

# Dimensionnement d'un bâtiment de 6 étages en béton armé avec murs de contreventements ductiles

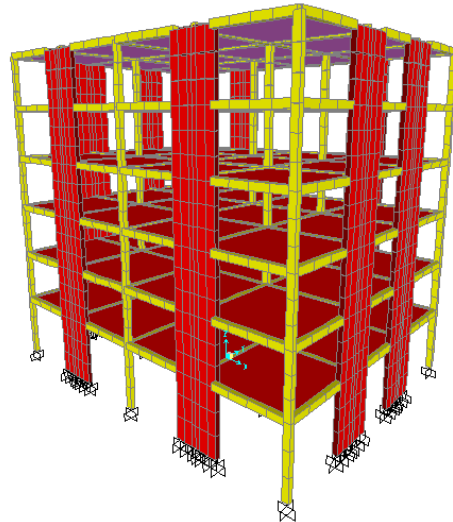
Préparé par Cécile Haremza, Ingénieur de Recherche ULg.

## 1. Introduction

Caractéristiques des matériaux

	Chargement STATIQUE	Chargement SISMIQUE
Béton	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1.5$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{30}{1.5} = 17 \text{ N/mm}^2$ $E = 33\,000 \text{ N/mm}^2$ $g_{conc} = 2400 \text{ kg/m}^3$	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1.3$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.3} = 23.1 \text{ N/mm}^2$ $E = E/2 = 16500 \text{ N/mm}^2$ $g_{conc} = 2400 \text{ kg/m}^3$
Armatures en acier S500, classe B	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1.15$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1.0$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1.0} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

Dimensions du bâtiment



Nombre de niveaux : 6

Hauteur du rez-de-chaussée :  $h_{rez} = 3.5 \text{ m}$

Hauteur des niveaux supérieurs :  $h_{etage} = 3 \text{ m}$

Hauteur du bâtiment :  $H_w = 18.5 \text{ m}$

Longueur totale du bâtiment – direction X :  $L_x = 20 \text{ m}$

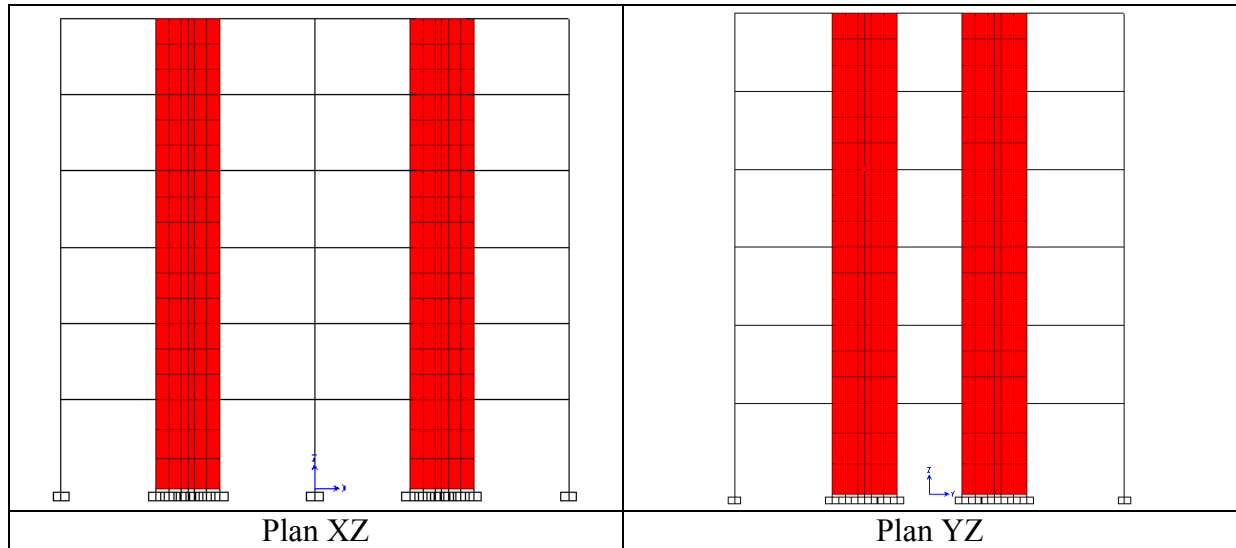
Longueur totale du bâtiment – direction Y :  $L_y = 15 \text{ m}$

