

## CHAPITRE VI : CALCUL DES ACTIONS

### A. EFFET DU VENT

Un bâtiment se présente comme un obstacle à la progression du vent. Pourtant, la construction doit pouvoir résister à la pression des vents les plus forts pouvant se produire.

Afin de déterminer l'action du vent sur notre construction, nous allons utiliser les règles NV 65 (DTU P06-002) et les règles pour constructions para-cycloniques.

### I Hypothèses

- La direction d'ensemble moyenne du vent est supposée horizontale, c'est-à-dire normale aux parois verticales de la construction ;
- Le bâtiment est assimilé à une construction prismatique à base rectangulaire.

### II Définitions

#### II.1 Exposition des surfaces

Les surfaces exposées au vent sont dites « au vent » et celles non exposées au vent sont dites « sous le vent ».

#### II.2 Maître-couple

Le maître-couple est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent.

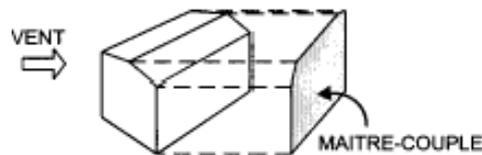


Figure 12 : C-III-2

Source : NV 65

### III Caractéristiques du bâtiment

#### III.1 Dimensions du bâtiment

Le bâtiment de notre projet est constitué de quatre (4) blocs accolés, séparés par des joints de rupture. Les dimensions de l'ensemble de la construction est donnée par la figure 3.

Nous allons considérer le bloc B uniquement et séparément. Ses dimensions sont les suivantes :

- Longueur (dimension de la grande face)  $a = 23,18 \text{ m}$  ;
- Largeur (dimension de la petite face)  $b = 13,70 \text{ m}$  ;
- Hauteur au-dessus du sol  $H = h = 16 \text{ m}$  .

Pour les calculs ultérieurs nous avons besoins des rapports de dimension, notés  $\lambda$ , ci-après :

- Rapport entre la hauteur et la longueur de la construction :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{16}{23,18} \Rightarrow \lambda_a = 0,690$$

- Rapport entre la hauteur et la largeur de la construction :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{16}{13,70} \Rightarrow \lambda_b = 1,168$$

#### III.2 Disposition du bâtiment

Les règles définissent les constructions d'après leur forme, leur position dans l'espace et la perméabilité de leurs parois.

Notre projet est classé comme étant une construction ayant les propriétés :

- Forme : prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse ;
- Position dans l'espace : reposant sur le sol ;
- Perméabilité des parois :

Une paroi a une perméabilité de  $\mu\%$  tel que :

$$\mu = \frac{S_0}{S_t} \times 100$$

Où :  $S_0$  : surface des ouvertures ;

$S_t$  : surface totale.

- $\mu < 5\%$  pour toutes les parois : construction fermée ;

- $5\% < \mu < 35\%$  pour une paroi au moins : construction partiellement ouverte ;
- $\mu > 35\%$  pour une paroi au moins : construction ouverte.

Selon les règles NV 65 (R III 2,163), tous les blocs doivent être considérés comme fermés et isolés. Effectivement, le bloc B est considéré comme fermé.

#### IV Pressions dynamiques

La pression dynamique est la valeur de la pression du vent sur une face de la construction, noté  $[daN/m^2]$ . Elle est fonction de la vitesse du vent  $[m/s]$ , donnée par la relation :

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

##### IV.1 Pressions dynamiques de base

Par convention, les pressions dynamiques de base sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol.

Selon les règles pour constructions para-cycloniques, pour la zone 3 incluant la région d'Analamanga (Cf. Annexe I.1), les pressions dynamiques de base en cas de vent normal et de vent extrême prennent les valeurs suivantes :

Tableau 8: Pressions dynamiques de base

	Vent normal	Vent extrême
Zone des Hauts Plateaux	124 daN/m <sup>2</sup>	217 daN/m <sup>2</sup>

##### IV.2 Pressions dynamiques de base corrigées

Les pressions dynamiques de base sont modifiées par des coefficients correcteurs pour tenir compte de :

- ❖ L'effet de la hauteur au-dessus du sol, le coefficient de hauteur est donné par la relation :

$$K_h = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

Si la pente est inférieure ou égale à 0,3%, la hauteur  $H$  peut-être comptée à partir du pied de la construction. Par contre, si elle est supérieure ou égale à 2%, la hauteur  $H$  de la

construction située dans une zone de largeur égale à la différence de niveau  $Z_2 - Z_1$ , à partir de la ligne de crête, doit être comptée à partir du niveau du terrain au pied de la dénivellation.

