



RÈGLES DE CALCUL

Par la méthode statique équivalente

Par la méthode d'analyse spectrale

**Par la méthode dynamique par
accélérogramme**



REGLEMENTATION PARASISMIQUE RPA 2003

METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Conditions d'application :

a- La régularité du bâtiment doit être conforme aux critères de l'article 3.5 Chapitre 3 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, (**autres les conditions de hauteur énoncées en a**), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : .Gr3, Gr2, si $H_{bat} \leq 7$ niveaux ou 23m. Gr1B, si $H_{bat} \leq 5$ niveaux ou 17m. Gr1A, si $H_{bat} \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Gr 3 et 2, si $H_{bat} \leq 5$ niveaux ou 17m. Gr 1B, si $H_{bat} \leq$ à à 3 niveaux ou 10m. Gr1A, si $H_{bat} \leq$ à 2 niveaux ou 08m.



REGLEMENTATION PARASISMIQUE RPA 2003

CRITÈRES DE L'ARTICLE 3.5 CHAPITRE 3

CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR CONFIGURATION

Chaque bâtiment doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non.:

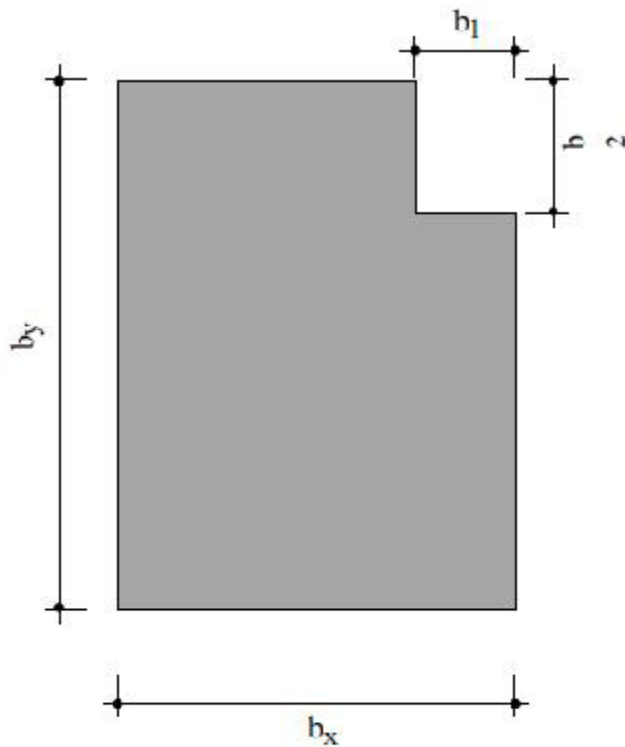
a) Régularité en plan

- a1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique aussi bien pour les rigidités que pour les masses.
- a2.** La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités $\leq 15\%$ de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- a3.** Le bâtiment doit être compacte avec un rapport (L/I) plancher ≤ 4
- a4.** Les planchers doivent être considérés comme indéformables dans leur plan. S ouvertures / S plancher $\leq 15\%$.



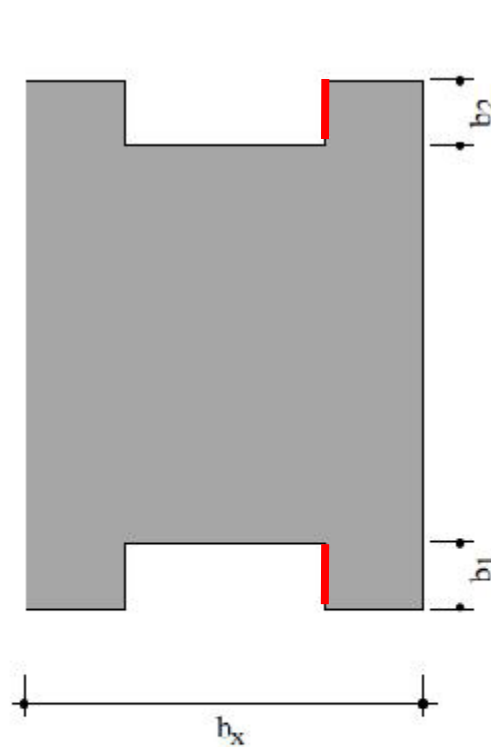
RÉGULARITÉ EN PLAN RPA 2003

RÉGULARITÉ EN PLAN EC8

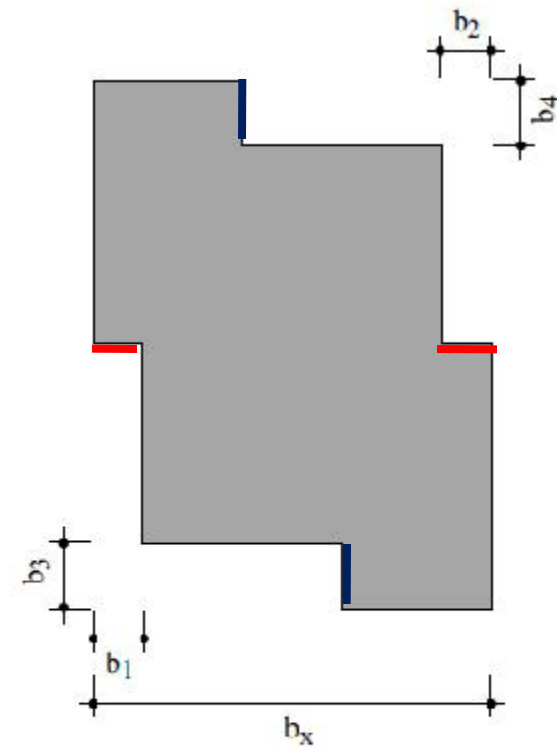


$$\frac{b_1}{b_x} < 0.25$$

$$\frac{b_2}{b_y} \leq 0.25$$



$$\frac{b_1 + b_2}{b_y} < 0.25$$



$$\frac{b_1 + b_2}{b_x} < 0.25$$

$$\frac{b_3 + b_4}{b_y} \leq 0.25$$

EXEMPLE

- Pour ce cas de forme en plan de ce bloc , on dénombre :

a) Une partie saillante de :

- $y_2 = 2.50 \text{ m}$
- $x_2 = 4.00 \text{ m}$

a) Une partie rentrante de :