Longueur d'une poutre selon la direction X :  $l_x = 5 \text{ m}$

Longueur d'une poutre selon la direction Y :  $l_y = 5 \text{ m}$

Longueur des murs :  $l_w = 2.5 \text{ m}$

Épaisseur de la dalle :  $h_{dalle} = 0.15 \text{ m}$



### Charges appliquées

Charges permanentes (en plus du poids propre) :  $G = 1 \text{ kN/m}^2$

Charges variables :  $Q = 3 \text{ kN/m}^2$

Neige :  $N = 0.4 \text{ kN/m}^2$

Vent :  $V = 1.4 \text{ kN/m}^2$

### Coefficient de comportement

$$q = q_0 k_w$$

$$q_0 = 3 \text{ (DCM - cl. 5.2.2.2)}$$

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \text{ avec } 0.5 \leq k_w \leq 1 \text{ et } \alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{18.5\text{m}}{5\text{m}} = 3.7$$

$$\rightarrow k_w = 1$$

$$\rightarrow q = 3$$

## 2. Dimensionnement statique des poutres et colonnes

### Combinaisons des charges

$$1.35 (\text{poids propre} + G) + 1.5 Q + 1.5 (0.7 N)$$

$$1.35 (\text{poids propre} + G) + 1.5 N + 1.5 (0.7 Q)$$

### Poutres

L'analyse est réalisée par le software SAP2000, en 3 dimensions.

Poutre la plus sollicitée en travée : portique plan yz, en  $x = 0$ , 2eme niveau, 3eme travée

$$M_{Ed,max}^+ = 31.23 \text{ kNm}$$

Poutre la plus sollicitée à l'appui : portique plan yz, en  $x = 0$ , 6eme niveau, 3eme travée

$$M_{Ed,min}^- = -49.73 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,max} = 50.28 \text{ kN}$$

Caractéristiques de la section de béton armé :

$$h_{\text{poutre}} = 350 \text{ mm}$$

$$b_{\text{poutre}} = 250 \text{ mm}$$

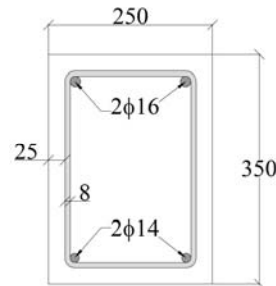
$$\text{enrobage} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{étrier}} = 8 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s,sup} = 2 \phi 16 = 402 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,inf} = 2 \phi 14 = 308 \text{ mm}^2$$



Résistances :

$M_{Rd}^-$ (2 $\phi$ 16)	50.32 kNm
$M_{Rd}^+$ (2 $\phi$ 14)	39.3 kNm
$V_{Rd}$	58 kN

Les moments résistants sont calculés par une feuille Excel, ne tenant compte que des armatures tendues de la section, et avec  $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$  :

- Moment résistant négatif :

$$M_{Rd}^- = 50.32 \text{ kNm}$$

Avec  $x = 50.82 \text{ mm}$ , position de l'axe neutre, mesurée depuis la fibre comprimée extrême

$$d = h_{\text{poutre}} - \text{enrobage} - \phi_{\text{étrier}} - \phi_{s,sup} / 2 = 350 - 25 - 8 - 16/2 = 309 \text{ mm},$$

centre de force des armatures, mesuré depuis la fibre comprimée extrême

$$z = 287.9 \text{ mm}, \text{ bras de levier}$$

- Moment résistant positif :

$$M_{Rd}^+ = 39.3 \text{ kNm}$$

Avec  $x = 38.9 \text{ mm}$ , position de l'axe neutre, mesurée depuis la fibre comprimée extrême

