car au cœur du fonctionnement

mécanique du noyau, il aurait été très délicat de venir les réaliser après coup, sans risquer de fragiliser la structure. Il en est de même pour la grande réservation laissée à tous les étages, dans les voiles du noyau, derrière le monte-charge N (environ 1900*500 mm sous dalle haute).

La mise en place de pièces à intégrer à la structure, pour la manutention des moteurs des machineries ascenseurs (rails HALFEN, ...) sont à fournir par l'ascensoriste aux équipes de production pour que leur mise en place soit faite lors de la réalisation des planchers des étages concernés. Les tolérances de verticalité des cabines d'ascenseur doivent être intégrées avant la réalisation des voiles des cages d'ascenseur, pour partir sur de bonnes hypothèses.

7.4. RESPECT DES DIFFERENTES ETAPES DU PROJET :

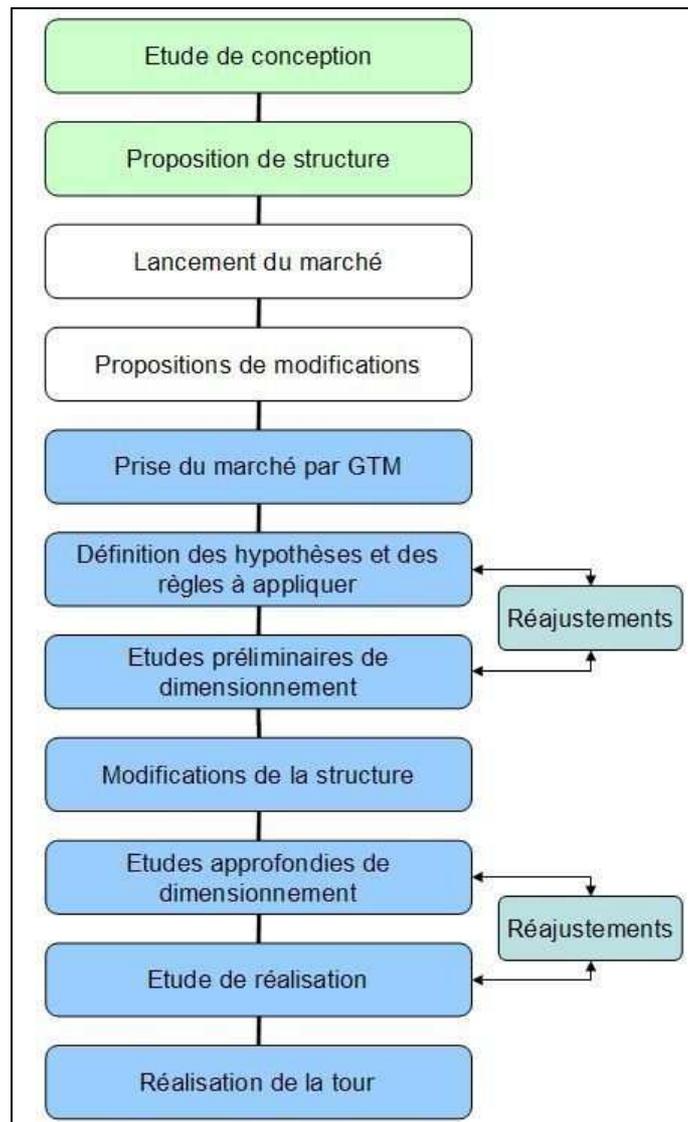
En ce qui concerne la réalisation de la tour CMG CGM, il est important de respecter les phases de conception, dimensionnement et réalisation. Le non-respect de ces étapes peut entraîner des conséquences lourdes (**paramètre de première importance**) :

- _ en conception, que le bâtiment soit impropre à sa destination,
- _ en dimensionnement, que la structure soit fragile,
- _ en réalisation, que les plans mis en œuvre ne soient pas respectés.

Il est tout de même important de noter que ces étapes sont parfois remises en question, ce qui peut faire prendre du retard lors de la réalisation de l'ouvrage. Par exemple lors de la réalisation des niveaux hauts de la tour, le projet architectural a été modifié, supprimant une zone de plancher à un niveau (pH30). Il nous a fallu insister lourdement, auprès des architectes et du maître d'ouvrage, pour boucler leur projet très rapidement, afin de nous permettre la mise en œuvre des plans de coffrage et de ferrailage à temps, indispensables pour la poursuite des travaux, et éviter tous retard.

Les différentes étapes de réalisation, du projet de la tour, sont énumérées suivant les grands chapitres qui la compose dans le tableau ci-dessous :

Tableau XXI - Etapes de réalisation du projet



La première étape (verte), est réalisée par les architectes et concepteurs de la tour. A ce stade, il est question d'établir la faisabilité de la tour dans ses grades lignes :

- _ l'envergure du projet,
- _ le terrain disponible,
- _ les contraintes principales,
- _ la destination de l'ouvrage.

La deuxième étape (blanche), est celle durant laquelle toutes les entreprises susceptibles de pouvoir réaliser la tour s'affrontent au cours d'un appel d'offre mis en place par les architectes. Durant cette étape, chaque entreprise étudie la faisabilité de la tour en

rentrant un peu plus dans les détails qu'à l'étape précédente. Il s'agit de pouvoir proposer de fines variantes au projet afin de rendre son offre la plus compétitive possible. Les propositions de modifications proposées par GTM, ont permis de rendre son offre la plus compétitive et ainsi de gagner la marché.

La troisième étape (bleue), est celle durant laquelle l'entreprise désignée va réaliser les travaux. Pendant cette étape tous les points particuliers sont étudiés dans les moindres détails. Il est important que certaines étapes clés ne soient pas oubliées :

- _ préparation du dimensionnement et des méthodes de réalisation,
- _ lancement du chantier,
- _ études d'ordonnancement,
- _ dossier d'exécution et de suivi.

Pour la réalisation d'un tel ouvrage, il y a des étapes clés qui permettent de cerner un maximum d'obstacles éventuels qui peuvent compromettre le bon déroulement du chantier dans sa globalité :

- _ visiter le site est important afin de se rendre compte de l'espace disponible, des accès, de la proximité des autres ouvrages, la qualité du terrain et son exposition géographique. Cela permet d'identifier les premières contraintes qui se poseront dès le début des travaux,

- _ constituer l'équipe travaux suivant la nature des travaux à réaliser, permet de se constituer une base de compagnons capables de mener à bien une mission très spécifique, comme le travail avec un outil grimpeur par exemple,

- _ intégrer une démarche méthodes dès que possible afin d'anticiper un maximum de problèmes et ne pas se trouver dans une démarche d'improvisation, car le moindre oubli peut faire perdre des semaines sur le planning global,

- _ définir les rôles de chacun dès le début, afin de cerner tous les sujets très tôt, suivant leur importance et la préparation qu'ils nécessitent,

- _ mettre en place un planning de lancement et d'encadrement, afin de cibler qu'elles sont les missions à mener, dans quel ordre et avec quels moyens (matériels et humains),

- _ découper l'ouvrage en tâches de bases, comme dans le cas de la tour CMA CGM, en postes principaux de production, tels que : l'outil grimpeur du noyau, l'outil glissant du panoramique, les poteaux, les planchers, la logistique, la qualité et les équipes de topographes,

- _ identifier les critères de choix et de sécurité à mettre en place dès que possible pour permettre leur mise au point (ex : passerelles de travail en encorbellement spécifiques),

