CHAPITRE IV : ETUDES PRELIMINAIRES

IV.1. Hypothèses générales

Pour ce projet, une ossature en béton armé a été adoptée comme ossature du bâtiment. C'est une association de matériaux acier-béton destinée à équilibrer l'effort de compression par le béton et les aciers permettent d'équilibrer les efforts de traction. D'un point de vue esthétique et architectural, il est facile de donner n'importe quelle forme aux pièces en béton armé. En plus le choix du béton armé s'avère plus économique tout en étant capable néanmoins de garantir la stabilité de la structure.

IV.1.1. Les états limites

Les calculs seront conduits suivant la théorie des états limites. Cette méthode est celle des règles BAEL 91 modifiées 99 considérant tout état limite de la structure ou d'une partie de celle-ci au-delà duquel elle cesserait de remplir ses fonctions. On distingue :

- Les états limites ultimes (ELU) qui correspondent soit à la limite de l'équilibre statique, soit celle de la résistance de l'un des matériaux, soit de la stabilité de forme et dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure ;
- Les états limites de service (ELS) qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

IV.1.2. Caractéristiques des matériaux

IV.1.2.1. Le béton

a) Résistance mécanique :

La résistance caractéristique à la compression du béton Q350 avec ciment CEMI 42,5 utilisé pour le projet à 28 jours d'âge notée f_{c28}, avec auto-contrôle surveillé, équivaut à :

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

La résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge notée f_{t28} est donnée par la relation :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28}$$

Soit :

$$f_{t28} = 2{,}1\text{MPa}$$

b) Contrainte de compression :

La contrainte du béton comprimé notée 6_{bc} est donnée :

- A l'état limite ultime par :

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

- A l'état limite de service par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$$

Où :

- f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge ;
- θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges. Pour une durée d'application de la combinaison d'actions $t \geq 24h$, cas le plus défavorable, on a $\theta = 1$;
- γ_b : Coefficient partiel de sécurité du béton. Dans le cas de combinaison fondamentale $\gamma_b = 1{,}5$;
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton comprimé.

Ainsi à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = 14{,}17 MPa$$

Et à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

c) Module de déformation :

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton a pour expression :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Quant au module de déformation longitudinale différée, il s'obtient par la formule :

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

D'où :

$$E_i = 32164{,}20 MPa$$

$$E_v = 10721{,}40 MPa$$

IV.1.2.2. L'acier

a) Caractère mécanique

Pour la réalisation des armatures du béton, on utilisera des barres d'acier de type haute adhérence (HA), de nuance Fe E 500 et dont la valeur garantie de la limite d'élasticité notée f_e est égale à 500 MPa.

b) Contrainte de l'acier :

Les fissurations seront considérées comme peu préjudiciables (FPP) pour la superstructure et préjudiciable (FP) pour l'infrastructure. Les contraintes de calcul de l'acier sont données par les formules :

- A l'ELU pour cas de FPP :

$$\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où γ_s = 1,15 : coefficient partiel de sécurité de l'acier dans le cas de combinaison fondamentale. D'où :

$$f_{ed} = 435\text{MPa}$$

- A l'ELS pour cas de FP :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3}f_e; \text{Max}\,(0{,}5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

Avec η coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1{,}3 \text{ pour HA } \phi < 6\text{mm} \\ 1{,}6 \text{ pour HA } \phi \geq 6\text{mm} \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 250\text{MPa}$$

c) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à :

$$E_s = 200\,000\text{MPa}$$

d) Enrobage :

Afin de garantir une bonne protection de l'acier contre la corrosion, la bonne transmission des efforts d'adhérence ainsi qu'une résistance au feu convenable et selon le cas de fissuration, l'enrobage minimal noté c des aciers est de :

- 2 ou 3 cm pour les éléments constitutifs de la superstructure ;
- 4 cm pour les éléments constitutifs de l'infrastructure.

IV.2. Prédimensionnement

Le prédimensionnement consiste à déterminer au préalable, selon certaines conditions, les dimensions des sections des différents éléments en béton armé qui constituent la structure du bâtiment, que ce soit les éléments verticaux ou horizontaux.