$d = h_{\text{poutre}} - \text{enrobage} - \phi_{\text{étrier}} - \phi_{s,\text{inf}} / 2 = 310 \text{ mm}$ , centre de force des armatures, mesuré depuis la fibre comprimée extrême

$z = 293.8 \text{ mm}$ , bras de levier

L'effort tranchant résistant est calculé selon les formules de l'Eurocode 2. La résistance à l'effort tranchant est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{- Résistance des étriers : } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cotg \theta$$

$$\text{- Résistance des bielles comprimées de béton : } V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_{w0} z v_1 f_{cd}}{\cotg \theta + \tg \theta}$$

avec  $\theta$  : inclinaison des bielles comprimées de béton. On prends  $\theta = 45^\circ$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6$$

$$f_{ywd} = \sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 434.8) = \min(400, 434.8) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$A_{sw} = 2 \times \pi \times 8^2 / 4 = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,max} = \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w \times s}{2 f_{ywd}} = \frac{1.0 \times 0.6 \times 17 \frac{250 \times 200}{400}}{2} = 637.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} = \min(A_{sw} ; A_{sw,max}) = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$z = 287.9 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = 58 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 367 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} ; V_{Rd,max}) = 58 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 50.3 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

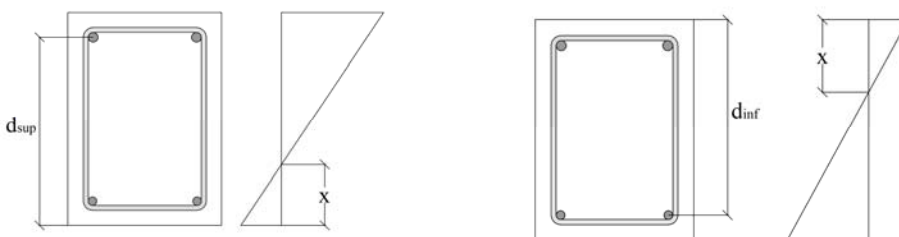
Vérifications de l'Eurocode 2 [EN 1992-1-1: 2004]

Ductilité de la section (dans le cas d'une analyse plastique) [cl. 5.6.2]:

$$(x/d)_{\text{sup}} = 0.16 < 0.25 \rightarrow \text{OK}$$

$$(x/d)_{\text{inf}} = 0.13 < 0.25 \rightarrow \text{OK}$$

$$0.5 \leq \frac{M_{\text{max}}}{M_{\text{min}}} \leq 2 \rightarrow 0.5 \leq \frac{49.7}{31} \leq 2 \rightarrow \text{OK}$$



Section minimale d'armatures longitudinales tendues [9.2.1.1]:

$$A_{s, \min} = \max \left( 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd, 0.0013 bd \right)$$

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d_{sup} = 409 \text{ mm}$$

$$d_{inf} = 410 \text{ mm}$$

$$A_{s, \min, sup} = 116.5 \text{ mm}^2 < A_{s, sup} = 402 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$A_{s, \min, inf} = 116.9 \text{ mm}^2 < A_{s, inf} = 308 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Section maximale d'armatures longitudinales tendues ou comprimées [9.2.1.1]:

$$A_{s, \max} = 0.04 A_c = 3500 \text{ mm}^2 > A_{s, sup} = 402 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$> A_{s, inf} = 308 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Taux minimum d'armatures d'effort tranchant [9.2.2 (5)] :

$$\rho_{w, \min} = \left( 0.08 \sqrt{f_{ck}} \right) / f_{yk}$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b \cdot \sin \alpha)$$

$$A_{sw} = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (étriers droits)}$$

$$\rightarrow \rho_w = 0.002 > \rho_{w, \min} = 0.0009 \rightarrow \text{OK}$$

Espacement longitudinal maximum entre les armatures d'effort tranchant [9.2.2 (6)] :

$$s_{\max} = 0.75d = \min(0.75 d_{sup}; 0.75 d_{inf}) = 307 \text{ mm} > s = 200 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

## Colonnes

L'analyse est réalisée par le software SAP2000, en 3 dimensions.