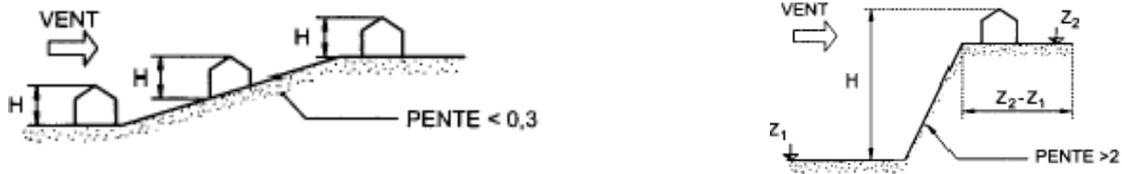


Figure 13 : C-III-5 et C-III-6

Source : NV 65

Notre terrain est sensiblement horizontal donc la hauteur  $H$  vaut 16 m.

$$\text{A.N.: } k_h = 2,5 \times \frac{16+18}{16+60} \Rightarrow k_h = 1,12$$

❖ L'effet de site :

Le site peut être protégé, normal ou exposé. Dans notre cas, la nature du site du projet étant une plaine de faible dénivellations, classé comme site normal, le coefficient de site vaut :  $k_s = 1,00$ .

❖ Effet de masque :

Il y a effet de masque lorsque la construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée.

Sans indication particulière, nous prenons  $k_m = 1,00$ .

❖ Effet de dimension :

Le coefficient de réduction  $\delta$  tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface frappée.

Le coefficient des dimensions est lu à partir de la figure R-III-2 (Cf. Annexe I.2). Il est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.

$$\text{Pour l'étude de portique, nous avons : } \delta = f(\text{Max}(5,20 \text{ m} ; 16 \text{ m})) \Rightarrow \delta = 0,80$$

La valeur des pressions dynamiques de base devient alors :

$$q = q_b \times k_h \times k_m \times k_s \times \delta$$

A.N. :

- Vent normal :  $q_n = 124 \times 1,12 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,80 \Rightarrow q_n = 110,95 \text{ daN/m}^2$
- Vent extrême :  $q_{ex} = 217 \times 1,12 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,80 \Rightarrow q_{ex} = 194,16 \text{ daN/m}^2$

Tableau 9 : Pressions dynamiques de base corrigées

	Vent normal	Vent extrême
Zone des Hauts Plateaux	110,95 daN/m <sup>2</sup>	194,16 daN/m <sup>2</sup>

## V Actions statiques exercées par le vent

La face extérieure des parois est soumise à des succions si les parois sont « sous le vent ». Si elles sont « au vent », la face extérieure est soumise soit à des succions, soit à des pressions. Ce sont les actions extérieures.

Quel que soit la perméabilité de la construction, les volumes intérieurs compris entre les parois peuvent être en état de dépression ou de surpression suivant l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Ces actions sont dites actions intérieures.

La résultante des actions statiques extérieure et intérieure exercées par le vent est donnée par la formule ci-dessous :

$$p = c \times q$$

- Où :
- $c = c_e - c_i$  : coefficient de pression résultant ;
  - $c_e$  : coefficient de pression relatif aux actions extérieures ;
  - $c_i$  : coefficient de pression relatif aux actions intérieures.

### V.1 Coefficients de pression relatifs aux actions extérieures et intérieures $c_e$ et $c_i$

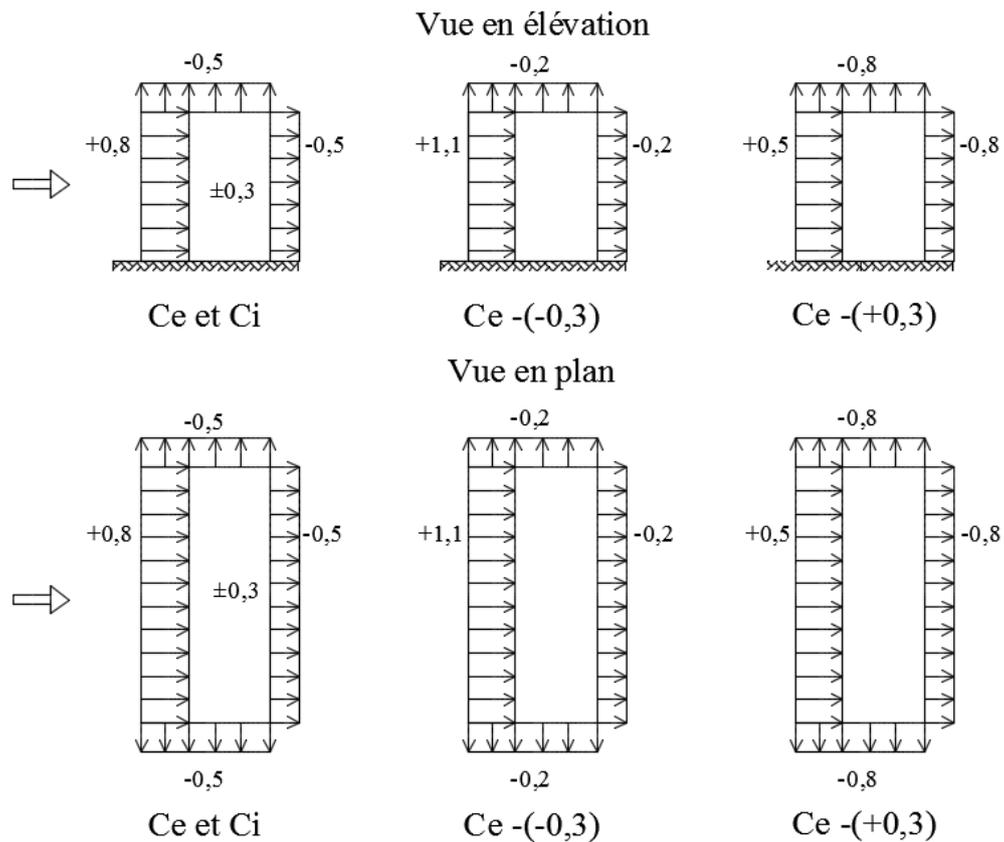
Ces coefficients dépendent des rapports de dimensions cités plus haut ainsi que des coefficients  $\gamma_0$  lus à partir du diagramme de la figure R-III-5 des règles NV 65, donné dans l'Annexe I.5.