- _ comparer le coût de revient des solutions envisagées, suivant l'intérêt et le rendement qu'elles comportent respectivement (monte-charge extérieur),
- _ calculer la charge de grue, pour définir leur nombre et leur degré de saturation (mise en place d'un planning de grue si besoin),
- _ définir la cadence (à partir de la durée du cycle, et la production moyenne et en pointe), envisageables pour permettre un travail en cycle continu tout au long du chantier tout en se laissant l'option de pouvoir accélérer lors des éventuels prises de retard (travail en postes décalés),
- _ vérifier avec la rotation de principe si les cadences prévues sont tenables et réalistes,
- _ réaliser le plan d'installation de chantier suivant le choix des grues, les zones de stockage, les accès, les installations de chantier, ...
- _ définir les contraintes liées aux grues afin de ne pas les sous-dimensionner, et mettre en place des mesures conservatoires (caméras, passerelles d'accès, ...),
- _ définir le planning client et le planning objectif suivant les dates contractuelles (y incorporer les prises de décisions) et les dates envisageables à tenir (y intégrer les aléas),
- _ disposer de la rotation de principe, suivant le planning objectif défini,
- _ lister le matériel et le coffrage spécifique à commander ou à acheter suivant les besoins du planning objectif,
- _ intégrer la sécurité dans le choix des équipements,
- _ définir les tâches pour une journée, suivant le planning objectif et les rotations définies, pour les grues et les équipes de production de chaque postes,
- _ réaliser le diagramme d'enclenchement des tâches sur la globalité du chantier, à la fois en gros œuvre et en tous corps d'états.

Ces différentes étapes ont permis de correctement démarrer et poursuivre le chantier, en évitant au maximum les aléas.

C'est au cours de ces étapes que des réajustements ont été apportés aux étapes précédentes. En effet, suivant la conclusion des études préliminaires de dimensionnement, il a été nécessaire de modifier quelques paramètres de conception (mise en place de JD au droit des poteaux C31 et C39, ...). De la même façon, les études de réalisation, nécessitent des ajustements lors du dimensionnement précis de l'ouvrage (charge d'exploitation chantier à prendre en compte, dont la valeur est plus importante que la charge d'exploitation prévue pour l'utilisation du bâtiment, ...).

Ces réajustements parfois mineurs, nécessitent selon les cas, l'aval de l'architecte, afin de ne pas dénaturer le projet de base. Il est aussi important que l'ensemble des intervenants aient conscience des modifications, mêmes mineures, de la structure pour pouvoir tout adapter :

- _ la prise en compte de la poutre de rive pour la façade vitrée,
- _ la mise en place d'un JD au droit des poteaux C31 et C39 peut avoir des répercussions sur la pose de la façade vitrée et du caillebotis,
- _ la modification d'une épaisseur de dalle ou de la retombée d'une poutre peut avoir une incidence sur le passage des réseaux et sur la hauteur du plénum du faux plafond,
- _ l'éloignement de la centrale à béton peut obliger à redimensionner la puissance nécessaire pour les pompes de relevage du béton.

Il est important de noter que toute modification doit être annoncée clairement pour que tous les intervenants puissent l'intégrer dans leurs plans d'exécution.

Par exemple : Lors des travaux, la mise en place d'un décroché de 7cm dans la sous face du plancher du pH03 (bande de dalle renforcée passant de 33cm à 40cm) a provoqué des problèmes mineurs lors de la mise en place de la synthèse des réseaux et a partiellement obstruée une réservation dans le voile du noyau. En effet ce décroché, mentionné sur plans de coffrage de GTM, n'avait pas été remarqué par les autres entreprises, ce qui a entraîné des erreurs sur les altimétries des réseaux.

7.5. RESPECT DU PLANNING :

Durant la phase de préparation à la réalisation, il avait été prévu que les planchers extérieurs, jusqu'au R+10, seraient réalisés avec d'éventuels pertes de temps, ensuite une fois le R+10 terminé, les productions d'étages devraient rentrer en cycle pour se terminer suivant une cadence d'un niveau par semaine. Mais très rapidement, les cadences prévues n'ont pas pu être réalisées, ou très difficilement. Ceci a été dû à une imprécision sur l'organisation des temps de grue disponibles entre les différentes équipes de production (**paramètre de seconde importance**).

Pour permettre la réalisation de la tour suivant le planning objectif, il a été nécessaire de mettre en place un planning de grues. Ce planning permet de définir les créneaux de grue dont dispose chaque équipes, afin d'effectuer toutes les manutentions nécessaires :

- _ le ferrailleur pour déplacer et mettre en place les armatures,
- _ les coffreurs pour déplacer les coffrages de poteaux, de rive de plancher, ...
- _ les manutentions de bennes à béton pour le coulage des poteaux, ...
- _ le hissage de l'outil glissant,...

Ce planning reprend toutes les tâches et les temps de tâches associés à chaque opération afin de les lisser au mieux suivant les tâches à réaliser.

La conclusion a été que chaque équipe avait un créneau de grue journalier qui lui était propre, avant de devoir la céder à l'équipe suivante. Ceci a obligé les équipes de production à préparer leur utilisation de la grue et ainsi de minimiser les manutentions inutiles et les temps de mobilisation de crochets. Pour faire rentrer toutes les opérations de manutentions dans le planning, qui ne possède que 24 heures par jour, il a été nécessaire que le ferrailleur mette en place le ferrailleur du noyau (de l'auto grim pant) durant la nuit pour ne pas mobiliser la grue durant la journée pour toutes les autres équipes.

Ce planning a permis de mieux répartir les temps de grues entre les différentes équipes qui en ont besoin (les équipes de coffrage, de ferrailleur et de bétonnage). Le gros travail de manutention dont a besoin chaque équipe a ainsi pu être équilibré. Une rigueur implicite a été introduite chez les équipes de production, qui ont immédiatement compris l'intérêt de préparer et d'anticiper leur journée de travail (gain de temps et de production).

7.6. IDEES ABANDONNEES :

Bien évidemment, certaines idées de méthodes n'ont pas été utilisées car toutes ne permettaient finalement pas de gagner du temps. Dans d'autres cas, certains problèmes n'ont pas pu être anticipés ou ont été découverts tardivement :

- _ les chariots de manutention des escaliers ont été remplacés par des transpalettes électriques, car finalement jugés trop lourds à l'exploitation,
- _ une recette à matériaux devait permettre le stockage des volées d'escaliers aux différents niveaux. Cette idée a été abandonnée au détriment de l'approvisionnement par le monte charge extérieur, car moins contraignante et moins dangereuse,
- _ certains coffrages ont dû être retouchés sur place car finalement leur mise en place ne s'est pas révélée si aisée qu'escompté,
- _ la proximité des poteaux de façade au droit du dixième étage n'avait pas été prise en compte sur l'emplacement des châssis des poteaux PISE, ainsi il a fallu déplacer certaines roues de châssis qui se télescopaient avec le poteau situé directement à côté.

7.7. UNE FOIS LA TOUR RECEPTIONNEE :

Une fois le bâtiment réceptionné par le maître d'ouvrage, il est important de veiller à ce que son utilisation soit conforme à ce qui a été prévu lors de la conception. Il est important que les règles et hypothèses de conception mises en place au départ, soient respectées tout au long de l'utilisation de la tour :

- _ charges d'exploitations,
- _ protection de la structure porteuse (enrobages, flocage...),
- _ débit (constants) des eaux de drainage passant à travers les parois moulées de l'infrastructure...