Caractéristiques de la section de BA:

$$h_{col} = 300 \text{ mm}$$

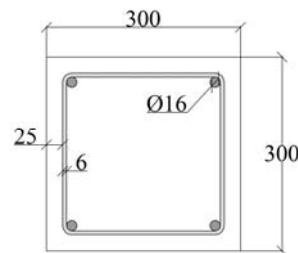
$$b_{col} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Enrobage} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{stirrup, col}} = 6 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{tot}} = 4 \phi 16 = 804 \text{ mm}^2$$



*Colonne extérieure la plus fléchie :*

Dernier niveau, côté extérieur du portique central :

$$N_{Ed} = 78.1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} = 47.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = 0.016 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,3} = 29.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 0.01 \text{ kN}$$

Résistances :

Les moments résistants sont calculés par une feuille Excel, tenant compte de toutes les armatures, comprimées et tendues, et de l'effort normal sollicitant, avec

$$\varepsilon_{cu2} = 0.0035 :$$

$$M_{Rd} = 62.5 \text{ kNm} > M_{Ed,max} = 47.8 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{OK}$$

L'effort tranchant résistant est calculé selon les formules de l'Eurocode 2. La résistance à l'effort tranchant est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{- Résistance des étriers : } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cotg \theta$$

$$\text{- Résistance des bielles comprimées de béton : } V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_{w0} z v_1 f_{cd}}{\cotg \theta + \tg \theta}$$

avec  $\theta$  : inclinaison des bielles comprimées de béton. On prends  $\theta = 45^\circ$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6$$

$$f_{ywd} = \sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 434.8) = \min(400, 434.8) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$A_{sw} = 2 \times \pi \times 6^2 / 4 = 56.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,max} = \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w \times s}{2 f_{ywd}} = \frac{1.0 \times 0.6 \times 17 \ 250 \times 150}{2 \times 400} = 478 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} = \min(A_{sw}, A_{sw,max}) = 56.5 \text{ mm}^2$$

$$z = 241 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = 36.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 369 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) = 36.4 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 29.2 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Résistance à l'effort normal :

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$\sigma_c = f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 434.8) = \min(400, 434.8) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd,c} = (A_c - A_{sv}) \times \sigma_c + A_{sv} \times \sigma_s = 1838 \text{ kN} > N_{Ed} = 78 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

*Colonne intérieure la plus chargée :*

Rez-de-chaussée, colonne au centre du portique central :

$$N_{Ed} = 1759.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} = 0.13 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = 0.0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,3} = 0.11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 0.0 \text{ kN}$$

Vérification de la résistance à l'effort normal :

$$N_{Rd,c} = (A_c - A_{sv}) \times \sigma_c + A_{sv} \times \sigma_s = 1838 \text{ kN} > N_{Ed} = 1759.3 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Vérifications de l'Eurocode 2 [EN 1992-1-1: 2004] :

Diamètre minimal des barres longitudinales [9.5.2 (1)] :

$$\phi_{L,\min} = 8 \text{ mm} > \phi_L = 16 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Section minimale d'armatures longitudinales [9.5.2 (2)]:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= \max \left( 0.1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 A_c \right) = \max \left( 0.1 \frac{1759.3 \cdot 10^3}{434.8}, 0.002 \cdot 90000 \right) \\ &= 404.6 \text{ mm}^2 < A_{s,\text{tot}} = 804 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Section maximale d'armatures longitudinales [9.5.2 (2)]:

$$A_{s,\max} = 0.04 A_c = 3600 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{tot}} = 804 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Diamètre minimum d'armatures d'effort tranchant [9.5.3 (1)] :

$$\phi_{wd,\min} = \max(6 \text{ mm}; \phi_L / 4) = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{OK pour un étrier de 6 mm de diamètre}$$