IV.2.1. Plancher

Pour ce projet, les planchers des différents niveaux du bâtiment et de la toiture terrasse seront réalisés en dalle pleine laquelle est constituée d'une plaque de béton coulé sur place avec armature incorporée. Pour le prédimensionnement, on considère les dimensions mesurées entre nus d'appuis du panneau de dalle le plus large et le plus chargé de l'édifice.

Soit α le rapport entre les deux dimensions du panneau :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

- l_x : La dimension suivant le sens de la petite portée ;
- l_y: La dimension suivant le sens de la grande portée.

Selon la valeur de α, deux cas peuvent se présenter :

- $\alpha < 0{,}4$: La dalle porte sur deux cotés ou dans une direction ;
- $\alpha \geq 0{,}4$: La dalle porte sur quatre cotés ou dans deux directions.

Tel que pour une dalle continue l'épaisseur notée e de la dalle doit vérifier l'une des relations suivantes :

- Dalle portant dans deux directions :

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30} \text{ avec } L = \sqrt{l_x \times l_y}$$

- Dalle portant dans une direction :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau qui suit :

Tableau 15 : Prédimensionnement du plancher et de la toiture terrasse

	l_x [m]	l_y [m]	α [-]	L [m]	$\frac{L}{40}$ [m]	$\frac{L}{30}$ [m]
Toiture terrasse	5,50	7,375	0,75	6,37	0,16	0,21
Plancher	6,50	6,50	1	6,50	0,16	0,22

D'où tous les éléments en dalle pleine de l'ouvrage auront une épaisseur uniforme de :

$$e = 20cm$$

IV.2.2. Voile

Les éléments concernés sont les parois du sous-sol ainsi que les gaines d'ascenseur et d'escalier. Dans le cas des voiles en béton armé du sous-sol, leur rôle est surtout d'assurer la stabilité du talus et donc de résister à la poussée des terres sur les parties enterrées. Quant aux voiles constituant les gaines d'ascenseur et d'escalier, elles vont contribuer au contreventement de la structure.

Il n'y a pas de prédimensionnement proprement dit pour les voiles. Toutefois, il est spécifié dans les clauses du document technique unifié (DTU) 23.1 relatif aux murs en béton banché que l'épaisseur minimale d'une voile est fixée à 15cm, sauf exception. Une épaisseur de 20cm permettrait d'assurer une bonne isolation acoustique et de supporter efficacement les charges appliquées à l'ouvrage, dans le respect des dispositions d'armatures requises.

IV.2.3. Poutre

La plus grande portée entre nus d'appuis des poutres continues de la structure suivant le sens longitudinal est de 6,50m contre 8,25m suivant le sens transversal. La hauteur et la base des poutres sont déterminées en vérifiant les expressions suivantes :

- Pour la hauteur h :
  - Cas de poutre continue :

$$\begin{cases} \frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \\ L = \sqrt[n]{L_1 \times L_2 \ldots \times L_n} \text{ avec n : nombre de travées} \end{cases}$$

  - Cas de poutre isostatique :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

- Pour la base b :

$$0{,}3\text{h} \leq \text{b} \leq 0{,}6h$$

Après calcul, on obtient :

Tableau 16 : Prédimensionnement des poutres

	L [m]	$\frac{L}{20}$ [m]	$\frac{L}{16}$ [m]	h retenue [m]	0,3h [m]	0,6h [m]	b retenue [m]
Poutre longitudinale	6,50	0,33	0,41	0,40	0,12	0,24	0,24
Poutre transversale	8,25	0,41	0,52	0,50	0,15	0,30	0,25

La décision de dimensionner par excès a été prise puisque plus de béton signifie moins d'acier. De plus, pour des raisons de bonne exécution, la base de toutes les poutres est prise égale à 25cm. Cette valeur n'est autre que l'épaisseur des murs de la structure.

IV.2.4. Poteau

En se basant sur l'hypothèse que tous les poteaux travaillent en compression centrée, le prédimensionnement des poteaux nécessite la satisfaction des critères suivants :

- Critère de stabilité

Les poteaux doivent remplir la condition de non-flambement. Conventionnellement, la compression centrée du poteau est assurée pour un poteau rectangulaire si son élancement :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{\text{a}} \text{l}_\text{f} \leq 35$$

Où :

- a : La plus petite dimension du poteau ;
- l_f : La longueur de flambement du poteau.