- $y_1 = 1.80 \text{ m}$
- $x_1 = 2.00 \text{ m}$

- On doit avoir :

$$\left(y_1 + y_2 \right) / L_Y \leq 0.25$$

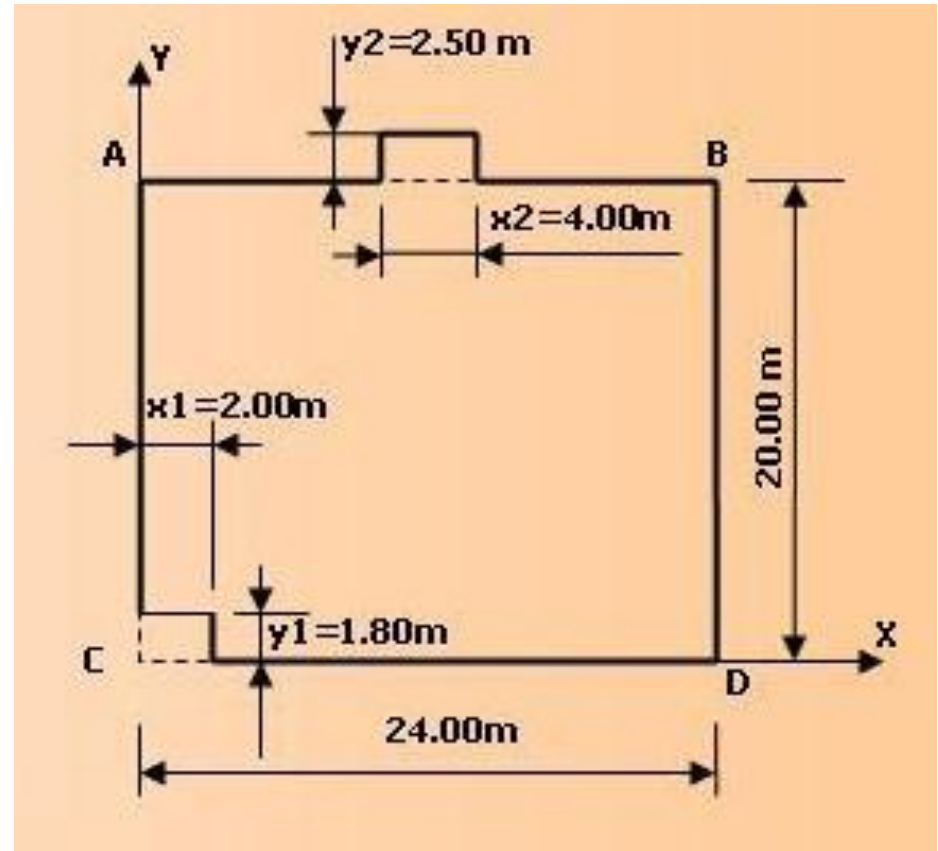
$$\left(x_1 + x_2 \right) / L_X \leq 0.25$$

$$L/l \leq 4$$

$$1.80 + 2.50 = 4.30 < 5.00\text{m} \quad \text{ok}$$

$$2.00 + 4.00 = 6.00 \leq 6.00\text{m} \quad \text{ok}$$

$$20 / 24 \leq 4.00\text{m} \quad \text{ok}$$



Remarque 1 : La condition : $a+b \leq 0.25 B$ est remplie dans les deux sens

Exemple : portique autostable avec vide dans le plancher

a4. Les planchers doivent être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

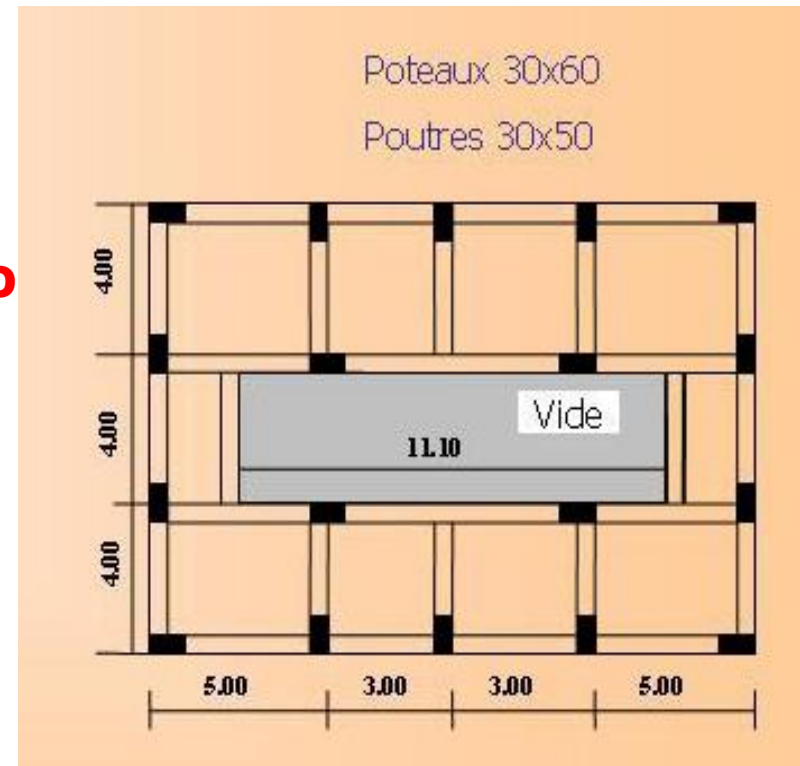
On doit avoir : $S_{\text{vide}}/S_{\text{plancher}} \leq 15\%$

$$S_{\text{vide}} = 11.1 \times 3.7 = 41.07 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 16 \times 12 = 192 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{vide}}/S_{\text{plancher}} = 0.21 \quad 21\% \leq 15\% \quad \text{NO}$$

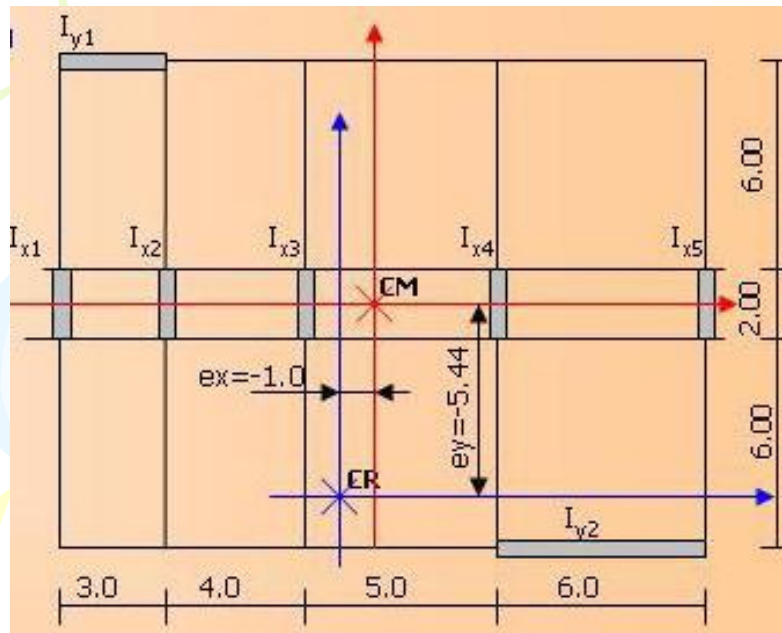
**Donc : ce plancher ne peut être considéré comme indéformable
Pas de plancher rigide pour ce plancher**