Espacement maximal des armatures d'effort tranchant [9.5.3 (3)] :

$$s_{\max} = \min(20\phi_L; b; h; 400 \text{ mm}) = 300 \text{ mm} > s = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Sections critiques [9.5.3 (4)] :

$$h_{\text{crit}} = \max(b; h) = 300 \text{ mm}$$

$$s_{\text{crit}} = 0.6 s = 90 \text{ mm}$$

### 3. Dimensionnement des murs de contreventement ductiles sous charges sismiques par une analyse dynamique simplifiée

#### Caractéristiques du séisme, masse sismique

Caractéristiques du séisme, selon l'Eurocode 8 :

- Une accélération de calcul au sol  $a_{gr} = 0.4g$ , avec un coefficient d'importance de structure  $\gamma_1 = 1$  (bâtiment courant), d'où  $a_g = \gamma_1 a_{gr} = 0.4g$
- Un sol de type B
- Un spectre de réponse élastique de type 1

Valeurs des paramètres décrivant le spectre de réponse élastique de type 1 (sol de type B)			
<i>Définitions</i>	<i>Symbole</i>	<i>Valeur</i>	<i>Unité</i>
Paramètre du sol	S	1.2	
Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante	$T_B$	0.15	s
Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante	$T_C$	0.5	s
Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant	$T_D$	2	s

Combinaison sismique pour la vérification locale des éléments de la structure :

$$1(\text{poids propre} + \text{charge permanente } G) + \psi_{2i} Q + E,$$

avec  $\psi_{2i} = 0.3$  donné dans l'Eurocode 0

E = effets de l'action sismique, calculés pour une structure dont la masse est m, « masse sismique ».

Calcul de la « masse sismique » m :

$$\text{Localement : } m_j = (\text{poids propre} + \text{charge permanente } G) + \psi_{Ei} Q$$

$$= \sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$$

$$\psi_{E,i} : \quad \psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

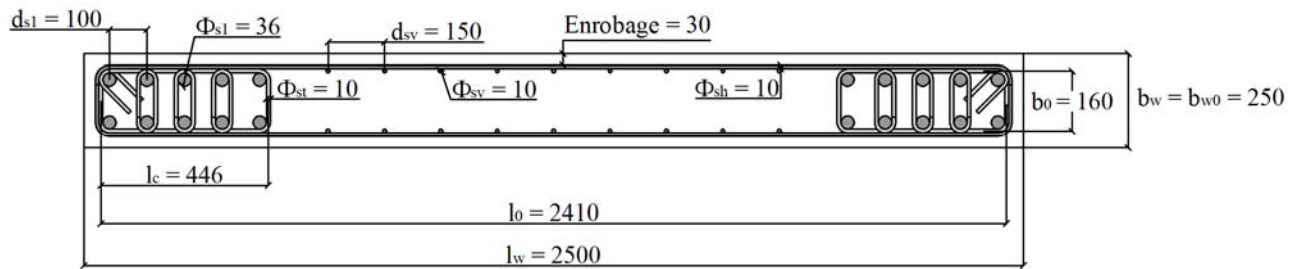
$\varphi = 0.8$  donné dans l'Eurocode 8 (bâtiment avec occupations corrélées)

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} = 0,8 \times 0,3 = 0,24$$

$$\rightarrow m = 1376 \text{ tonnes}$$



## Dimensions des voiles



Largeur et hauteur des voiles :

$$l_w = 2500\text{mm}$$

$$H_w = 18500\text{mm}$$

Les voiles sont considérés comme étant des murs ductiles.

Épaisseur choisie :  $b_w = b_{w0} = 250\text{mm}$  (épaisseur constante)

Où  $b_w$  est l'épaisseur des extrémités du mur, ou éléments de rive

$b_{w0}$  est l'épaisseur de l'âme du mur.