De plus, il est important de veiller à ce que les hypothèses prises lors un dimensionnement, se vérifient. L'une des hypothèses les plus importantes est l'évolution des tassements et du fluage de la structure porteuse, une fois le bâtiment aménagé et utilisé par les acquéreurs. Il est important de surveiller si le fluage a bien lieu dans les proportions prévues, et que le tassement de la tour dans le sol, ne continue pas une fois le bâtiment réceptionné. Des analyses topographiques doivent être menées de façon régulières :

- _ tous les trimestres sur les premières années et puis une fois par ans pendant au moins une dizaine d'années,
- _ les niveaux analysés doivent au moins être le RdC et le R+33, pour pouvoir se rendre compte d'un éventuel fluage ou tassement suivant l'écart entre le relevé altimétrique des différents niveaux.

L'exploitation de ces résultats permettra de compléter nos connaissances sur l'évolution des immeubles de grande hauteur au fil du temps. Constaterons-nous toujours les effets du fluage après la livraison ? Alors que nous avons constatés qu'il n'avait pas eu lieu dans les proportions envisagées durant la partie travaux. Les tassements seront-ils limités aux valeurs envisagées ?

Toutes ces vigilances permettront de veiller à ce que la tour vieillisse correctement, suivant ce qu'il avait été prévu lors des différentes étapes qui ont permis sa réalisation. Toutes ces attentions permettront une correcte utilisation de la tour, et ainsi assurer son maintien dans le temps.

8. CONCLUSION :

La tour CMA CGM est un chantier complexe qui a demandé la mobilisation de nombreuses personnes et de nombreuses compétences sur la durée totale du chantier.

Des calculs ont permis, dans un premier temps, de dimensionner la structure afin de lui assurer sa tenue dans le temps, vis-à-vis des sollicitations que lui sont appliquées. Néanmoins, on se rend compte qu'il a été indispensable de modifier la structure initiale, afin d'optimiser la tenue de la tour dans le temps.

Cette étude de dimensionnement a aussi permis de déterminer les dispositions constructives à adopter, les marges de manœuvre disponibles, et les contraintes de réalisation à respecter :

- _ adaptation des plans de coffrage vis-à-vis du fluage (et fluage différentiel poteaux-noyau),
- _ cadence de coulage des voiles et planchers vis-à-vis du contreventement,
- _ optimisation des fondations,
- _ la réalisation des poteaux.

En ce qui concerne la réalisation de la tour, il est important que les techniques de réalisation, aient pu être intégrées au dimensionnement à chaque fois qu'il aura été nécessaire :

- _ réalisation et adaptation des voiles du noyau,
- _ haubanage des grues,
- _ réalisation du plancher intérieur du noyau en décalage du plancher extérieur.

Pour la réalisation, la tour a dû être découpée en différents ouvrage, selon les éléments de structure suivants :

- _ voiles du noyau (auto grim pant),
- _ voiles du panoramique (outil glissant),
- _ planchers intérieurs au noyau,
- _ planchers extérieurs au noyau (avec la poutre de rive périphérique),
- _ poteaux (inclinés, courbes, fusionnants, droits, ligne porteuse additionnelle).

On peut en déduire, que la construction de la tour est un grand projet qui a été réussi, aussi bien en étude de dimensionnement, qu'en réalisation. Il faut retenir qu'une telle réussite, a été rendu possible par l'anticipation des problèmes et l'élaboration de techniques de travail mûrement réfléchies, tout au long du chantier.

On peut aussi en déduire que la réussite du chantier est aussi due au respect du projet de base et à la prise en compte des contraintes liées à tous les stades de réalisation du projet :

- _ lors de la conception : prise en compte des contraintes de dimensionnement,
- _ lors du dimensionnement : prise en compte de la conception du projet et des contraintes liées à la réalisation,
- _ lors de la réalisation : prise en compte de la conception du projet tout en étant adapté aux contraintes de dimensionnement.

La présence de plusieurs cellules spécifiques a permis de cerner tous les éventuels problèmes rencontrés :

- _ la cellule de production gros œuvre,
- _ la cellule méthode,
- _ la cellule topographie,
- _ la cellule bureau d'étude,
- _ la cellule béton-qualité-finitions,
- _ la cellule logistique-sécurité,
- _ la cellule environnement,
- _ la cellule tous corps d'états.

De plus, la présence sur site de la cellule méthode en étroite collaboration avec la cellule gros œuvre, est l'une des clés de la réussite de ce projet, car cela a permis une remise en question permanente des systèmes constructifs retenus et un ajustement des techniques employées pour toujours réaliser au mieux avec des temps de tâches toujours optimisés.

Pour toutes ces raisons, la Tour CMA CGM est une satisfaction aussi bien pour les concepteurs, que pour les bâtisseurs.

9. TERMINOLOGIE :

- _ BAEL : Béton Armé aux Etats Limites
- _ CCTP : Cahier des Clauses Techniques Particulières
- _ CQC : Combinaisons Quadratiques Complètes composés de 55 modes de simulation
- _ DAN : Directives d'Application Nationale
- _ DCE : Dossier de Consultation des Entreprises
- _ ELA : Etat Limite Accidentel
- _ ELS : Etat Limite de Service
- _ ELU : Etat Limite Ultime
- _ ERP : Etablissement Recevant du Public
- _ IGH : Immeuble de Grande Hauteur (si la hauteur dépasse 50m pour les logements et si la hauteur est comprise entre 28 et 200m pour les bâtiments de bureaux)
- _ NGF : Nivellement Général de France
- _ TCE : Tous Corps d'Etats
- _ TMD : Tuned Mass Dumper

10. DEFINITIONS :

- _ C45/C55/C60 : Classe de résistance normalisée du béton. Pour C60, on a 60 MPa de résistance à la compression sur une éprouvette cylindrique 16*32cm
- _ Contreventement : système statique destiné à assurer la stabilité vis-à-vis des effets du vent
- _ Déformation élastique : déformation réversible de la structure (retour à l'état initial lorsque les sollicitations ne sont plus appliquées)
- _ DELAUNAY : Issue de la méthode de triangulation de DELAUNAY
- _ Essais d'eau LUGEON : essai de perméabilité qui permet d'évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et de détecter des hétérogénéités ou des fissurations
- _ EUROCODES : normes Européennes de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil
- _ Flambement : phénomène d'instabilité d'une structure porteuse soumise à un effort normal de compression
- _ Flèche : déplacement vertical de la section d'un élément porteur
- _ Fluage : déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante, pendant une durée suffisante (inférieure à la limite élastique)

- _ Frettage : Assemblage de 2 pièces grâce à un ajustement serré
- _ G11 : Etudes préliminaires de faisabilité géotechnique dont le contenu est réglementé
- _ G12 : Etude de faisabilité des ouvrages géotechniques dont le contenu est réglementé (après une mission G11)
- _ Longrine : élément de structure porteuse ayant la forme d'une poutre
- _ Radier : fondation stable, de grande dimension sur laquelle repose les autres éléments porteurs de la structure
- _ Retrait : réduction des dimensions d'une pièce, suite à une modification de sa température (le phénomène inverse est la dilatation thermique)
- _ Rhéologie : Conservation des propriétés d'écoulement et de fluidité du matériau. Elle est mesurée à l'aide du cône d'Abrams
- _ Sprinklage : système de dispersion servant à la lutte contre les incendies
- _ Striction : Réduction locale du diamètre d'une section sous une forte traction
- _ Substratum : bon sol sur lequel peut reposer les fondations d'un bâtiment
- _ Super Plastifiants : cet ajout rendra le béton plus flexible, plus résistant, plus résilient et plus facile à manipuler. Il augmentera aussi la rhéologie du béton
- _ TMD : Amortisseur accordé ou amortisseur de masse dont le rôle est d'osciller en opposition de phase avec la tour pour récupérer de l'énergie et ainsi minimiser les déplacements en tête de tour et les accélérations des mouvements