EXEMPLE

Exemple 1: Ossature contreventé par voile

Centre de Masse, $X_{CM}=0.0$ et $Y_{CM}=0.0$ (centre de gravité du plancher)



$$X_{CR} = \frac{\sum K_{xi} \cdot x_i}{\sum K_{xi}} = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}} = \frac{0.133 \cdot (-9.0 - 6.0 - 2.0 + 3.0 + 9.0)}{5 \cdot 0.133} = -1.0m$$

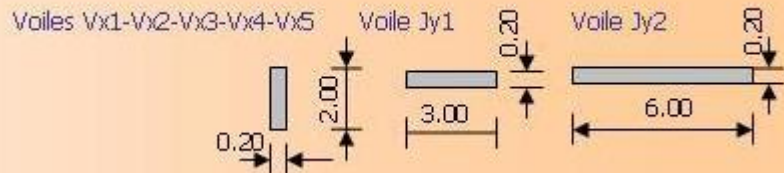
$$Y_{CR} = \frac{\sum K_{yi} \cdot y_i}{\sum K_{yi}} = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_{yi}} = \frac{0.45 \cdot 7.0 - 3.6 \cdot 7.0}{0.45 + 3.60} = -5.44m$$

On doit avoir: $e_x \leq 0.15L_x$ et $e_y \leq 0.15L_y$

$$e_x = 1.0m < 0.15L_x = 0.15 \cdot 18 = 2.7m \quad \text{OK}$$

$$e_y = 5.44m > 0.15L_y = 0.15 \cdot 14 = 2.1m \quad \text{NO}$$

Donc : Régularité en plan selon Y n'est pas vérifiée.



Remarque: On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

EXEMPLE

Exemple 2: Portique autostable en béton armée

Centre de Masse, $X_{CM}=0.0$ et $Y_{CM}=0.0$ (centre de gravité du plancher)

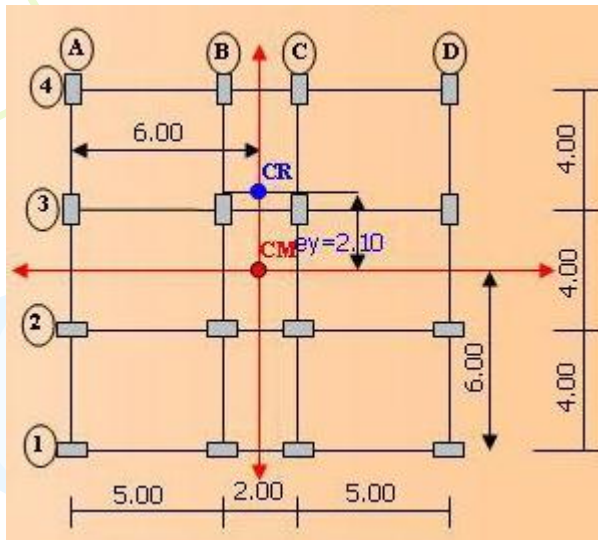
$$X_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}} = 0.0m \quad Y_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}} = -2.4m$$

On doit avoir: $e_x \leq 0.15L_x$ et $e_y \leq 0.15L_y$

$$e_x = 0.0m < 0.15L_x = 0.15 \times 12 = 1.8m \quad \text{OK}$$

$$e_y = 2.4m > 0.15L_y = 0.15 \times 12 = 1.8m \quad \text{NO}$$

Donc : Régularité en plan selon Y n'est pas vérifiée.



Poteaux 30x60

Poteau 4A : $x_g = -6.0m$, $y_g = 6.0m$

Poteau 1C : $x_g = 1.0m$, $y_g = -6.0m$

Remarques:

- ⚡ Il ne suffit pas d'avoir le même nombre de poteaux dans les deux directions principales pour assurer la régularité.
- ⚡ Dans cet exemple, le fait des concentrer les grandes inerties et les petites inerties de part et d'autre de l'axe CM apporte une excentricité structurelle $e_y = 2.40m$.
- ⚡ Il était à prévoir que le centre de torsion CR serait du côté de la concentration des poteaux suivant la grande inertie.
- ⚡ Si par exemple l'effort sismique a ce niveau selon X-X vaut $V_x = 400kN$, le moment de torsion est de $M_t = 300 \times 2.4 = 720kNm$



RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION RPA 2003

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

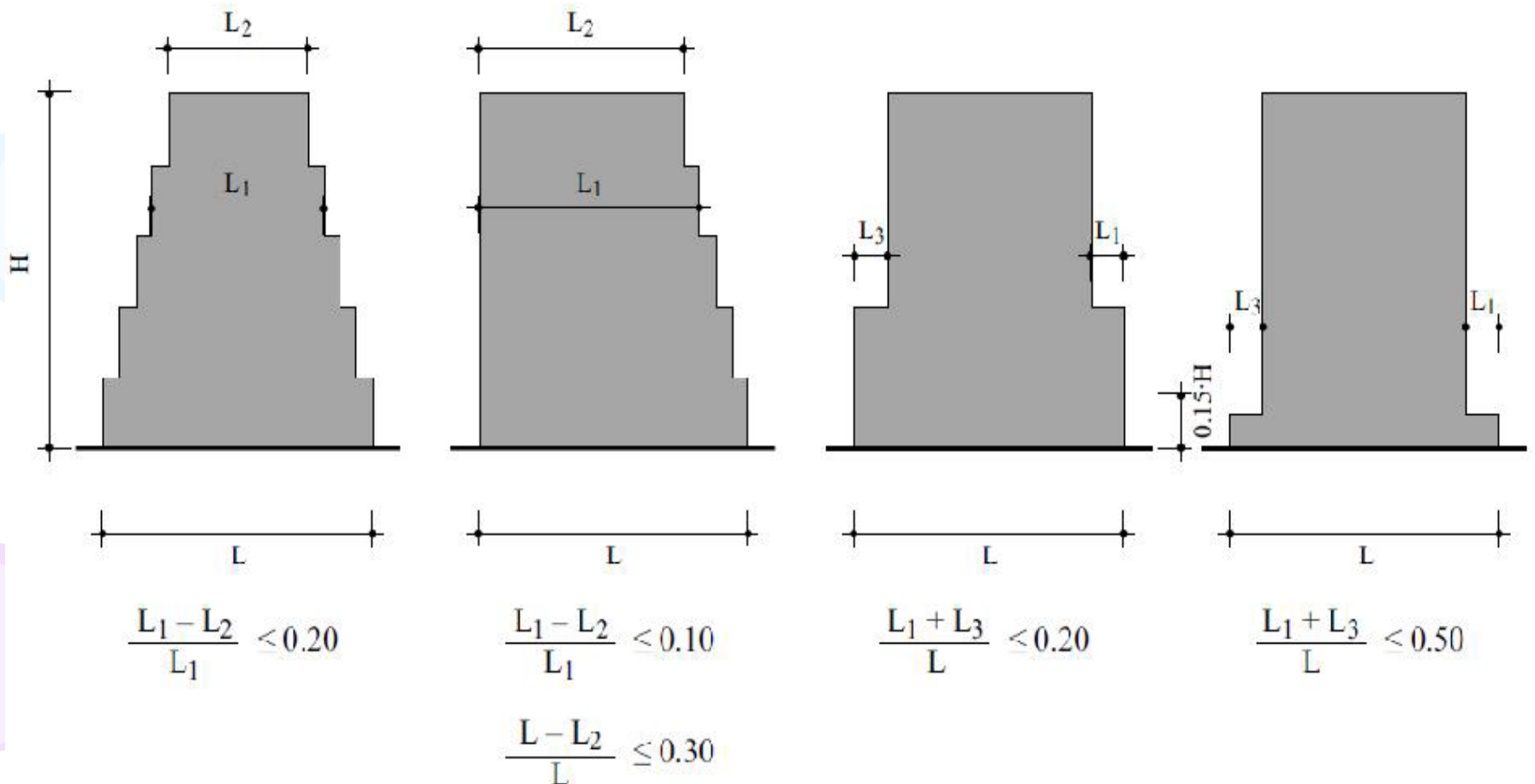
b2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Remarque: Les RPA ne donnent pas des bornes pour ce changement. Certains règlements [PS 92 (Art 6.61212), RPS 2000 (Art 4.3.1.1), ...] exigent que: La variation de la rigidité entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30%. La variation de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 15%

$$\frac{K_{x(i+1)}}{K_{x(i)}} \leq 30\% , \frac{K_{y(i+1)}}{K_{y(i)}} \leq 30\% \quad \text{et} \quad \frac{M_{(i+1)}}{M_{(i)}} \leq 15\%$$

RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION RPA 2003

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.



RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION

RPA 2003

b3. La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

Le retrait au 3^{ème} niveau est :

$$\Delta R3 = 6.00m$$

$$\Delta R_{adm} = 0.20 * Dim(2eme Niv)$$

$$\Delta R_{adm} = 0.20 * 3 * 6.00$$

$$\Delta R_{adm} = 3.60m$$

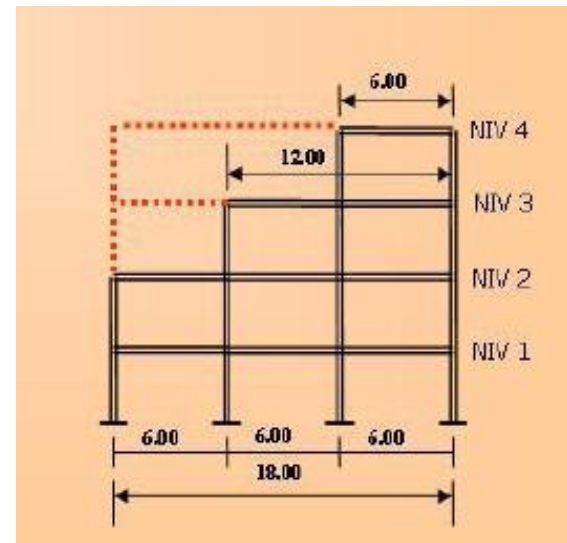
Le retrait au 4^{ème} niveau est :

$$\Delta R4 = 6.00m$$

$$\Delta R_{adm} = 0.20 * Dim(3eme Niv)$$

$$\Delta R_{adm} = 0.20 * 2 * 6.00$$

$$\Delta R_{adm} = 2.4m$$



Le retrait global est :

$$\Delta R_g = 2 * 6.00 = 12.00m$$

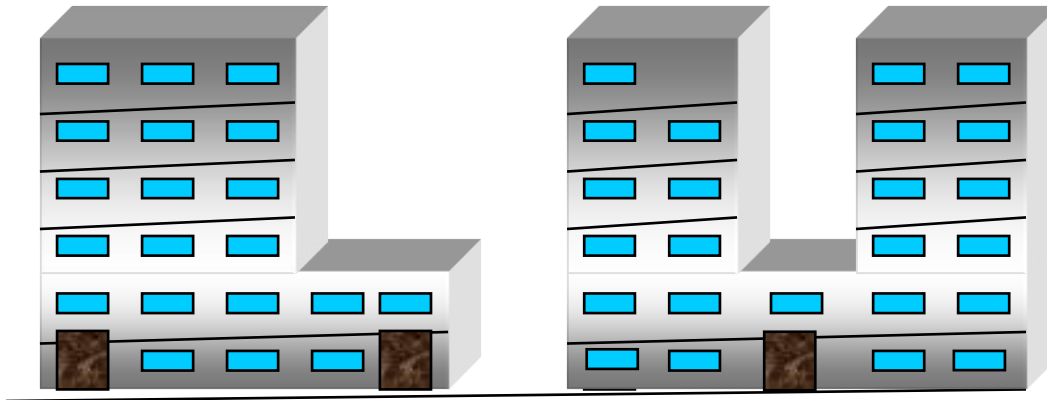
Le retrait admissible global doit être de :