La clause 5.4.1.2.3 de l'Eurocode 8 impose une épaisseur minimale de l'âme du mur ductile :

$$b_{w0,\text{min,rez}} = \max(0.15 ; h_s/20) = \mathbf{175\text{mm}}$$

$$b_{w0,\text{min,etages}} = \max(0.15 ; h_s/20) = 150\text{mm}$$

$$\rightarrow b_{w0} = 250\text{mm} > b_{w0,\text{min,rez}} > b_{w0,\text{min,etages}}$$

$\rightarrow$  OK

Les règles de l'Eurocode 2 à propos des voiles sont applicables. Par définition, un mur ou voiles respectent l'inégalité :  $l_w \geq 4b_w \rightarrow 2.5\text{m} > 1\text{m} \rightarrow$  OK

## Période du bâtiment et forces internes

Périodes du bâtiment données par le programme de calcul SAP2000 :

$$T_X = 0.82\text{s}$$

$$T_Y = 0.77\text{s}$$

Le mur dimensionné est situé selon la direction X.

Par comparaison,  $T_{\text{estimé}}$  par la relation de l'Eurocode 8 [EN 1998-1: 2004 cl.4.3.3.2.2] :

Estimation de la période du bâtiment par une formule approchée:

$$T = C_t H^{3/4}$$

$$\text{Coefficient } C_t : C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

$A_c$  est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment, en  $\text{m}^2$  :

$$A_c = \sum (A_i (0.2 + l_{wi} / H)^2)$$

$l_{wi} = 2.5\text{m}$ , longueur du mur de contreventement  $i$  au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, sous la condition que  $l_{wi} / H$  ne dépasse pas 0,9

$$H = 18.5\text{m}$$

$$l_{wi}/H = 0.14 < 0.9 \rightarrow \text{ok}$$

$A_i = b_w \times l_w = 0.625\text{m}^2$ , aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée  $i$  au premier niveau du bâtiment, en  $\text{m}^2$

$$A_c = 4 \times 0.625 (0.2 + 0.14)^2 = 0.28\text{m}^2$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} = 0.14$$

$$T = 1.3 \text{ s}$$

Estimation des efforts internes, pour une approche simplifiée sans analyse 3D :

$$F_b = m \cdot S_d(T) \cdot \lambda$$

$$m = 1376 \text{ tons} = 1.376 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

$$\lambda = 0.85 \text{ (le bâtiment a plus que 2 étages)}$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_c}{T} \right] = 0.4 \times 9.81 \times 1.2 \times 2.5/3 \times 0.5/0.82 = 2.4 \text{ m/s}^2$$

$$F_b = 1.376 \cdot 10^6 \text{ kg} \times 2.4 \times 0.85 = 2808 \text{ kN}$$

$$\text{Effets de la torsion: } \delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e} = 1.3, \text{ avec } x = 7.5\text{m} \text{ et } L_e = 15\text{m} [4.3.3.2.4 \text{ EC8}]$$

$$F_b^* = F_b \times \delta = 3651 \text{ kN}$$

→ Efforts dans un mur:

$$V_{Ed} = F_b^* / 4 = 912.8\text{kN}$$

$$M_{Ed} = F_b^* / 4 \cdot 2/3 \cdot H = 11257.5\text{kNm}$$

$$N_{Ed} = 1150.5 \text{ kN} \text{ (dû à la descente de charge verticale sous la masse sismique)}$$

Dans un mur sismique primaire, selon l'Eurocode 8 section 5.4.3.4.1 (2), la valeur de l'effort normal réduit  $v_d$  ne doit pas dépasser 0.4 :

$$\text{Effort normal réduit: } v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

$$\text{Avec } N_{Ed} = 1150.5\text{kN}$$

$$A_c = 0.625\text{m}^2$$

$$\rightarrow v_d = \frac{1150.5 \cdot 10^3}{0.625 \cdot 10^6 \cdot 23.1} = 0.08 < 0.4 \rightarrow \text{OK}$$

Selon l'Eurocode 8 section 5.4.3.4.1 (1), les résistances à la flexion et à l'effort tranchant sont calculées selon les règles de l'Eurocode 2 en utilisant l'effort normal résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

### Armatures verticales

D'après l'Eurocode 8, dans les zones critiques des murs, des armatures de confinement sont imposées aux extrémités de la section transversale. Les armatures verticales placées à ces extrémités permettent au mur de reprendre le moment sollicitant  $M_{Ed}$ .