Pour un bâtiment à étage courant, $\text{l}_\text{f} = 0{,}7\text{l}_\text{o}$ avec l_o la longueur libre du poteau considéré.

- Critère de rigidité :

$$\text{B} = \text{a} \times \text{b} \geq \frac{\text{N}}{0{,}9\overline{\sigma}_{\text{bc}}}$$

Avec :

- B : Section transversale du poteau ;
- a : La plus petite dimension du poteau ;

- b : La plus grande dimension du poteau ;
- 0,9 : Coefficient de sécurité ;
- N : L'effort normal supporté par le poteau :

$$N = n \times q \times S$$

- n : Le nombre de niveaux supportés par le poteau ;
- q : représente la charge moyenne reçue par un plancher d'étage, sa valeur est comprise entre 10kN/m² et 15kN/m². On prendra une valeur moyenne q = 12,5 kN/m² ;
- $S = L \times l$: Aire de chargement supportée par le poteau étudié ;
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression du béton $\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

Pour le prédimensionnement, on considère les poteaux avec la plus grande surface de chargement S à chaque niveau, d'où les résultats qui suivent :

Tableau 17 : Prédimensionnement des poteaux

Niveau	n	q [Mpa]	S [m²]	N [MN]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	B [m²] ≥	a [m]	l_o [m]	l_f [m]	λ [-]	Critère de stabilité	b [m]	Section adoptée [cm²]
R+6	1	0,0125	27,20	0,34	15	0,03	0,25	3,37	2,36	32,69	vérifié	0,25	25x25
R+5	2	0,0125	32,27	0,81	15	0,06	0,25	3,37	2,36	32,69	vérifié	0,25	25x25
R+4	3	0,0125	32,27	1,21	15	0,10	0,25	3,37	2,36	32,69	vérifié	0,25	25×50
R+3	4	0,0125	32,27	1,61	15	0,12	0,25	3,37	2,36	32,69	vérifié	0,50	25×50
R+2	5	0,0125	32,27	2,01	15	0,14	0,30	3,37	2,36	27,24	vérifié	0,50	30×50
R+1	6	0,0125	32,27	2,42	15	0,15	0,30	3,37	2,36	27,24	vérifié	0,50	30×50
RDC	7	0,0125	20,10	1,76	15	0,13	0,30	3,37	2,36	27,24	vérifié	0,50	30×50
R-1	8	0,0125	27,89	2,79	15	0,21	0,50	3,20	2,24	15,52	vérifié	0,50	50x50

De même que pour le prédimensionnement des poutres, celui des poteaux est également réalisé avec excès puisque le béton participe activement à la résistance en compression et par conséquent cela diminuera le ratio d'acier à mettre en œuvre.

IV.2.5. Escalier

Les escaliers permettent d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant.

L'escalier principal reliant entre eux les différents niveaux compris entre le sous-sol et le cinquième étage est constitué par six escaliers demi tournants à deux volées droites placés entre chacun de ces niveaux, avec un palier de repos ou palier intermédiaire de 2,50 x 1,30 m² pour permettre le changement de direction. Le jour ou l'espace vertical laissé par les volées sera égal à 10cm. L'emmarchement de chaque volée est de 1,20m.

Quant au second escalier assurant la communication entre le $5^{ème}$ et le dernier étage, ce sera aussi un escalier demi tournant avec cette fois-ci un palier de repos de 1,90 x 0,90 m², un jour de 10cm et un emmarchement de 90cm pour les volées.

IV.2.5.1. Hauteur et nombre de marches

La distance verticale entre deux marches successives H doit être comprise entre un minimum de 16,5cm et un maximum de 17,5cm. On considèrera H=17cm.

Etant donné que les hauteurs sous-plafonds sont de 3m pour le sous-sol et de 3,17m pour tous les autres niveaux, il suffit d'ajouter à ces valeurs l'épaisseur du plancher en dalle peine de 20cm et de son revêtement pour obtenir les hauteurs à franchir et ensuite en déduire le nombre de marches n constituant chaque escalier demi tournant :

- Pour l'escalier entre le sous-sol et le RDC la hauteur à franchir est de 3,25m d'où n = 20 marches, soit 10 marches par volée ;
- Pour les escaliers entre les autres niveaux la hauteur à franchir est de 3,42m d'où n = 20 marches, soit aussi 10 marches par volée.