$$\Delta R_g (adm) = \frac{33}{100} * 18.00$$

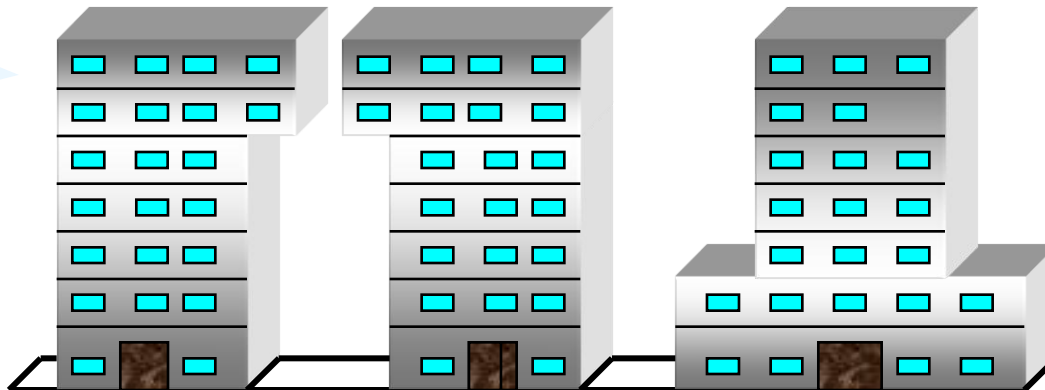
$$\Delta R_g (adm) = 5.94m < 12.00m$$

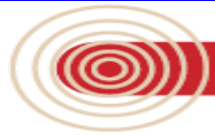
RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION RPA 2003

- **Forme L** **Forme U**



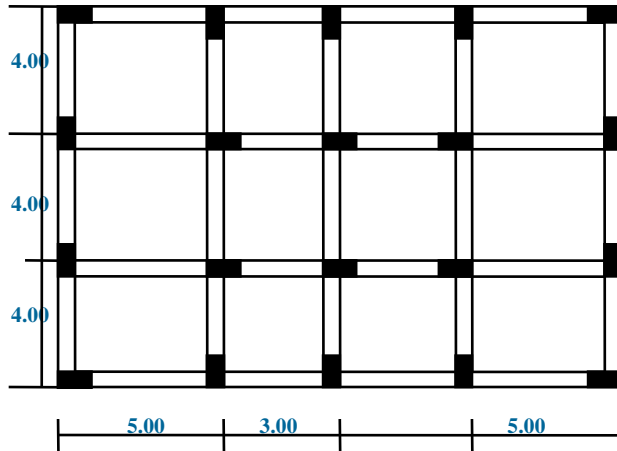
- **Forme L renversée** **Forme I**





RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION RPA 2003

Niveau (i) :
Poteau Pi : 25*60
hi = 3.50 m

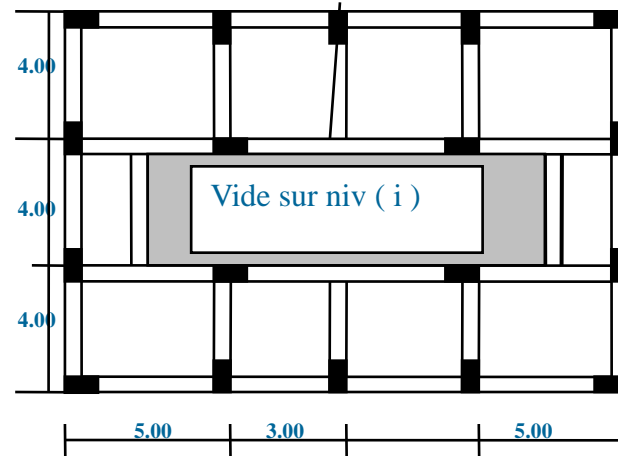


Niveau : i

$$\sum I_x = \sum I_y = 528.125 dm^4$$

$$K_i = \frac{528.125}{3.50} = 15.0893 dm^3$$

Niveau (i+1)
Pi+1 : 25*40
hi+1 = 3.00 m



Niveau :i+1

$$\sum I_x = 158.7494 dm^4$$

$$\sum I_y = 174.9994 dm^4$$

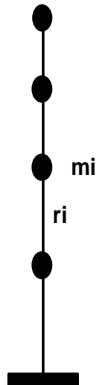
$$K_x(i + 1) = 5.29165 dm^3$$

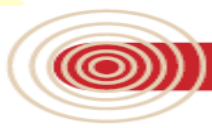
$$K_y(i + 1) = 5.8333 dm^3$$

RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION

RPA 2003

- La distribution de la masse doit varier régulièrement sur la hauteur du bâtiment . Les variations de la masse doivent respecter les valeurs suivantes :
 - Pour une densité de masse de 1.05t/m^2 , les masses des 2
 - planchers cités ci-dessus sont :
 - $m_i = 201.60\text{ t}$
 - $m_{i+1} = 155.40\text{ t}$ (diminution de masse dûe au vide sur le niveau (i))
- La variation de la masse entre deux étages est supérieure à 15% qui est la limite à ne pas dépasser d'après l'article 4.3.1.1-Configuration – Forme en élévation , RPS2000.





Calcul de l'effort tranchant à la base

Principe de la méthode (selon Art 4.2.1)

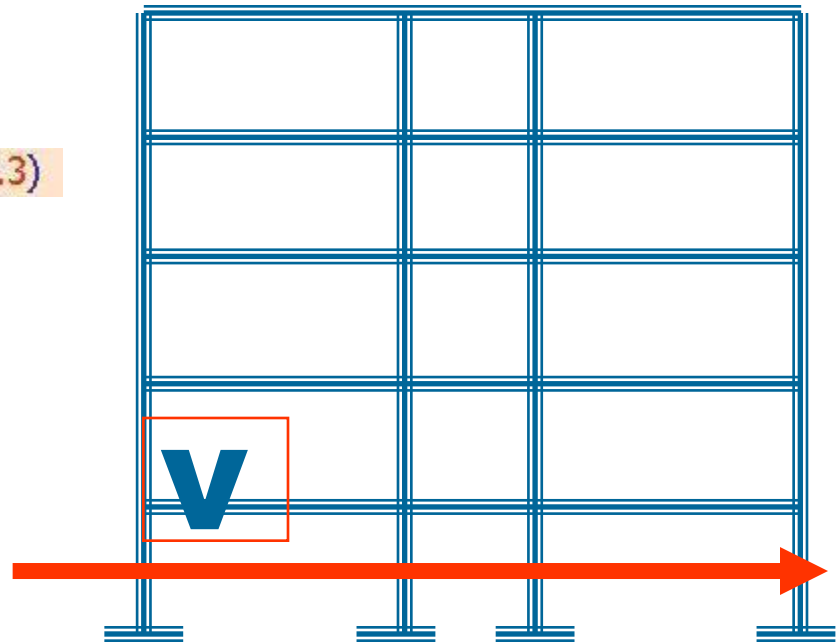
- Les forces sismique sont remplacées par un système de forces statiques horizontales équivalentes.
- Les forces statique sont appliquées successivement suivant deux directions principaux du plan horizontal de la structure.