- Pour le vent normal à la grande face  $S_a$  :  $\lambda_a = 0,690 \in [0,5; 2,5]$  correspondant à la valeur de  $\gamma_{0a} = 1,00$
- Pour le vent normal à la petite face  $S_b$  :  $\lambda_b = 1,168$  compris entre  $[1; 2,5]$  et  $b/a = 13,70/23,18 = 0,59$  ce qui donne :  $\gamma_{0b} = 1,00$

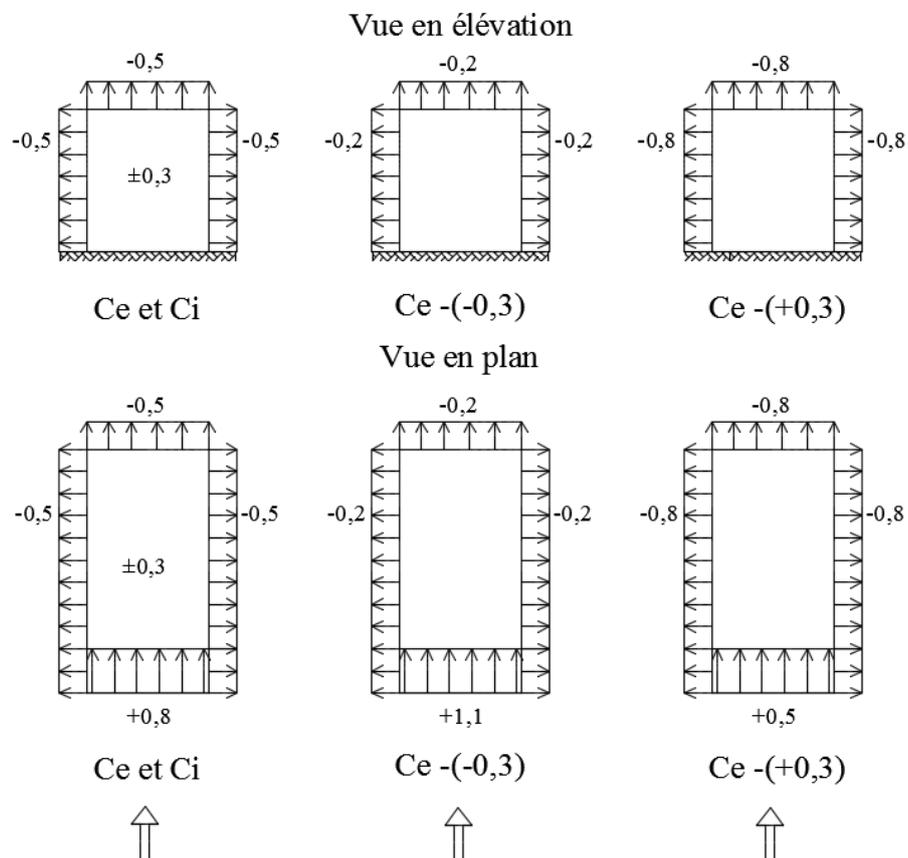
D'où, les coefficients de pression :

- Extérieures : Pour la face « au vent » :  $c_e = +0,8$  ;  
Pour la face « sous le vent » :  $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$   
 $C_e = -(1,3 \times 1,00 - 0,8) = -0,5$   
Pour la toiture terrasse : en utilisant la figure R III 6 de l'Annexe I.6, nous avons une pente de toiture  $\alpha = 0^\circ$  et  $\gamma_0 = 1,00$  alors  $C_e = -0,5$
- Intérieures : pour une construction fermée :  
Surpression :  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = +0,6(1,8 - 1,3 \times 1,00)$   
 $C_i = +0,3$   
Dépression :  $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,6(1,3 \times 1,00 - 0,8)$   
 $C_i = -0,3$

Les figures suivantes illustrent la valeur des coefficients de pression sur chaque face de la construction pour le vent normal à la grande face  $S_a$  et celui normal à la petite face  $S_b$ .



**Figure 14 :** Coefficients de pression pour le vent normal à la grande face Sa



**Figure 15 :** Coefficients de pression pour le vent normal à la grande face Sb

### V.2 Coefficients de pression résultants $c$ sur les parois

Nous en déduisons les valeurs maximales des coefficients de pressions  $c = c_e - c_i$  sur les parois longitudinale et transversale, et sur la toiture :

**Tableau 10 :** Valeurs maximales des coefficients de pression résultants

	Vent normal à $S_a$	Vent normal à $S_b$	Toiture
Face au vent	1,1	1,1	
Face sous le vent	0,8	0,8	0,8

Le tableau montre que les parois de la face au vent subit une pression tandis que celles de la face sous le vent subit une succion.