IV.2.5.2. Giron

La détermination de la distance horizontale entre deux nez de marches G fait appel à la formule de Blondel :

$$2H + G = 60 \text{ à } 64cm$$

Soit G = 28cm pour chaque escalier. Avec la valeur de H précédente $2H + G = 62cm$, donc la loi de Blondel est vérifiée.

IV.2.5.3. Angle d'inclinaison et épaisseur de la paillasse

L'angle d'inclinaison de la paillasse s'exprime par la formule :

$$\theta = \tan^{-1}\frac{H}{G}$$

D'où :

$$\theta = 31{,}26°$$

L'épaisseur e_p de la paillasse et du palier intermédiaire est obtenue par la relation :

$$\frac{L_O}{30} \leq e_p \leq \frac{L_O}{20}$$

Avec L_O la portée de calcul de l'escalier représentant la longueur horizontale entre appui de la paillasse et du palier intermédiaire, telle que L_O =4,10m.

D'où :

$$0{,}14\text{m} \leq e_p \leq 0{,}21\text{m}$$

On prend une valeur de e_p égale à 15cm.

IV.2.5.4. Garde-corps

La hauteur normale d'un garde-corps est fonction de son épaisseur :

Tableau 18 : Valeur de la hauteur d'un garde-corps

Epaisseur [m]	≤0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	≥0,50
Hauteur [m]	1	0,975	0,95	0,925	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70

IV.3. Evaluation des actions

IV.3.1. Charge horizontale : Effet du vent

IV.3.1.1. Hypothèses

Les actions du vent sur la construction seront déterminées à partir des règles NV 65 modifiées en décembre 1999. Ces règles font intervenir des pressions dites normales et extrêmes et supposent que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

IV.3.1.2. Pressions dynamiques

a) La pression dynamique de base normale q_{10N} :

Les pressions dynamiques de base s'exercent à une hauteur de 10m au- dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension vaut 0,50m. Elle dépend de la région d'établissement de l'ouvrage puisqu'elle est reliée à la vitesse du vent V en m/s de la zone par la formule de Bernouilli :

$$q = \frac{V^2}{16,3}$$

D'après la carte des vents de l'annexe B.1, la région d'Analamanga où se situe le projet se trouve dans la zone 3, d'où les pressions dynamiques de base retenues sont :

Tableau 19 : Valeurs des pressions dynamiques de base à Antananarivo

Vent	Normal	Extrême
Pression dynamique de base q_{10N} [daN/m²]	124	217

b) La pression dynamique de base corrigée q_d :

Elle s'obtient en multipliant la pression dynamique de base normale par des coefficients correcteurs qui dépendent d'un certain nombre de paramètres, à partir de l'expression :

$$q_d = q_{10N} \times k_h \times k_S \times k_m \times \delta$$

Avec :

- L'effet de hauteur k_h :

La pression du vent est une fonction croissante de la hauteur et dépend de la configuration du bâtiment. L'effet de la hauteur s'obtient par :

$$k_h = 2,5\frac{h + 18}{h + 60}$$

La hauteur de la construction offerte au vent c'est-à-dire hauteur jusqu'au point le plus haut du bâtiment moins sa partie enterrée, est h = 23,59m, d'où :

$$k_h = 1,24$$

- L'effet de site k_s :

La valeur de ce coefficient dépend de l'exposition du site. Etant donné que le site se trouve à Ivandry, la nature du site sera définie en tant que site de type normal d'où :

$$k_S = 1$$

- L'effet de masque k_m :

Il peut y avoir réduction ou aggravation des effets du vent lorsqu'une construction se trouve masquée par d'autres constructions. Pour plus de sécurité, il sera admis que le bâtiment n'est masqué partiellement ou totalement par d'autres constructions, d'où :

$$k_m = 1$$

- L'effet de dimension δ :