Hypothèse de la méthode (selon Art 4.2.2)

- Le modèle du bâtiment dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- Seul le premier mode de vibration de la structure est considérée dans le calcul de la force sismique totale.

Calcul de la force sismique totale (Art 4.2.3)

$$V=ADQ/R$$



Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique (figure 4.1)

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^s P_q \quad P_q: \text{coefficient de pénalité (tableau 4.4)}$$

R : Coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3)

W : Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n (W_{G_i} + \beta W_{Q_i}) \quad W_{G_i}: \text{Poids des charges permanentes}$$

W_{Q_i} : Poids des charges d'exploitations

β : Coefficient de pondération (tableau 4.5)

| Groupe | Zone | | |
|--------|------|------|------|
| | I | II | III |
| 1A | 0,12 | 0,25 | 0,35 |
| 1B | 0,10 | 0,20 | 0,30 |
| 2 | 0,08 | 0,15 | 0,25 |
| 3 | 0,05 | 0,10 | 0,15 |

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

D : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). (4.2)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Le facteur **D** est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$

• η : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule : (4.3)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

| Site | S_1 | S_2 | S_3 | S_4 |
|--------------|-------|-------|-------|-------|
| $T_{1(sec)}$ | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| $T_{2(sec)}$ | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

Calcul de l'effort tranchant à la base

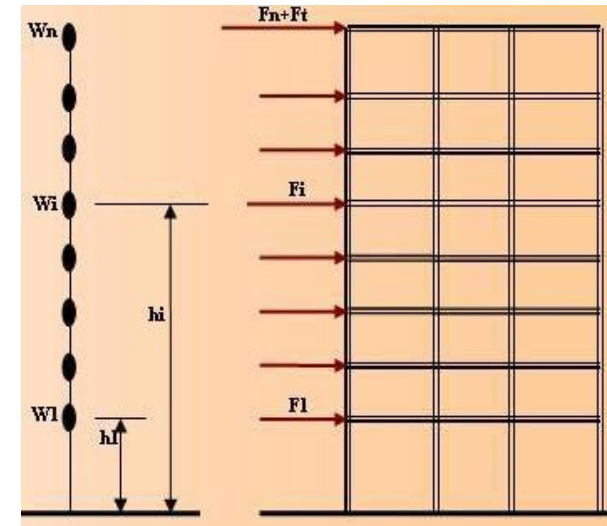
Distribution verticale de la force sismique totale (Art 4.2.5)

La force sismique à la base V est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n-\text{étage}} F_i$$

avec:
$$F_t = \begin{cases} 0.07 \times V.T \leq 0.25 \times V.T & \text{si } T > 0.7s \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7s \end{cases}$$

$$F_i = (V - F_t) \times \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^{n-\text{étage}} W_i h_i}$$

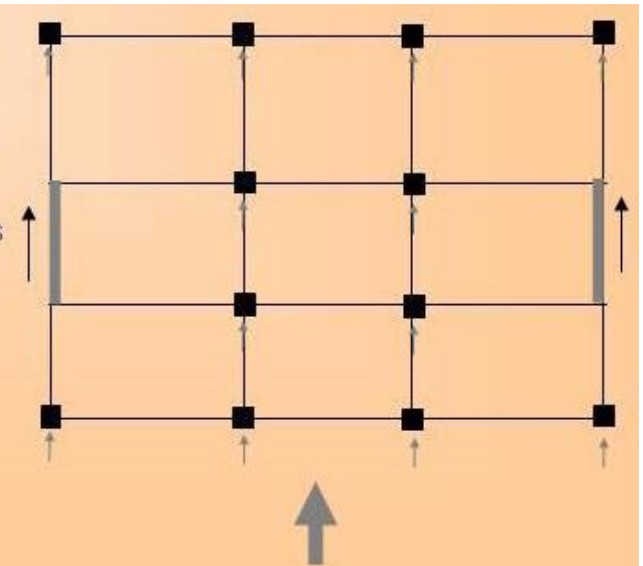


Distribution horizontale de la force sismique totale (Art 4.2.6)

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

dans le cas de structures comportant des **planchers rigides dans leur plan**, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

$$V_i = V \cdot \frac{K_i}{\sum K_i} = V \cdot \frac{I_i}{\sum I_i}$$





Calcul de l'effort tranchant à la base

Exemple d'application

Caractéristiques du bâtiment

Bâtiment à usage d'habitation : Groupe d'usage 2

Bâtiment situé à Alger: Zone sismique III

D'après le rapport de sol : sol ferme (S2)

Système structurelle contreventé par portiques auto-stable selon X, et par voile selon Y.

Calcul de la période fondamentale de la structure

Calcul numérique : $T = 0,75 s$

Estimation empirique : $T = C_T h_N^{3/4} = 0,34s$

Ou: $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$, Donc $T_x = 0,26s$, $T_y = 0,34s$

Avec: h_N : hauteur totale du bâtiment = $12,24m$

D : largeur du bâtiment dans le sens considéré

$D_x = 19,9m$ et $D_y = 10,3m$

C_T : coefficient (tableau 4.6)

Sens X-X $C_{Tx} = 0.05$ (Cas n°3), Sens Y-Y $C_{Ty} = 0.05$ (Cas n°4)

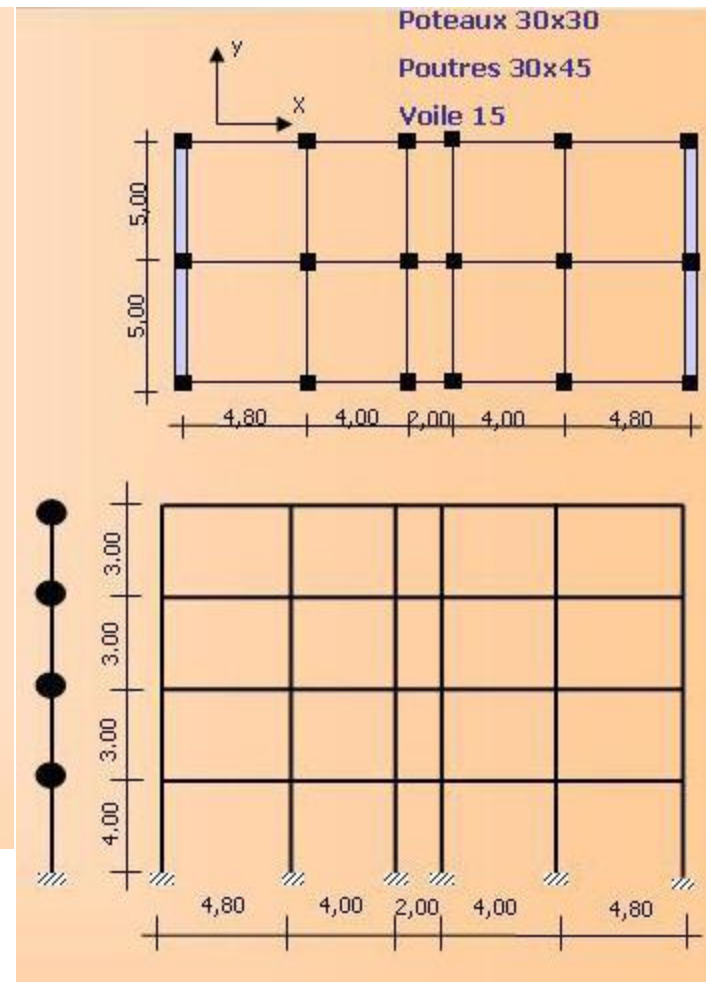
Conditions sur la période fondamentale de la structure