Un calcul simple permet d'estimer la quantité d'armatures nécessaires dans les 2 zones d'extrémités :

On estime que ces zones d'extrémités ont une longueur  $l_c$  égale au minimum requis par l'Eurocode 8, clause 5.4.3.4.2(6) :

$$l_c = l_{c,min} = \min(0.15 l_w ; 1.5 b_w) = 375\text{mm}$$

Le mur est supposé être en flexion pure avec les armatures verticales pour la flexion, vu la valeur de  $\nu_d$  qui est inférieure à 10% :

$$\nu_d = 8\% < 10\% \rightarrow \square \text{ flexion pure}$$

Le bras de levier  $z$  des forces représentant le moment est estimé égal à :

$$z = l_w - l_c = 2500 - 375 = 2125\text{mm}$$

Force de traction  $F_t$  :  $F_t = M_{Ed}/z = 5297.65\text{kN}$

Résistance de calcul des armatures :  $f_{yd} = 500\text{N/mm}^2$

$$\rightarrow A_{s1,2, \text{estimé}} = F_t/f_{yd} = 10595\text{mm}^2 \quad (\rightarrow 12 \phi 36 = 12215\text{mm}^2)$$

Remarque :

Estimation des sections d'armatures verticales pour un mur en flexion composée ( $\nu_d > 10\%$ ) :

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{b_w l_w}$$

$$\sigma_M = \frac{6M_{Ed}}{b_w l_w^2}$$

$$F_t = (\sigma_M - \sigma_N) \times d/2 \times b_w$$

$$d = \frac{\sigma_M - \sigma_N}{2\sigma_M} l_w$$

$$\rightarrow A_{s1,2, \text{estimé}} = F_t/f_{yd}$$

Cette section d'armatures  $A_{s1,2, \text{estimé}}$  est vérifiée par un calcul du moment résistant de la section. Le calcul montre que  $10 \phi 36 = 10179\text{mm}^2$  est suffisant.

Zones d'extrémités :

Diamètre des armatures dans les 2 zones d'extrémités :  $\phi_{s1} = \phi_{s2} = 36\text{mm}$

Section des armatures dans les 2 zones d'extrémités :

$$A_{s1} = A_{s2} = 10 \phi 36 = 10179\text{mm}^2$$

Espacement des armatures :  $d_{s1} = d_{s2} = 100\text{mm}$

Avec ces 10  $\phi$  36 espacées de 100mm, on a une longueur de zone de confinement égale à :  $l_{c, \text{réelle}} = d_{s1,2} \times 4 + \phi_{s1,2} + \phi_{st} = 100 \times 4 + 36 + 10 = 446\text{mm}$

Ame du mur (treillis soudés de 150 x 150) :

Diamètre des armatures d'âme :  $\phi_{sv} = 10\text{mm}$

Section des armatures :  $A_{sv} = 19\phi 10 = 1414\text{mm}^2$

Espacement :  $d_{sv} = 150\text{mm}$

Section totale des armatures verticales :  $A_{sv, \text{tot}} = A_{sv} + A_{s1} + A_{s2} = 21771\text{mm}^2$

Moment résistant, tenant compte des hypothèses suivantes :

Effort normal sollicitant :  $N_{Ed} = 1150.5\text{kN}$ ,

$\varepsilon_{cu2} = 0.0035$ ,

Section réduite sans l'épaisseur de l'enrobage correspondant au béton comprimé non confiné :

$$\begin{aligned} l_0 &= l_w - 2x \text{ enrobage} - 2x \phi_{sh} - \phi_{st} \\ &= 2500 - 2x 30 - 2x 10 - 10 \\ &= 2410\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_0 &= b_w - 2x \text{ enrobage} - 2x \phi_{sh} - \phi_{st} \\ &= 250 - 2x 30 - 2x 10 - 10 \\ &= 160\text{mm} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 12903\text{kNm} > M_{Ed} = 11257\text{kNm}$$