### V.3 Coefficients de pression relatifs aux actions d'ensemble sur la construction

Les coefficients d'ensemble sont obtenus par la composition géométrique des coefficients de pression résultants totaux sur les différentes parties de la construction.

- Pour le vent normal à la grande face  $S_a$  :  $1,1 + 0,2 = 0,8 + 0,5 = 1,3$  ;
- De même pour le vent normal à la grande face  $S_b$ .

**Tableau 11 :** Valeurs des coefficients de pression relatifs aux actions d'ensemble

Vent normal à $S_a$	Vent normal à $S_b$	Toiture
1,3	1,3	0,8

Pour les blocs accolés, les règles (R III 2,97) énoncent que les blocs doivent être vérifiés pour résister à des actions d'ensemble égales aux 6/10 des actions d'ensembles obtenus à partir des coefficients d'ensemble précédents. Cependant, pour avoir une marge de sécurité, nous allons vérifier le bloc avec l'effet de la pression seule exercée sur la face au vent, soit  $c = 1,1$ .

### V.4 Actions statiques unitaires exercées par le vent

Finalement, nous pouvons calculer les valeurs des actions statiques du vent au niveau des parois et de la toiture pour un vent normal ou extrême.

A.N. : Pour le vent normal à  $S_a$  et à  $S_b$  :

- Vent normal :  $p_n = c \times q_n = 1,1 \times 110,95 = 122,04 \text{ daN/m}^2$ ;

$$- \text{Vent extrême : } p_{ex} = c \times q_{ex} = 1,1 \times 194,16 = 213,57 \text{ daN/m}^2.$$

Pour la toiture :

$$- \text{Vent normal : } p_n = c \times q_n = 0,8 \times 110,95 = 88,76 \text{ daN/m}^2 ;$$

$$- \text{Vent extrême : } p_{ex} = c \times q_{ex} = 0,8 \times 194,16 = 155,33 \text{ daN/m}^2.$$

Tableau 12 : Valeurs des actions statiques exercées par le vent

Unité : daN/m<sup>2</sup>

	Vent normal à S <sub>a</sub>	Vent normal à S <sub>b</sub>	Toiture
Vent normal	122,04	122,04	88,76
Vent extrême	213,57	213,57	155,33

## VI Actions dynamiques exercées par le vent

Aux effets statiques précédents s'ajoute un coefficient de majoration dynamique  $\beta$ , au moins égal à l'unité, qui dépend des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

### VI.1 Cas des surcharges normales

Le coefficient de majoration dynamique est donné par la relation :

$$\beta = \text{Max}(\theta(1 + \xi \times \tau); 1,00)$$

Où :  $\theta$  : coefficient global, pour les constructions inférieures à 30 m on a  $\theta = 0,7$  ;

$\tau$  : coefficient de pulsation lu sur la figure R-III-4 de l'Annexe I.4, soit  $\tau = 0,35$  pour  $H = 16 \text{ m}$  ;

$\xi$  : coefficient de réponse fonction de la période  $T$  du mode fondamental d'oscillation sur la figure R-III-3, présentée dans l'Annexe I.3.

Notre cas est un contreventement par ossature en béton armé, donnant la valeur de  $T$  :

$$T[s] = 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{l_x}}$$

$H$  [m] étant la hauteur totale de la construction et  $l_x$  [m] la dimension en plan de la direction considérée.

Nous avons : Pour la grande face :

$$T = 0,09 \times \frac{16}{\sqrt{23,18}} = 0,299 ; \text{ correspondant à } \xi = 0,29$$

$$\beta = 0,7(1 + 0,29 \times 0,35) = 0,77$$

Pour la petite face :

$$T = 0,09 \times \frac{16}{\sqrt{13,70}} = 0,389 ; \text{ correspondant à } \xi = 0,40 ;$$

$$\beta = 0,7(1 + 0,40 \times 0,35) = 0,80$$

## VI.2 Cas des surcharges extrêmes

Les actions statiques extrêmes sont multipliées par l'expression  $\left[0,5 + \frac{\theta}{2}\right] \beta$  au moins égale à l'unité où  $\theta$  et  $\beta$  sont les coefficients définis précédemment.

Nous avons : Pour la grande face :  $\left[0,5 + \frac{0,7}{2}\right] 0,77 = 0,65 ;$

Pour la petite face :  $\left[0,5 + \frac{0,7}{2}\right] 0,80 = 0,68.$

Nous avons des valeurs de  $\beta$  et de  $\left[0,5 + \frac{\theta}{2}\right] \beta$  inférieures à l'unité, donc les actions statiques sont multipliées par l'unité.

D'où, les actions dynamiques exercées par le vent ont les mêmes valeurs que celles des actions statiques.