1. « ...retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données par les formules empiriques » Art 4.2.4.2

Donc $T_x = 0.26s$ et $T_y = 0.34s$

2. « Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% » Art 4.2.4.2

Condition non vérifier mais très pénalisante pour les bâtiments en portiques autostables



Calcul de la force sismique totale $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

- Coefficient d'accélération de la zone A

Zone sismique III et groupe d'usage 2, donc $A=0.25$

- Coefficient d'amplification dynamique D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site (tableau 4.7),
 $T_2=0.4s$

η : facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

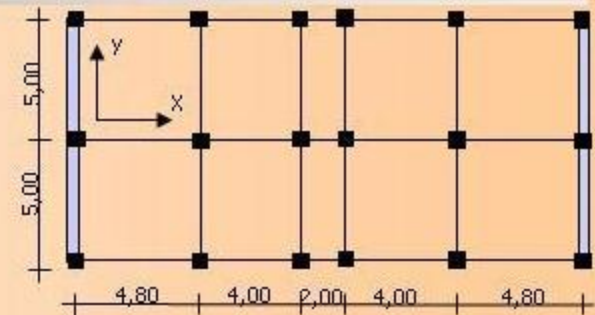
ξ (%) : le pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) $\xi=7\%$

$$D_x = D_y = 2.2$$

- Facteur de qualité Q $Q = 1 + \sum_{q=1}^s P_q$ P_q : coefficient de pénalité (tableau 4.4)

| critères de qualité "q" | Sens X-X | Sens Y-Y |
|--|----------|----------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | Obs | N-Obs |
| 2. Redondance en plan | Obs | N-Obs |
| 3. Régularité en plan | Obs | Obs |
| 4. Régularité en élévation | Obs | Obs |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | Obs | Obs |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | Obs | Obs |
| | Q=1+ | 0 |

Donc $Q_x = 1.0$ et $Q_y = 1.1$



- Coefficient de comportement globale de la structure R

Sens X-X : (Système 1b) Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide $R_x=3.5$

Sens Y-Y : (System 4a) Mixte portiques/voiles avec interaction $R_y=5$

● Poids totale de la structure W

$$W = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Di})$$

Bâtiment d'habitation, $\beta = 0.2$

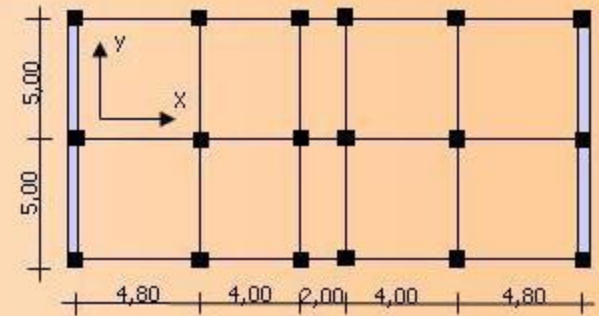
Plancher courant Plancher terrasse Poids propre (estimé)

$G=5.23 \text{ KN/m}^2$ $G=5.1 \text{ KN/m}^2$ Poutres $\approx 400 \text{ KN}$

$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$ $Q=1.0 \text{ KN/m}^2$ Poteaux $\approx 350 \text{ KN}$

Voiles $\approx 420 \text{ KN}$

Surface du plancher $S=19.9 \times 10.3=205 \text{ m}^2$



$$W = 3 \times 205 \times (5.23 + 0.2 \times 2.5) + 205 \times (5.1 + 0.2 \times 1.0) + 400 + 350 + 420 = 5780 \text{ KN}$$

Effort tranchant total à la base

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_x = 0.157 \times W = 907.46 \text{ KN}$$

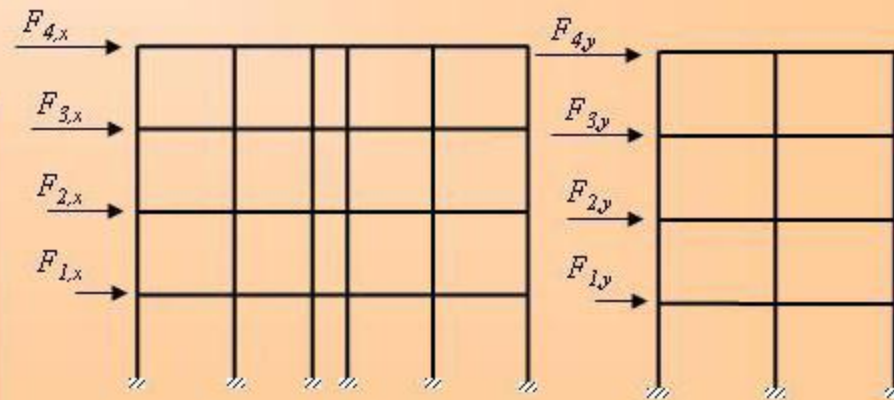
$$V_y = 0.121 \times W = 999.38 \text{ KN}$$