11. SIGLES DES ABREVIATIONS :

- _ B1 – B2 – B3 : premier sous-sol – deuxième sous-sol – troisième sous-sol
- _ CF 2h – CF 3h: coupe-feu 2 heures - coupe-feu 3 heures
- _ dB(A) : décibel pondéré (A) – unité de mesure des bruits environnementaux
- _ $F_e E$: module d'Young de l'acier
- _ $f_{c_{28}}$: résistance du béton à la compression à partir de 28 jours
- _ $f_{t_{28}}$: résistance du béton à la traction à partir de 28 jours
- _ G : charges permanentes
- _ G' : charges permanentes additionnelles
- _ G1 – G2 : Grue N°1 et Grue N°2
- _ HA : Haute Adhérence (aciers)
- _ kN : kilo Newton

- _ kN/m² : kilo Newton par mètres carré
- _ kPa: kilo Pascal
- _ MPa : Mega Pascal
- _ Q: charges d'exploitation
- _ q_{ELS} : contrainte de sol à l'état limite de service
- _ RdC : rez-de-chaussée
- _ R+... : rez-de-chaussée suivi du numéro de l'étage concerné
- _ SF 2h – SF 3h: stable au feu 2 heures – stable au feu 3 heures

12. BIBLIOGRAPHIE :

12.1. DOCUMENTS DCE :

- Réf 1 – Plans généraux des niveaux courants (Vues en plan et élévations)
- Réf 2 – Etude Thermique Réglementaire RT 2000 indice C du 23/11/06
- Réf 3 – Rapport de mesures acoustiques et bruits résiduels indice A du 13/05/05
- Réf 4 – Notice acoustique indice 0 de juin 2006
- Réf 5 – Efforts du vent agissant sur la tour du 19/01/2006
- Réf 6 – Essais en soufflerie – Etude des niveaux de confort de Juillet 2005
- Réf 7 – Cahier des charges des systèmes de sécurité incendie SSI indice B de juillet 2005
- Réf 8 – CCTP Lot 03 Gros Œuvre indice 0 du 11/01/07

12.2. DOCUMENTS INTERNES NOTES DE CALCULS :

- Réf 9 – Déplacements poteaux de façade cas sismiques – EXE SIDF GO NDC TR – 022 0 du 15/12/06
- Réf 10 – Note technique accélération de la tour – EXE SIDF GO NDC TR – 040 0 du 04/06/07
- Réf 11 – Etude d'accélération en tête de tour – EXE GTM GO NDC TR -- - 001 0 du 09/03/07
- Réf 12 – Calculs des déformées des éléments porteurs pendant la construction – EXE GTM GO NDC TR – 200 0 du 12/09/07
- Réf 13 – Raccourcissements à la construction – EXE IDF GO NDC TR – 038 0 du 23/04/07

- Réf 14 - Rapport de fluage – Relevés des topographes du 29/01/2009
- Réf 15 – Etude par éléments finis des tassements du noyau – EXE GTM GO NDC TR -- -
001 C du 13/07/06
- Réf 16 – Note des hypothèses de modélisation indice 0 du 15/05/06
- Réf 17 – Note des hypothèses générales de calculs – EXE SIDF GO NDC TR – 004 E du
07/06/06
- Réf 18 – Note des modifications du modèle de superstructure – EXE SIDF GO NDC TR –
015 C du 20/11/06
- Réf 19 – Fondations : description de la modélisation – EXE GTM GO NDC TR – 102 A du
31/05/06
- Réf 20 – Hypothèses de sols pour le calcul d'ensemble des fondations – EXE GTM GO
NDC TR – 101 A du 31/05/06
- Réf 21 – Note de calcul du radier : Fondations – EXE SIDF GO NDC TR FD 028 B du
25/01/07
- Réf 22 – Diagramme des pressions du sol sous le radier – EXE SIDF GO NDC TR – 030 0
du 05/02/07
- Réf 23 – Fondations : Analyse du résultat de la modélisation – EXE GTM GO NDC TR –
103 A du 31/05/06
- Réf 24 – Définition des principes constructifs des voiles BA – EXE SIDF GO NDC TR – 029
A du 10/01/07
- Réf 25 – Déplacements inter-étages poteaux façade cas vent – EXE SIDF GO NDC TR –
021 0 du 14/12/06
- Réf 26 – Déplacements poteaux de façade cas sismiques – EXE SIDF GO NDC TR – 022 0
du 15/12/06
- Réf 27 – Poteaux de superstructure calculs de pré-dimensionnement – ETU SIDF GO NDC
TR – 006 B du 15/09/06
- Réf 28 – NDC Poteaux R0 à R34 Sollicitations et déterminations des ferrillages – EXE
SIDF GO NDC TR – 039 D du 31/01/08
- Réf 29 – Définition des principes constructifs des planchers BA – EXE SIDF GO NDC TR –
041 0 u 11/06/07
- Réf 30 – Note de calcul des dalles du noyau – EXE SIDF GO NDC TR – 042 A du 19/06/07
- Réf 31 - Efforts de traction au R0 – EXE SIDF GO NDC TR – 027 0 du 05/01/07
- Réf 32 – Note technique : déformée des poutres BA/façade – EXE SIDF GO NDC TR – 023
0 du 18/12/06
- Réf 33 – Etude des bétons : Rapport d'étude de formulation du béton C60/75 poteaux –
EXE GTM GO NDC TR – 051 A du 19/10/06

Réf 34 – NDC Ancrage des grues G1 et G2 : sollicitations et déterminations des ancrages –
EXE SIDF GO NDC TR – 024 A du 25/01/08

12.3. DOCUMENTS INTERNES METHODES :

Réf 35 - Paroi moulé tour : cahier de phasage – EXE BF PMT MET TR – 049 D du 16/10/06

Réf 36 – Paroi moulée tour : principe d'emprise des tirants – EXE BF PMT MET TR -- - 050
E du 17/08/06

Réf 37 - Impact des terrassements sur les structures avoisinantes – EXE BF PMT MET TR -
- - 051 A du 07/08/06

Réf 38 – Procédure de réalisation du noyau – EXE GTM GO PCD TR – 108 0 du 30/07/07

Réf 39 – Coffrage levage – Coffrage noyau – EXE GTM STR MET TR – 005 A du 25/08/06

Réf 40 – Procédure de réglage géométrique du noyau de la tour – EXE GTM GO PCD TR --
- 109 0 du 12/06/07

Réf 41 – Implantation faisceaux lasers verticaux – EXE GTM STR MET TR – 092 A du
19/04/07

Réf 42 – Procédure de réalisation des poteaux de superstructure – EXE GTM GO PCD TR
– 112 0 du 17/07/07

Réf 43 – Notice d'instruction coffrage PISE – EXE GTM GO PCD TR -- - 117 0 du 03/05/07

Réf 44 – Procédure de réglage géométrique des poteaux et des planchers de la tour – EXE
GTM GO PCD TR - - 119 0 du 12/06/07