Tableau 13 : Valeurs des actions dynamiques exercées par le vent

Unité : daN/m<sup>2</sup>

	Vent normal à S <sub>a</sub>	Vent normal à S <sub>b</sub>	Toiture
Vent normal	122,04	122,04	88,76
Vent extrême	213,57	213,57	155,33

## B. DESCENTE DES CHARGES

La descente des charges consiste à évaluer les charges permanentes ou variables supportées par les éléments porteurs. Le calcul s'effectue au niveau de chaque étage jusque sur la fondation. La connaissance de ces différentes charges va permettre, par la suite, de dimensionner les poteaux et leurs fondations.

## VII Charges verticales

### VII.1 Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la construction incluant les structures et les éléments non-structuraux tels que les toitures, les plafonds suspendus, les revêtements etc. Elles sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments déduites des plans et du poids volumique des matériaux qui les constituent. Nous utiliserons les valeurs des charges permanentes extraites de la norme NF P 06-004 de mai 1977.

Tableau 14 : Poids des matériaux de construction

Matériaux	Poids	Unités
Béton armé	25	kN/m <sup>3</sup>
Béton non armé	22	kN/m <sup>3</sup>
Chape et revêtement	1	kN/m <sup>2</sup>
Enduit au liant hydraulique par cm	0,18	kN/m <sup>2</sup>
Parpaings 10 x 20 x 50	1,35	kN/m <sup>2</sup>
Parpaings 20 x 20 x 50	2,70	kN/m <sup>2</sup>

Tableau 15 : Poids des éléments de construction

Eléments de construction	Désignation	Charges	Unités
Toiture terrasse	Protection de l'étanchéité en enduit (e = 5 cm)	0,3	kN/m <sup>2</sup>
	Etanchéité	0,5	kN/m <sup>2</sup>
	Forme de pente (e = 5 cm)	1,1	kN/m <sup>2</sup>
	Dalle pleine en BA (e = 16 cm)	4	kN/m <sup>2</sup>
	Faux plafond	0,25	kN/m <sup>2</sup>
	<b>Total</b>		<b>6,15</b>

Eléments de construction	Désignation	Charges	Unités
Plancher courant	Chape et revêtement	1	kN/m <sup>2</sup>
	Plancher en corps creux à nervure coulée sur place (e = 24 cm)	2,8	kN/m <sup>2</sup>
	Faux plafond	0,25	kN/m <sup>2</sup>
	<b>Total</b>	<b>4,05</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Plancher parking	Chape et revêtement	1	kN/m <sup>2</sup>
	Dalle pleine (e = 20 cm)	5	kN/m <sup>2</sup>
Plancher parking	Plafond en plâtre (e = 15 mm)	0,21	kN/m <sup>2</sup>
	<b>Total</b>	<b>6,21</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Mur (e = 20 cm)	Parpaings 20 x 20 x 50	2,7	kN/m <sup>2</sup>
	Enduit au liant hydraulique sur 2 faces	0,36	kN/m <sup>2</sup>
	<b>Total</b>	<b>3,06</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Cloison (e = 10 cm)	Parapings 10 x 20 x 50	1,35	kN/m <sup>2</sup>
	Enduit au liant hydraulique sur 2 faces	0,36	kN/m <sup>2</sup>
	<b>Total</b>	<b>1,71</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Voile	Mur en béton banché (e = 20 cm)	5	kN/m <sup>2</sup>
Poutres	Poutre 20 x 45 cm <sup>2</sup>	2,25	kN/ml
	Poutre 20 x 50 cm <sup>2</sup>	2,5	kN/ml
	Poutre 25 x 50 cm <sup>2</sup>	3,13	kN/ml
	Poutre 25 x 60 cm <sup>2</sup>	3,75	kN/ml
Poteaux	Poteau 20 x 20 cm <sup>2</sup>	1	kN/ml
	Poteau 20 x 30 cm <sup>2</sup>	1,5	kN/ml
	Poteau 20 x 40 cm <sup>2</sup>	2	kN/ml
	Poteau 25 x 50 cm <sup>2</sup>	3,13	kN/ml

### VII.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont des charges variables dues à l'occupation des locaux du bâtiment. Elles tiennent compte de l'usage des locaux, des meubles, des véhicules etc. Les charges d'exploitation sont fonction de la surface des planchers auxquelles elles sont appliquées. Nous nous référons à la norme NF P 06-001 de juin 1986 pour certaines valeurs.

Tableau 16 : Valeur des surcharges d'exploitation

Nature des locaux	Désignation	Charge	Unité
Toiture terrasse	Non accessible	1	kN/m <sup>2</sup>
	Accessible mais privée	1,75	kN/m <sup>2</sup>
Logement	Logement proprement dit	1,75	kN/m <sup>2</sup>
Parking	Stationnement de véhicules légers	3	kN/m <sup>2</sup>

### VII.3 *Calcul de la descente des charges verticales*

#### VII.3.a Hypothèses de calcul

Nous admettons les hypothèses suivantes :

- charges uniformément distribuées sur la surface chargée ;
- appui simple des poutres sur les poteaux et des dalles sur les poutres ;
- absence de continuité sur les travées de poutre et de dalle ;
- les efforts normaux des poteaux centraux voisins de rive sont majorés de 10%.