Distribution verticale de la force sismique

$$F_i = V \times \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^{n\text{-étage}} W_i h_i}$$

avec: $F_t = 0$

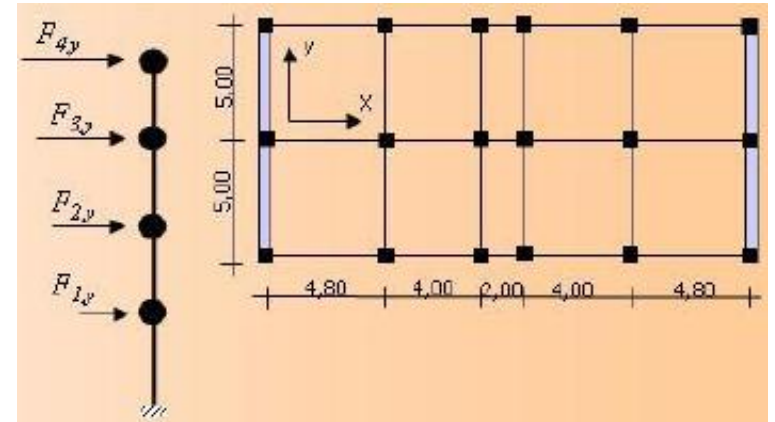
| Sens X-X | | Sens Y-Y | |
|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| $F_{1,x} = 109.27$ | $F_{2,x} = 191.22$ | $F_{1,y} = 120.34$ | $F_{2,y} = 210.59$ |
| $F_{3,x} = 273.18$ | $F_{4,x} = 333.79$ | $F_{3,y} = 300.85$ | $F_{4,y} = 367.60$ |



Distribution horizontale de la force sismique

$$V_k = \sum_{i=k}^{n-\text{étage}} F_i \quad \text{avec: } F_i = 0$$

$$M_k = \sum_{i=k}^{n-\text{étage}} F_i \times h_i \quad \text{avec: } F_i = 0$$



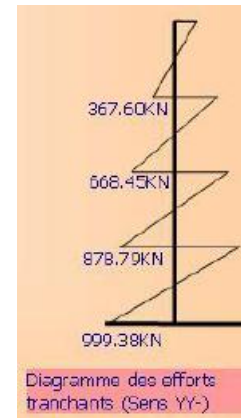
Sens X-X

$$\begin{cases} V_{1,x} = F_{1,x} + F_{2,x} + F_{3,x} + F_{4,x} \\ V_{2,x} = F_{2,x} + F_{3,x} + F_{4,x} \\ V_{3,x} = F_{3,x} + F_{4,x} \\ V_{4,x} = F_{4,x} \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} V_{1,x} = 907.27 \text{ KN} \\ V_{2,x} = 798.19 \text{ KN} \\ V_{3,x} = 606.97 \text{ KN} \\ V_{4,x} = 333.79 \text{ KN} \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\begin{cases} V_{1,y} = 999.38 \text{ KN} \\ V_{2,y} = 878.79 \text{ KN} \\ V_{3,y} = 668.45 \text{ KN} \\ V_{4,y} = 367.60 \text{ KN} \end{cases}$$



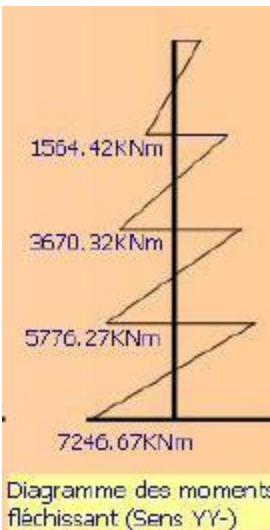
Sens X-X

$$\begin{cases} M_{1,x} = F_{1,x}h_1 + F_{2,x}h_2 + F_{3,x}h_3 + F_{4,x}h_4 \\ M_{2,x} = F_{2,x}h_2 + F_{3,x}h_3 + F_{4,x}h_4 \\ M_{3,x} = F_{3,x}h_3 + F_{4,x}h_4 \\ M_{4,x} = F_{4,x}h_4 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M_{1,x} = 1420.51 \text{ KNm} \\ M_{2,x} = 3332.71 \text{ KNm} \\ M_{3,x} = 5244.97 \text{ KNm} \\ M_{4,x} = 6580.13 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\begin{cases} M_{1,y} = 1564.42 \text{ KNm} \\ M_{2,y} = 3670.32 \text{ KNm} \\ M_{3,y} = 5776.27 \text{ KNm} \\ M_{4,y} = 7246.67 \text{ KNm} \end{cases}$$



Distribution de la force sismique

Voile du RdC

$$V_i = V \cdot \frac{K_i}{\sum K_i} = V \cdot \frac{I_i}{\sum I_i}$$

$$I_{\text{voile},y} = \frac{0.15 \times 10.3^3}{12} = 13.66 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poteau},x} = I_{\text{poteau},y} = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 0.000675 \text{ m}^4$$

$$V_i = V \cdot \frac{K_i}{\sum K_i} = V \cdot \frac{I_i}{\sum I_i}$$

$$I_{\text{voile},y} = \frac{0.15 \times 10.3^3}{12} = 13.66 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poteau},x} = I_{\text{poteau},y} = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 0.000675 \text{ m}^4$$

$$\sum I_x = 13.66 \times 2 + 0.000675 \times 12 = 27.3281 \text{ m}^4$$

$$\sum I_y = 0.000675 \times 18 = 0.01215 \text{ m}^4$$

Remarque :

- dans le sens Y-Y : Vu la grande rigidité du voile, on peut faire l'hypothèse que tout l'effort sismique dans cette direction est repris par les voiles.
- dans le sens X-X : la contribution des voiles à la résistance à l'effort sismique est négligeable dans cette direction, et l'effort sismique est reparti par les poteaux.

Sens Y-Y

Effort tranchant à la base du voile du RdC $V_{\text{voile},y} = V_{\text{voile},y} = \frac{V_y}{2} = 499.69 \text{ KN}$

Moment fléchissant à la base du voile du RdC $M_{\text{voile},y} = M_{\text{voile},y} = \frac{M_y}{2} = \frac{7246.67}{2} = 3623.34 \text{ KNm}$

Effort tranchant à la base du poteau du RdC $V_{\text{poteau},y} = V_y \cdot \frac{I_{\text{poteau},y}}{\sum I_x} = 999.39 \cdot \frac{0.00067}{27.3281} = 0.444 \text{ KN}$ Négligeable

Moment fléchissant à la base du poteau du RdC $M_{\text{poteau},y} = M_y \cdot \frac{I_{\text{poteau},y}}{\sum I_x} = 7246.67 \cdot \frac{0.00067}{27.3281} = 3.22 \text{ KNm}$ Négligeable

Sens X-X

Effort tranchant à la base du poteau du RdC

$$V_{pot,y} = V_y \frac{I_{pot,y}}{\sum I_y} = 907,46 \frac{0,000675}{0,01215} = 907,46 \frac{1}{18} = 50,4 \text{ KN}$$

Moment fléchissant à la base du poteau du RdC

$$M_{pot,y} = M_y \frac{I_{pot,y}}{\sum I_y} = 6580,13 \frac{0,000675}{0,01215} = 6580,13 \frac{1}{18} = 365,56 \text{ KNm}$$