δ est un coefficient de réduction qui tient compte de la variation de l'action du vent d'une surface à une autre. Il est fonction de la plus grande dimension offerte au vent intéressant l'élément considéré :

$$\delta = -0{,}130\log x + 0{,}961$$

Pour ce projet, cette plus grande dimension offerte au vent correspond à la longueur du 5ème étage qui équivaut à x = 34,75m d'où :

$$\delta = 0{,}76$$

Par la suite, la pression dynamique de base corrigée q_d devient :

Tableau 20 : Valeurs de la pression dynamique corrigée

Vent	Normal	Extrême
Pression dynamique de base corrigée q_d [daN/m²]	117,33	205,32

IV.3.1.3. Action statique exercée par le vent

Deux cas doivent être considérés :

- Cas du vent perpendiculaire à la grande face S_a noté W_a ;
- Cas du vent perpendiculaire à la petite face S_b noté W_b.

a) Coefficients de pression :

Une paroi est sollicitée par une action extérieure caractérisée par un coefficient c_e et par une action intérieure propre caractérisée par c_i. L'action résultante s'obtient par la combinaison des deux : $(c_e - c_i)$.

➢ Rapport de dimension λ :

Le rapport de dimension λ est le rapport entre la hauteur et la dimension en plan du bâtiment. Pour la grande face et la petite face :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} \text{ et } \lambda_b = \frac{h}{b}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau 21 : Valeurs des rapports de dimensions

a [m]	b [m]	h [m]	λ_a [-]	λ_b [-]
34,75	15	22,60	1,51	0,65

➢ Coefficient γ_0 :

Ce coefficient est en fonction des rapports de dimensions λ, de $\frac{a}{b}$ et de $\frac{b}{a}$. Les résultats obtenus par lecture de l'abaque de l'annexe B.2 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 22 : Valeur des coefficients $\boldsymbol{\gamma_0}$

λ_a [-]	λ_b [-]	$\frac{a}{b}$ [-]	$\frac{b}{a}$ [-]	γ_{0a} [-]	γ_{0b} [-]
1,51	0,65	2,32	0,43	1	1

➢ Coefficients de pressions extérieures et intérieures :

Pour les coefficients extérieurs c_e , leurs calculs s'effectuent comme suit :

- Cas des parois verticales :
  - ✓ Parois au vent : $c_e = +0{,}8$
  - ✓ Parois sous le vent : $c_e = -(1{,}3\gamma_0 - 0{,}8)$
- Cas de la toiture :

La valeur de c_e correspondant à la toiture au vent et à la toiture sous le vent est donnée en fonction de α et γ_0 par lecture de l'abaque de l'annexe B.3. Tel que α = 0° pour les vents W_a et W_b, puisqu'ils sont tous les deux parallèles aux génératrices de la toiture terrasse.

Et pour les coefficients intérieurs c_i, pour une construction fermée on applique simultanément sur toutes les faces intérieures :

- Soit une surpression $C_i = +\,0{,}6(1{,}8 - 1{,}3\gamma_0)$
- Soit une dépression $C_i = -0{,}6(1{,}3\gamma_0 - 0{,}8)$

La récapitulation des résultats est donnée dans les tableaux successifs ci-après:

Tableau 23 : Valeurs des coefficients extérieurs Ce

Vent	W_a	W_b
Paroi au vent	+0,8	+0,8
Paroi sous le vent	-0,5	-0,5
Toiture au vent	-0,5	-0,5
Toiture sous le vent	-0,5	-0,5

Tableau 24 : Valeurs des coefficients intérieurs Ci

Vent	W_a	W_b
Surpression	+0,3	+0,3
Dépression	-0,3	-0,3

b) Combinaisons des actions extérieures et intérieures :

Selon que le vent soit normal à la grande face ou à la petite face, les figures qui suivent représentent les combinaisons d'actions $(c_e - c_i)$:

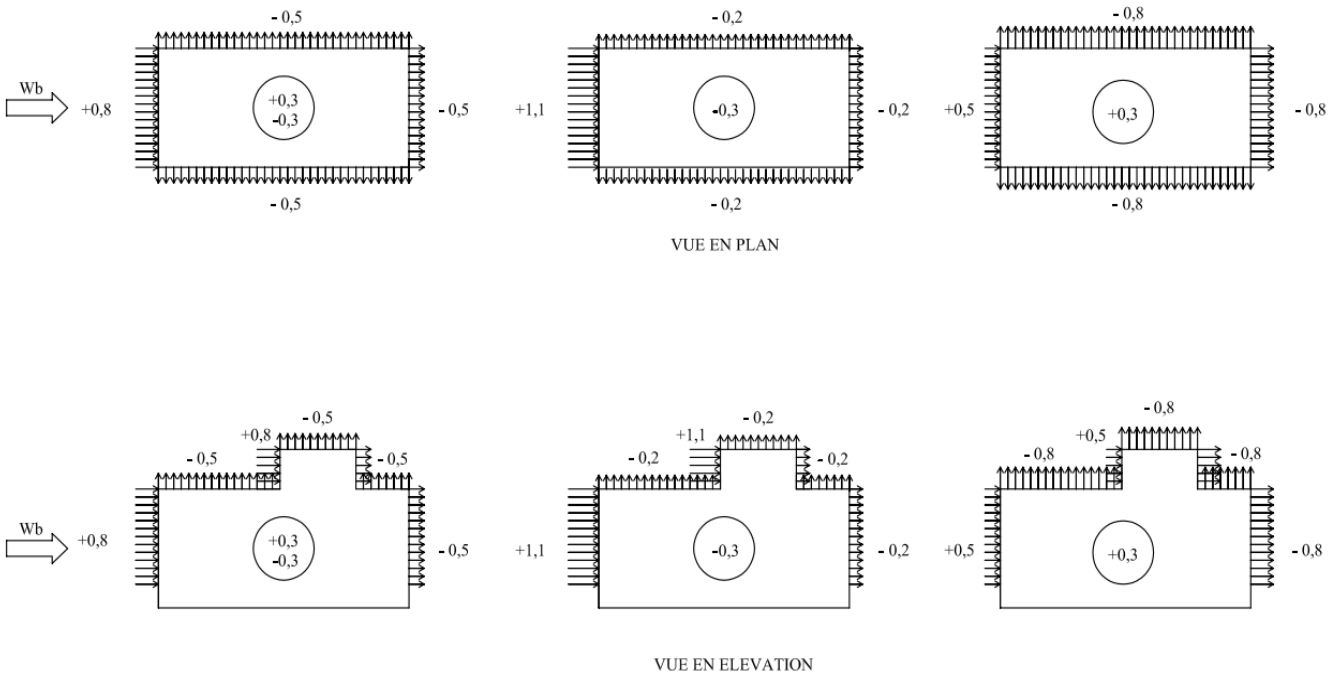

Figure 15 : (ce – ci) pour le vent normal à la petite face

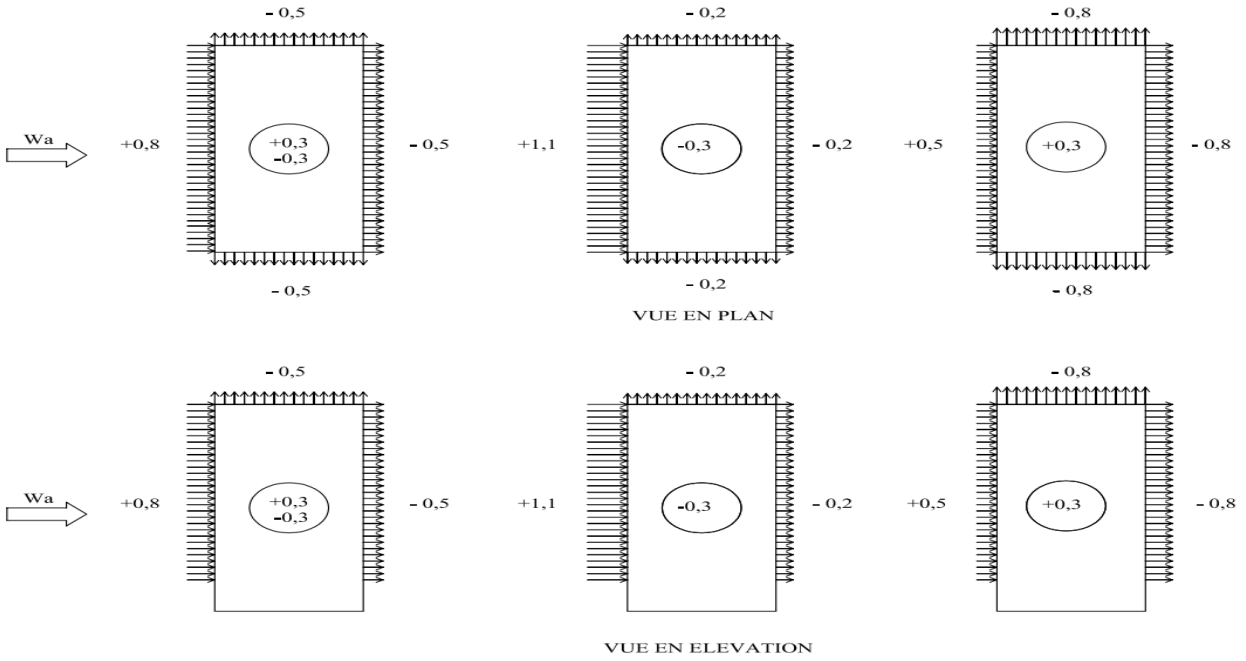

Figure 16 : (ce – ci) pour le vent normal à la grande face

IV.3.1.4. Actions statiques corrigées

Les valeurs définitives des actions statiques sont définies par :

$$q_c = q_d c$$

En prenant c comme étant les valeurs extrêmes des combinaisons $(\mathbf{c_e - c_i})$ et en tenant compte des cas de vent normal et extrême, on obtient :

Tableau 25 : Valeurs de q_c due au vent extrême

	c			q_d[daN/m²]	q_c [daN/m²]		
Action du vent	Grande face	Petite face	Toiture		Grande face	Petite face	Toiture
Surpression	+1,1	+1,1	-	205,32	225,85	225,85	-
Dépression	-0,8	-0,8	-0,8	205,32	164,26	164,26	164,26

Tableau 26 : Valeurs de q_c due au vent normal

	c			q_d[daN/m²]	q_c [daN/m²]		
Action du vent	Grande face	Petite face	Toiture		Grande face	Petite face	Toiture
Surpression	+1,1	+1,1	-	117,33	129,06	129,06	-
Dépression	-0,8	-0,8	-0,8	117,33	93,86	93,86	93,86

IV.3.1.5. Actions dynamiques exercées par le vent

La prise en compte des actions dynamiques dans le sens du vent se fait par la multiplication de ses actions statiques par un coefficient de majoration β, lequel prend en compte les effets dynamiques du vent sur la structure qui provoquent des oscillations.