#### VII.3.b Démarche de calcul

Pour chaque poteau de chaque niveau, nous suivons les démarches suivantes :

- faire l'inventaire des charges sur la structure ;
- déterminer les dimensions de plancher, des poutres et des murs supportées par le poteau ainsi que celles des poteaux ;
- évaluer les charges en se basant sur les poids volumiques et surfaciques donnés précédemment ;
- cumuler les charges par niveau.

#### VII.3.c Choix de la file de poteaux à étudier

Nous allons effectuer le calcul des charges supportées par chaque poteau de l'axe 11, montré par les figures qui suivent, en partant de l'étage le plus haut jusque sur la fondation. Nous avons choisi cet axe puisqu'il présente le poteau le plus chargé.

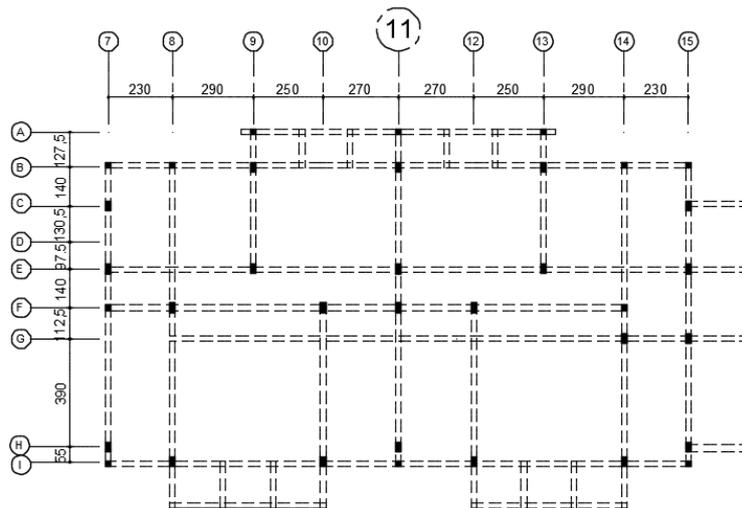


Figure 16 : Descente des charges - Vue en plan pour l'étage courant du bloc B

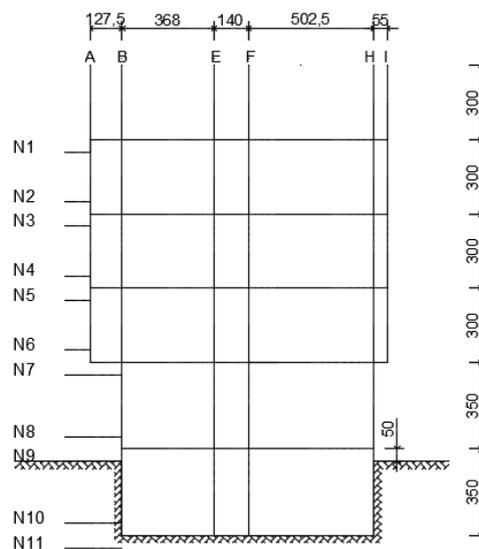


Figure 17 : Descente des charges - Vue en élévation de l'axe 11

Pour exemple de calcul, nous prendrons le poteau PB. Les résultats de descente des charges pour les autres poteaux seront dans les Annexes II.

### VII.3.d Charges permanentes

Considérons le poteau PB.

Pour le niveau N1, la surface d'influence du poteau PB vaut  $3,22 \times 5,20 \text{ m}^2$ . Il supporte :

- les poteaux PA et PB de section  $20 \times 20 \text{ cm}^2$  et de 3,00 m de longueur ;
- des murs longitudinal et transversal d'épaisseur 20 cm, de longueur respectivement 5,20 m et 3,22 m et de hauteur 3,00 m ;

- une toiture terrasse de surface  $3,22 \times 5,20 \text{ m}^2$  ;
- les retombées de poutres longitudinale et transversale de section  $20 \times (45-16) \text{ cm}^2$ , de longueur respectivement  $5,20 \text{ m}$  et  $3,22 \text{ m}$  ;
- les retombées des deux poutres en consoles de section  $20 \times (45-16) \text{ cm}^2$  et de longueur  $1,28 \text{ m}$  ;
- la retombée de la poutre de rive de section  $20 \times (30-16) \text{ cm}^2$  et de longueur  $5,20 \text{ m}$ .

Les poteaux PA ne sont que des éléments raidisseurs. Ils sont supportés par les consoles qui sont considérées séparément pour chaque niveau.

#### A.N. pour le calcul des charges :

Les charges dues :

- aux poteaux PA ou PB :  $3,00 \times 1,00 = 3,00 \text{ kN}$  ;
- au mur longitudinal :  $5,20 \times 3,00 \times 3,06 = 47,74 \text{ kN}$  ;
- au mur transversal :  $3,22 \times 3,00 \times 3,06 = 29,51 \text{ kN}$  ;
- à la toiture terrasse :  $5,20 \times 3,22 \times 6,15 = 102,82 \text{ kN}$  ;
- à la retombée de la poutre longitudinale :  $5,20 \times 25 \times 0,20 \times (0,50 - 0,16) = 8,84 \text{ kN}$  ;
- à la retombée de la poutre transversale :  $3,22 \times 25 \times 0,20 \times (0,45 - 0,16) = 4,66 \text{ kN}$  ;
- aux retombées des deux poutres en console :  $2 \times 1,28 \times 25 \times 0,20 \times (0,45 - 0,16) = 3,70 \text{ kN}$  ;
- à la retombée de la poutre de rive :  $5,20 \times 25 \times 0,20 \times (0,30 - 0,16) = 3,64 \text{ kN}$ .