Réf 45 – Principe constructif poteaux du 08/08/06

Réf 46 _ Procédure de réalisation des planchers de superstructure – EXE GTM GO PCD TR
– 106 0 du 09/08/07

Réf 47 – Principe de rotation du plancher et des poteaux du niveau R+10 phasage (3D) –
EXE GTM --- MET TR 10 073 0 du 20/02/07

Réf 48 – Suivi des déformées des éléments porteurs pendant la construction – EXE GTM
GO MET TR -- - 200 0 du 13/09/07

Réf 49 – Procédure d'auscultation des fondations de la tour – EXE GTM GO PCD TR -- -
110 A du 12/06/07

Réf 50 – Procédure d'auscultation du fluage de la Tour – EXE GTM GO PCD TR -- - 129 A
du 27/03/08

Réf 51 – Passerelle périphérique auto grimpante – EXE GTM --- NS -- -- 077 0 du 15/03/06

Réf 52 – Procédure du pompage du béton – EXE GTM GO PCD TR – 116 0 du 24/07/07

Réf 53 – Phasage élévations et niveaux d’ancrages (G1et G2) EXE GTM GO MET TR – 030
L du 10/01/08

Réf 54 – Procédure d’organisation générale de topographie – EXE GTM GO PCD -- -- - 102
B du 28/05/07

Réf 55 – Plan d’installation gros œuvre – EXE GTM --- ELE -- -- 011 Q du 13/09/07

12.4. DIVERS :

Réf 56 – Site internet Wikipedia -
http://fr.wikipedia.org/wiki/Wikip%C3%A9dia:Accueil_principal

Réf 57 – Site internet - (Tour Taipei, CMA CGM, Zaha HADID, Euromed, ...)

Réf 58 – Retour d’expérience Travaux Gros œuvre Tour, rédigé par R.AVENIER,
responsable des méthodes du gros œuvre de la tour – janvier 2007

Réf 59 – Retour d’expérience Travaux Gros œuvre Tour, rédigé par J.L. MOUNIER,
responsable des travaux de gros œuvre de la tour – décembre 2008