a) Cas des surcharges normales :

Ce coefficient ß est au moins égal à l'unité et s'exprime par :

$$\beta_{norm} = \theta(1 + \xi\tau)$$

Où :

- ξ : coefficient de réponse qui dépend de la période propre d'oscillation T et donné par lecture de la courbe de l'annexe B.4. La période T est calculée à partir de la formule forfaitaire de contreventement par ossature en béton armé suivante :

$$T = 0{,}09\frac{h}{\sqrt{l_x}}$$

- τ: coefficient de pulsation déterminé en fonction de la cote H au-dessus du sol du bâtiment par l'échelle fonctionnelle de la figure de l'annexe B.5 ;
- θ : coefficient global dépendant de la forme et de la hauteur de la construction. Pour un construction de hauteur inférieure à 30 m, $\theta = 0{,}7$.

Pour les deux cas de vent, on trouve :

Tableau 27 : Valeurs du coefficient de majoration dynamique $\boldsymbol{\beta_{norm}}$

	θ [-]	ξ [-]	l_x [m]	T [s]	τ [-]	β [-]
Wa	0,7	0,4	34,75	0,35	0,34	0,80
Wb	0,7	0,5	15	0,53	0,34	0,82

Or ß au moins égal à l'unité d'où $\beta_{norm} = 1$

b) Cas des surcharges extrêmes :

$$\beta_{extreme} = \beta_{norm}[0{,}5 + \frac{\theta}{2}]$$

$$\beta_{extreme} = 0{,}85$$

Même condition qu'auparavant, $\beta_{extreme}$ au moins égal à l'unité d'où $\beta_{extreme} = 1$

Les actions dynamiques exercées par le vent sont donc égales aux actions statiques.