D'où la charge totale au niveau N1 du poteau PB :

$$3,00 + 3,00 + 47,74 + 29,51 + 102,82 + 8,84 + 4,66 + 3,70 + 3,64 = 206,90 \text{ kN}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul de la descente des charges permanentes des poteaux PB :

Tableau 17 : Descente des charges permanentes pour le poteau PB

Niveau	Désignation	Dimensions [m]			Charges unitaires		Charges totales [kN]
		Longueur	Largeur	Hauteur	Charges	Unités	
N1	Poteau A	3,00			1,00	kN/ml	3,00
	Poteau B	3,00			1,00	kN/ml	3,00
	Mur longitudinal	5,20		3,00	3,06	kN/m <sup>2</sup>	47,74
	Mur transversal		3,22	3,00	3,06	kN/m <sup>2</sup>	29,51
	Toiture terrasse	5,20	3,22		6,15	kN/m <sup>2</sup>	102,82
	Poutre longitudinale	5,20			1,70	kN/ml	8,84
	Poutre transversale	3,22			1,45	kN/ml	4,66
	2 Poutres en console	3,60			1,45	kN/ml	3,70
	Poutre de rive	5,20			0,70	kN/ml	3,64
	Sous total N1						206,90
N2	Venant de N1						206,90
	Poteau A	2,55			1,00	kN/ml	2,55
	Poteau B	2,55			1,50	kN/ml	3,83
Sous total N2						213,28	
N3	Venant de N2						213,28
	Mur longitudinal	5,20		2,80	3,06	kN/m <sup>2</sup>	44,55
	Mur transversal	5,20	3,22	2,55	3,06	kN/m <sup>2</sup>	25,09
	Plancher	5,20	3,22		4,05	kN/m <sup>2</sup>	67,71
	Poutre longitudinale	5,20			2,50	kN/ml	13,00
	Poutre transversale		3,22		2,25	kN/ml	7,23
	2 Poutres en console	2	1,28		2,25	kN/ml	5,74
	Poutre de rive	5,20			1,50	kN/ml	7,80
Sous total N3						384,40	
N4	Venant de N3						384,40
	Poteau A	2,55			1,00	kN/ml	2,55
	Poteau B	2,55			1,50	kN/ml	3,83
Sous total N4						390,77	
N5	Venant de N4						390,77
	Mur longitudinal	5,20		2,80	3,06	kN/m <sup>2</sup>	44,55
	Mur transversal		3,22	2,55	3,06	kN/m <sup>2</sup>	25,09
	Plancher	5,20	3,22		4,05	kN/m <sup>2</sup>	67,71
	Poutre longitudinal	5,20			2,50	kN/ml	13,00
	Poutre transversal		3,22		2,25	kN/ml	7,23
	2 Poutres en console	2	1,28		2,25	kN/ml	5,74
	Poutre de rive	5,20			1,50	kN/ml	7,80
Sous total N5						561,89	
N6	Venant de N5						561,89
	Poteau A	2,60			1,00	kN/ml	2,55
	Poteau B	2,60			2,00	kN/ml	5,10
Sous total N6						571,46	
N7	Venant de N6						571,46
	Mur longitudinal	5,20		2,80	3,06	kN/m <sup>2</sup>	44,55
Mur transversal		3,22	3,00	3,06	kN/m <sup>2</sup>	29,51	

Niveau	Désignation	Dimensions [m]	Charges unitaires	Charges totales [kN]	Niveau	Désignation	Dimensions [m]
N7	Plancher	5,20	3,22		4,05	kN/m <sup>2</sup>	67,71
	Poutre longitudinal	5,20			2,50	kN/ml	13,00
	Poutre transversal		3,22		2,25	kN/ml	7,23
	2 Poutres en console	2	1,28		2,25	kN/ml	5,74
	Poutre de rive	5,20			2,25	kN/ml	11,70
	Sous total N7						748,99
N8	Venant de N7						748,99
	Poteau B	3,00			3,13	kN/ml	9,53
	Sous total N8						758,52
N9	Venant de N8						758,52
	Mur longitudinal	5,20		3,10	3,06	kN/m <sup>2</sup>	49,33
	Plancher	5,20	2,02		6,21	kN/m <sup>2</sup>	65,07
	Poutre longitudinal	5,20			2,50	kN/ml	13,00
	Poutre transversal		2,02		1,88	kN/ml	3,78
	Sous total N9						889,69
N10 N11	Venant de N9						889,69
	Poteau B	3,00			3,13	kN/ml	9,38
	Total N10 et N11						899,07

### VII.3.e Surcharges d'exploitation

Pour les bâtiments à usage d'habitation, une loi de dégression peut être appliquée sur les charges d'exploitation pour tenir compte de la non-simultanéité de chargement de tous les niveaux.