13. DOCUMENTS ANNEXES :

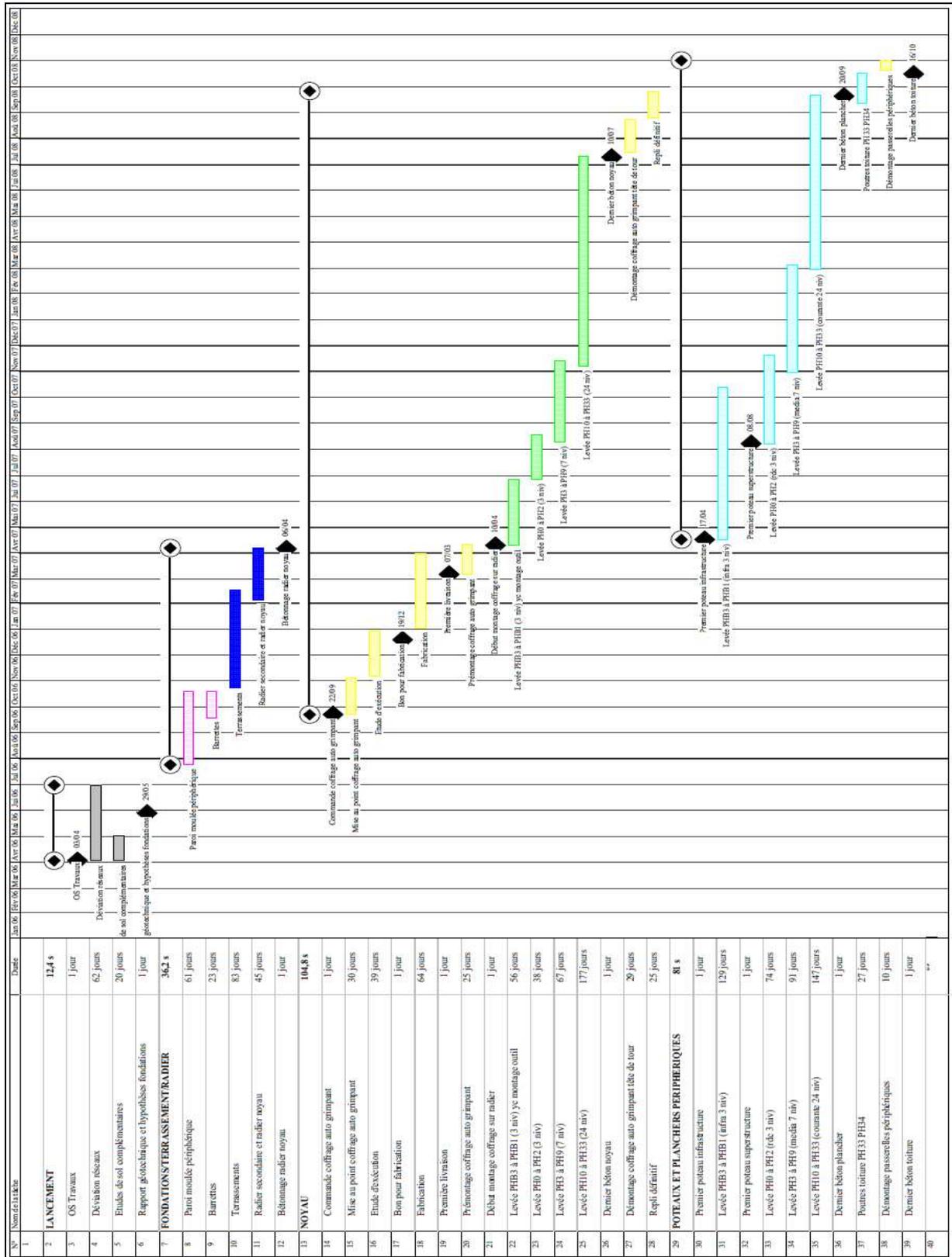


Figure 90 – Annexe



Figure 91 – Annexe



Figure 92 – Annexe



Figure 93 - Annexe



Figure 94 - Annexe

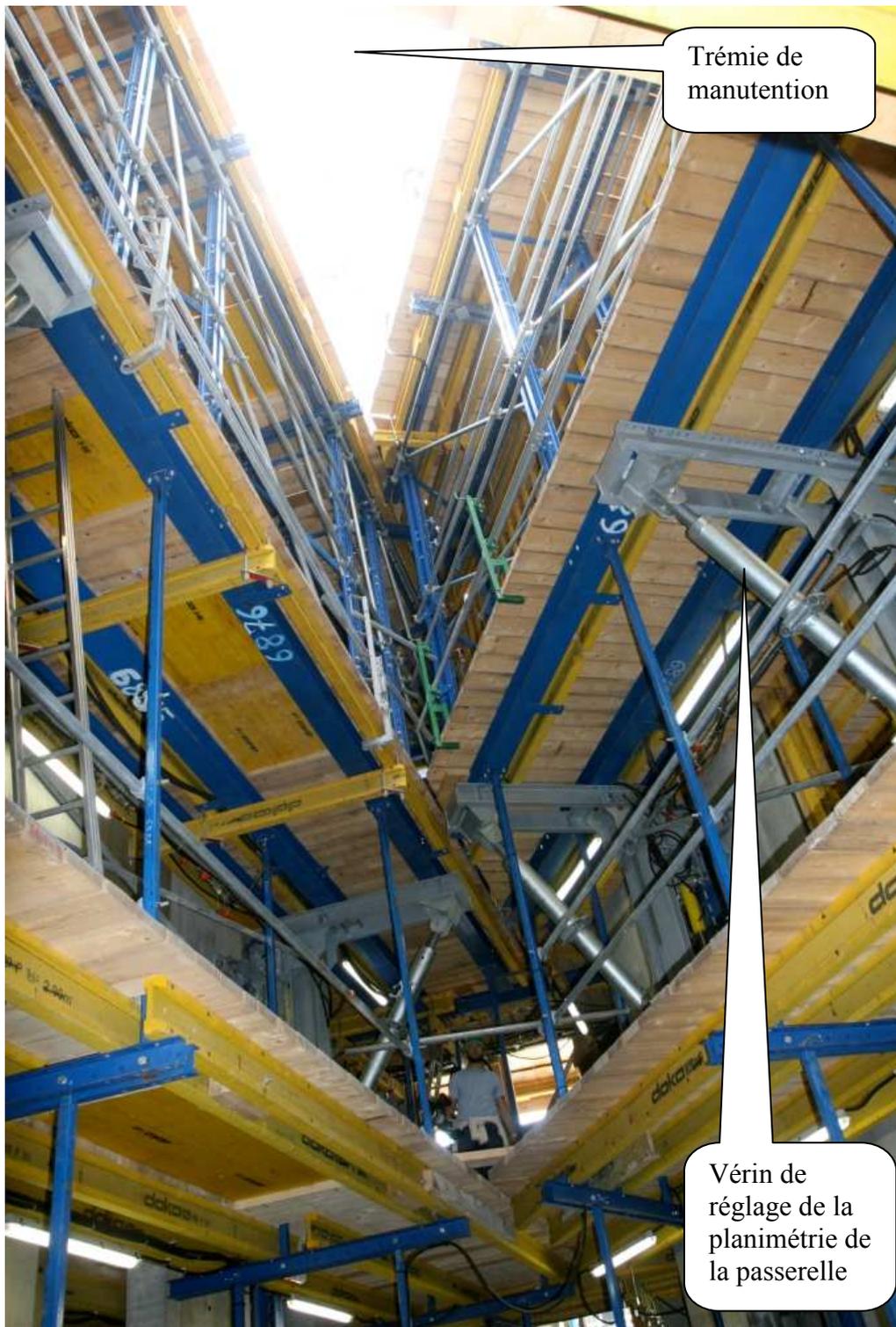


Figure 95 - Annexe