Nous allons appliquer une dégression verticale en fonction du nombre d'étages qui se présente comme suit :

Soit :  $Q_0$  : valeur de référence pour la toiture terrasse ;

$Q_i$  : valeur de référence pour le plancher de l'étage  $i$  (numérotation à partir du haut) ;

$Q_{ri}$  : fraction de la charge de l'étage  $i$  à laquelle on n'applique pas la loi de dégression.

$Q_r = 1 \text{ kN/m}^2$  pour les bâtiments à usage d'habitation.

Pour le calcul des éléments intéressés, on adopte les valeurs suivantes :

- sous la toiture terrasse :  $Q_0$  ;
- sous le 3<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$  ;
- sous le 2<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95 \sum_1^2 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^2 Q_{ri}$  ;
- sous le 1<sup>er</sup> étage :  $Q_0 + 0,90 \sum_1^3 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^3 Q_{ri}$  ;

$$- \text{ sous le rez-de-chaussée : } Q_0 + 0,85 \sum_1^3 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^3 Q_{ri} + Q_4.$$

Pour le parking au niveau du rez-de-chaussée, nous n'avons pas appliqué la dégression sur sa charge d'exploitation, donc nous avons pris la totalité de la charge  $Q_4$ .

Exemple de calcul pour le poteau PB du niveau N9 :

La charge d'exploitation totale au rez-de-chaussée vaut :

$$S_0 Q_0 + S_1(0,85Q_1 + 0,15Q_{r1}) + S_2(0,85Q_2 + 0,15Q_{r2}) + S_3(0,85Q_3 + 0,15Q_{r3}) + S_4 Q_4$$

A.N.:  $S_0 Q_0 = 5,20 \times 3,22 \times 1,75 = 29,26 \text{ kN} ;$

$$S_1(0,85Q_1 + 0,15Q_{r1}) = S_2(0,85Q_2 + 0,15Q_{r2}) = S_3(0,85Q_3 + 0,15Q_{r3}) = 5,20 \times 3,22 \times (0,85 \times 1,75 + 0,15 \times 1) = 27,38 \text{ kN} ;$$

$$S_4 Q_4 = 5,20 \times 2,02 \times 3 = 31,43 \text{ kN} ;$$

$$\text{Total : } = 29,26 + 3 \times 27,38 + 31,43 = 142,82 \text{ kN}$$

Tableau 18 : Descente des surcharges d'exploitation

				Unité [kN]
Niveau	PB	PE	PF	PH
N1=N2	29,26	23,11	15,18	15,27
N3=N4	58,51	46,23	30,36	30,55
N5=N6	86,52	68,35	44,89	45,17
N7=N8	113,26	89,48	58,76	59,13
N9=N10=N11	142,82	127,62	83,81	79,88

### VIII Charges horizontales

Les charges horizontales proviennent du vent. Celles-ci vont surcharger les poteaux en introduisant dans le portique des moments de flexion, des efforts tranchants et des efforts normaux. Nous nous intéressons uniquement aux efforts normaux dans les poteaux que nous allons déterminer à partir de la relation suivante :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i \cdot S_i}{I}$$

Avec :

$$- S_i : \text{section du poteau } i ;$$

- $d_i$  : distance de l'axe du poteau  $i$  par rapport au centre de gravité  $G$  de la file de poteaux sur un étage considéré ;
- $I$  : moment d'inertie des sections de poteaux au niveau de l'étage considéré donné par la formule :

$$I = \sum S_i \cdot d_i^2$$

- $M$  : moment à équilibrer dans les poteaux équivalant à :

$$M = q \cdot L \cdot h \cdot z$$

- $q$  : action dynamique extrême exercée par le vent sur la face considérée ;
- $L$  : largeur de la surface d'influence des poteaux ;
- $h$  : hauteur frappée par le vent au-dessus du niveau considéré (au-dessus du sol) ;
- $z$  : bras de levier du moment  $M$ .

### VIII.1 Sections des poteaux

Nous avons des poteaux de section  $20 \times 20 \text{ cm}^2$ ,  $20 \times 30 \text{ cm}^2$ ,  $20 \times 40 \text{ cm}^2$  et  $25 \times 50 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2 = 0,04 \text{ m}^2$  ;

$20 \times 30 = 600 \text{ cm}^2 = 0,06 \text{ m}^2$  ;

$20 \times 40 = 800 \text{ cm}^2 = 0,08 \text{ m}^2$  ;

$25 \times 50 = 1250 \text{ cm}^2 = 0,13 \text{ m}^2$ .

Le tableau ci-après montre la section des poteaux correspondant à chaque niveau :

Tableau 19 : Section de poteaux

Niveaux	Unité [m <sup>2</sup> ]					
	SA	SB	SE	SF	SH	SI
N1	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
N2=N3	0,04	0,06	0,06	0,06	0,06	0,04
N4=N5	0,04	0,06	0,06	0,06	0,06	0,04
N6=N7	0,04	0,08	0,08	0,08	0,08	0,04
N8=N9	–	0,13	0,13	0,13	0,13	–
N10=N11	–	0,13	0,13	0,13	0,13	–