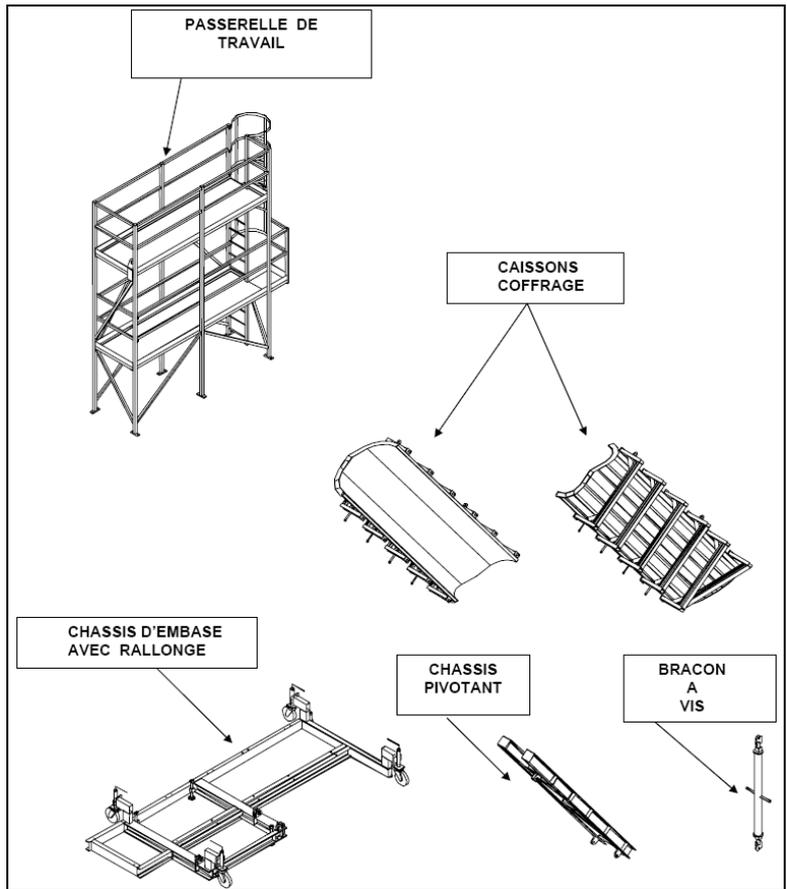


Figure 96 – Annexe

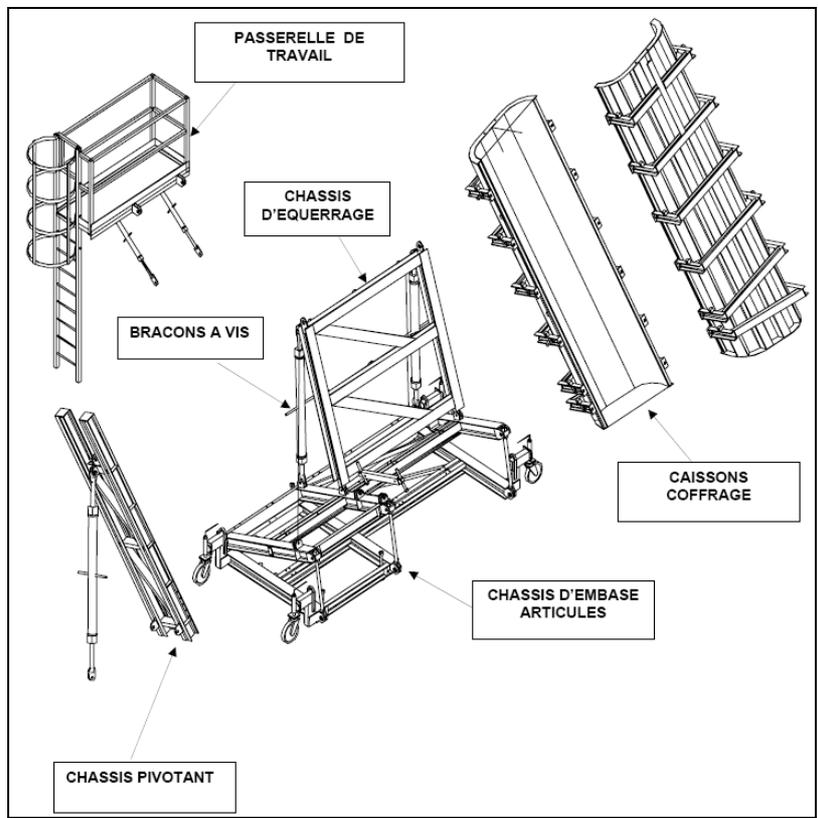


Figure 97 - Annexe

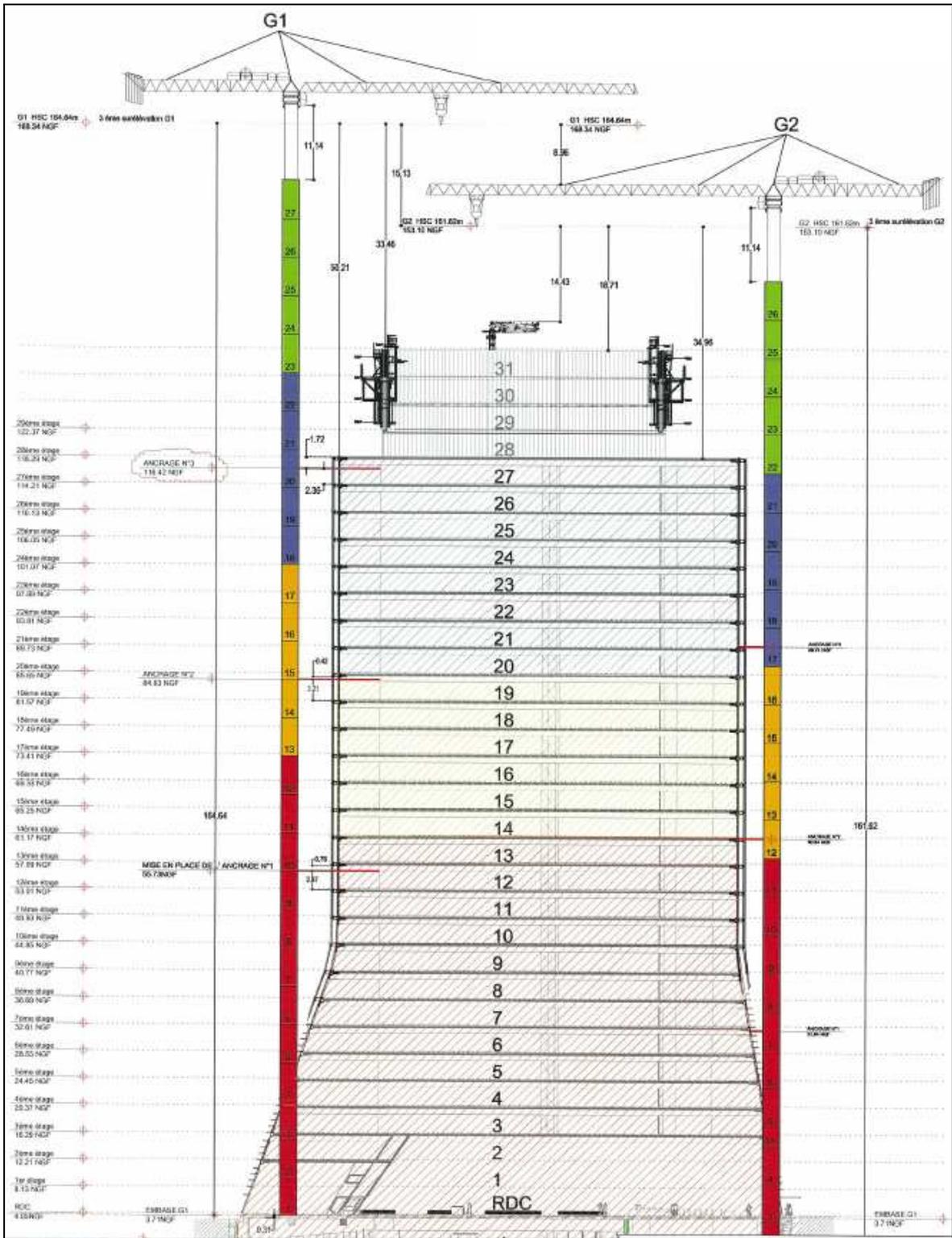


Figure 98 – Annexe

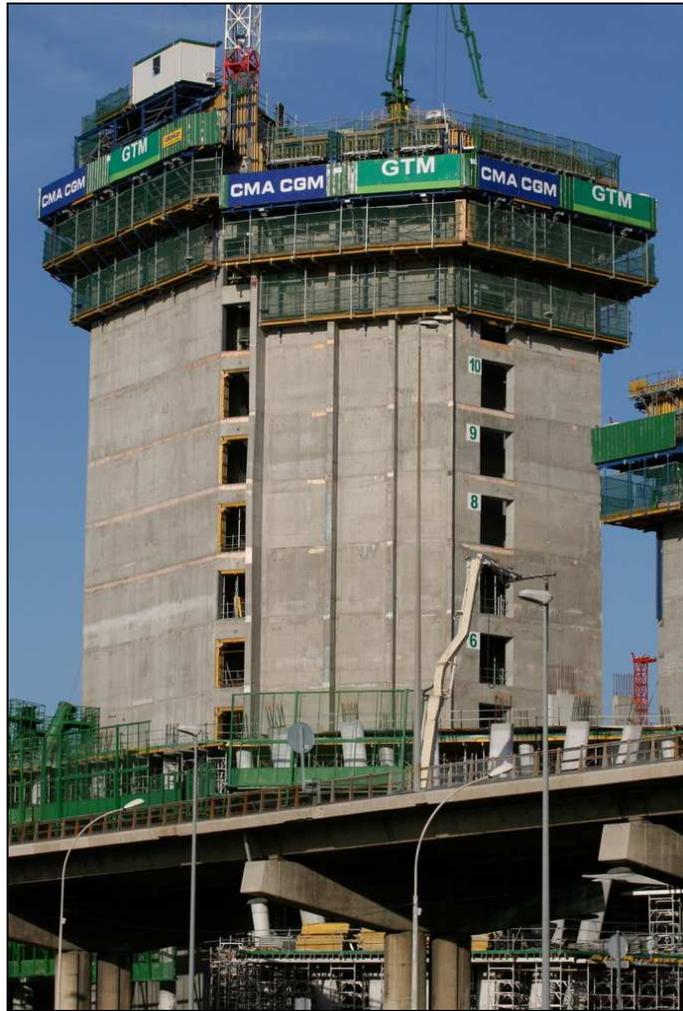


Figure 99 - Annexe

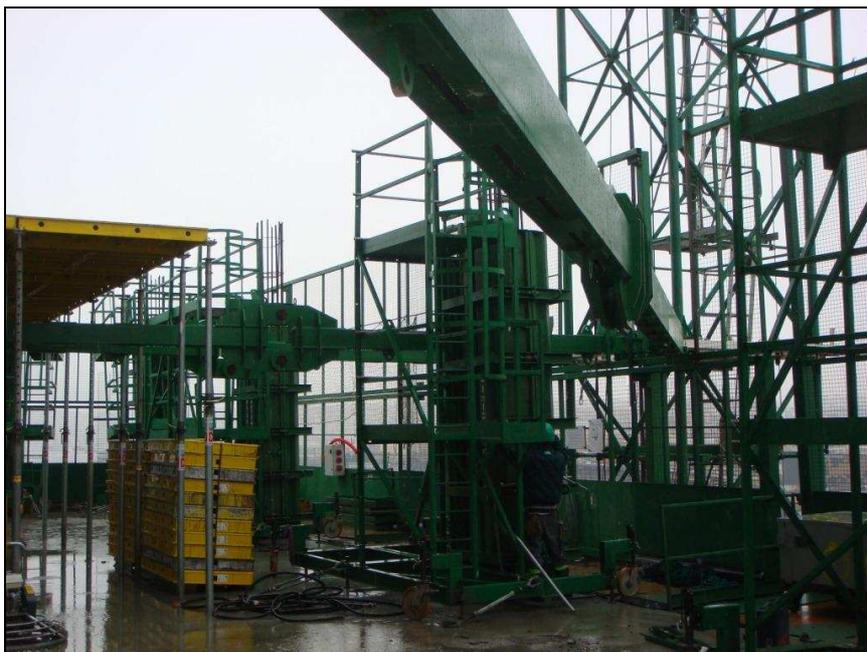


Figure 100 - Annexe

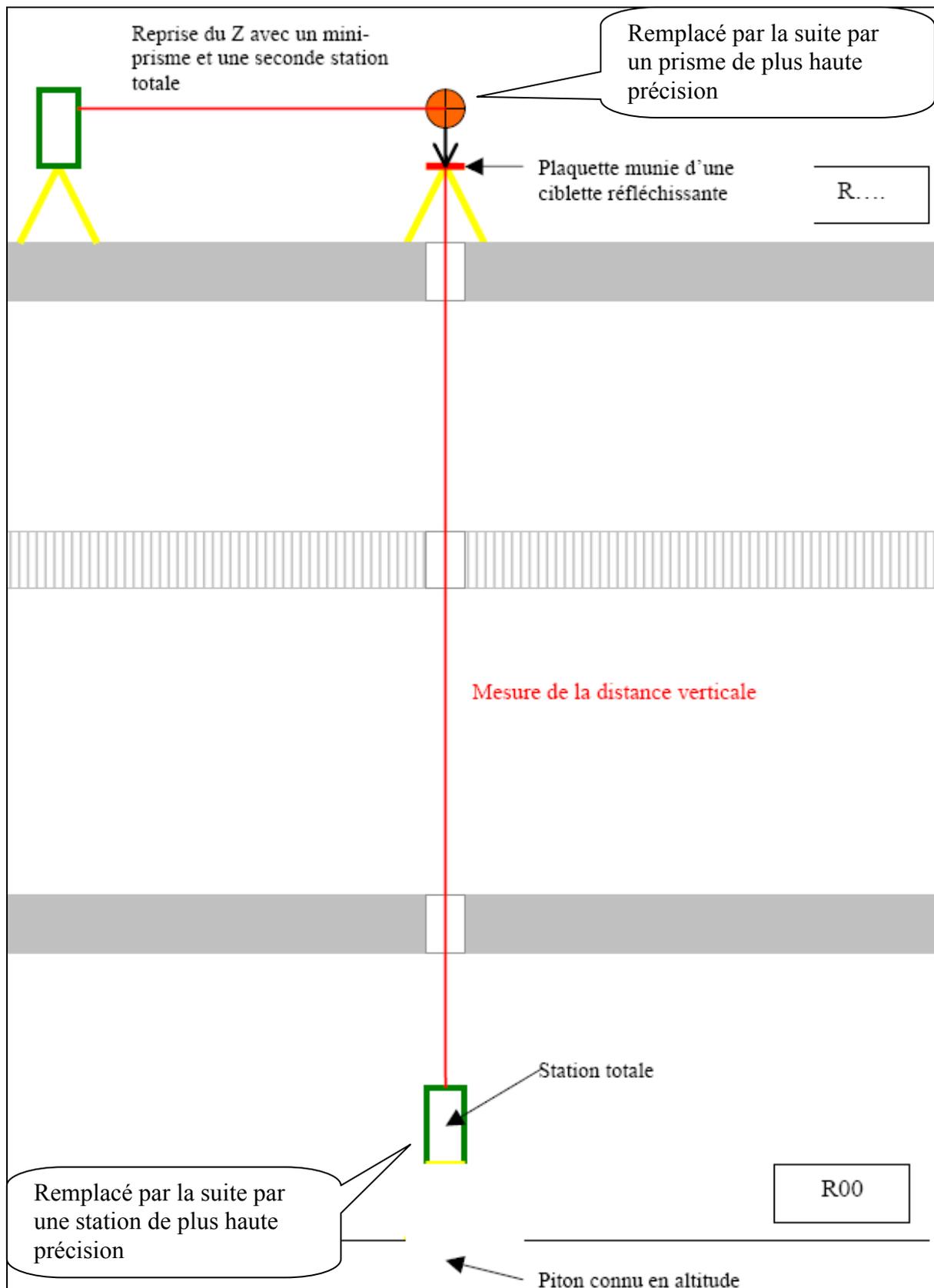


Figure 101 - Annexe



Figure 102 - Annexe

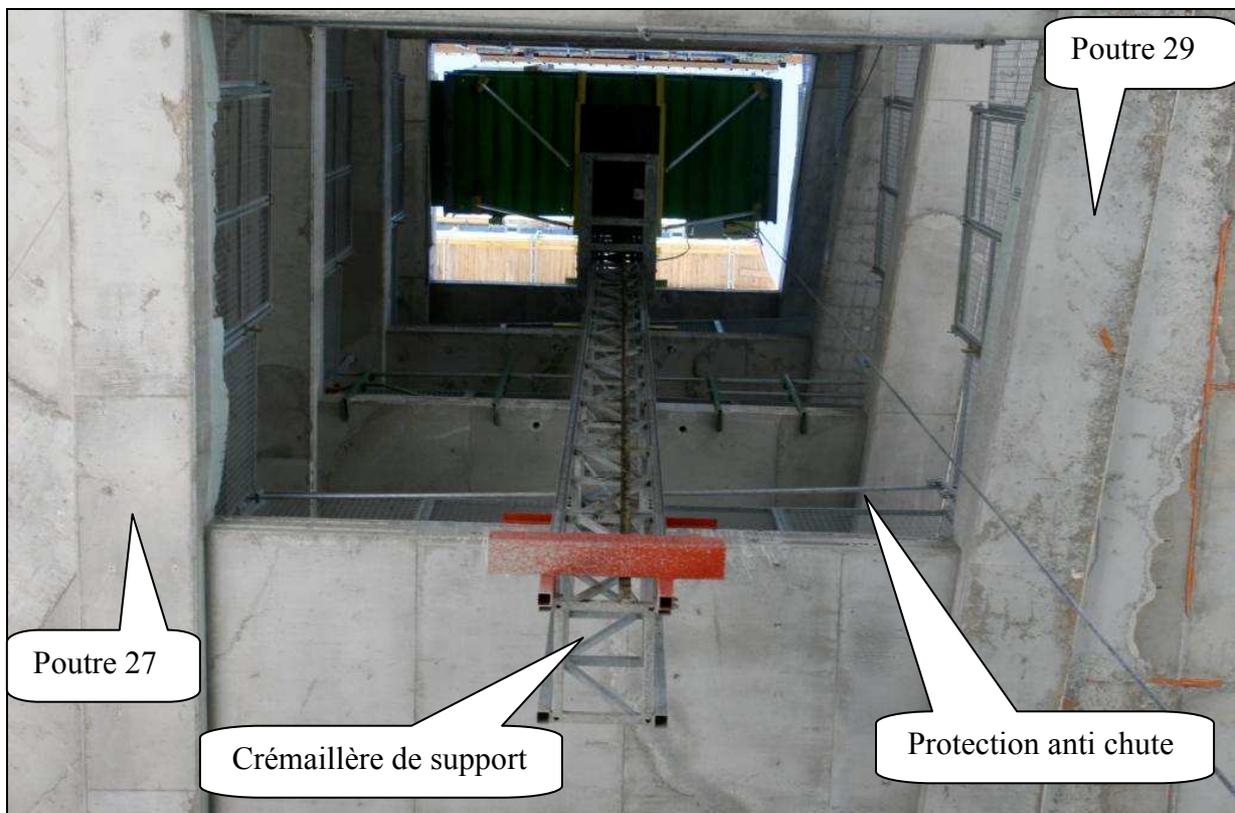


Figure 103 - Annexe



Figure 104 - Annexe