Avec : Position de l'axe neutre :  $x_u = 785\text{mm}$

Bras de levier :  $z = 1882\text{mm}$

Allongement des armatures côté tendu :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu2} \frac{l_0 - x_u}{x_u} = 0.0035 \frac{2410 - 785}{785} = 0.007 = 0.7\%$$

et est inférieur à  $\varepsilon_{su,d} = 0.9 \times 5\% = 0.045 = 4.5\%$  (armatures classe B)

Vérifications des règles de l'Eurocode 2, clause 9.6.2 :

$$A_{sv, \text{min}} = 0.002 A_c = 1250\text{mm}^2 < A_{sv, \text{tot}} = 21771\text{mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$A_{sv, \text{max}} = 0.04 A_c = 25000\text{mm}^2 > A_{sv, \text{tot}} = 21771\text{mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$d_{sv, \text{max}} = \min(3b_{w0}; 400\text{mm}) = 400\text{mm} > d_{sv} = 150\text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

$$> d_{s1}, d_{s2} = 100\text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

## Armatures horizontales

Ces armatures sont dimensionnées pour que le mur puisse reprendre l'effort tranchant sollicitant  $V_{Ed}$ .

### Effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant :

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_\ell f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_{w0} d \quad [\text{EN1992-1-1 : 2004, 6.2.2}]$$

$$\text{Avec une valeur minimum : } V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_{w0} d$$

Expressions qui se calculent avec :

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ avec } d \text{ en mm} \rightarrow k = \min(1.2 ; 2) = 1.2$$

$d = 2128\text{mm}$ , centre de force des armatures (fichier Excel)

$$\rho_\ell = \frac{A_{sv,\text{tendues}}}{b_{w0} d} \leq 0.02 \rightarrow \text{on impose } \rho_\ell = 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} [\text{MPa}] \rightarrow \sigma_{cp} = 1.84 < 0,2 f_{cd} = 4$$

$k_1 = 0.15$ , valeur recommandée

$$b_{w0} = 250\text{mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.29$$

D'où :

$$V_{Rd,c,\min} = 299\text{kN}$$

$$V_{Rd,c} = 524\text{kN}$$

Or  $V_{Ed} = 913\text{kN}$ , et selon la clause 5.4.2.4 (7) de l'Eurocode 8, cet effort tranchant obtenu de l'analyse doit être augmenté de 50% afin de tenir compte d'une augmentation possible des efforts tranchants après plastification en flexion à la base du mur sismique, et ce en raison de l'écroutissement des armatures de flexion :  $V_{Ed,d} = V_{Ed} \times 1.5 = 1369\text{kN}$

$$V_{Rd,c} = 524\text{kN} < V_{Ed} = 1369\text{kN} \rightarrow \text{les armatures sont nécessaires}$$

### Effort tranchant pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant horizontales:

$$\text{Diamètre d'une barre : } \phi_{sh} = 10\text{mm}$$

$$\text{Espacement des armatures : } d_{sh} = 80\text{mm}$$

$$A_{sh} = 36187\text{mm}^2$$

La résistance à l'effort tranchant est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{- Résistance des étriers : } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cotg \theta$$

$$\text{- Résistance des bielles comprimées de béton : } V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cotg \theta + \tg \theta}$$

avec  $\theta$  : inclinaison des bielles comprimées de béton. On prends  $\theta = 45^\circ$

$$s = d_{sh} = 80\text{mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6$$

$$f_{ywd} = \sigma_s = \min(E_s \varepsilon_{cu}, f_{yd}) = \min(200000 \times 0.002, 500) = \min(400, 500) = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \times \pi \times 10^2 / 4 = 157\text{mm}^2$$

$$A_{sw,max} = \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w \times s}{2 f_{ywd}} = \frac{1.0 \times 0.6 \times 20 \times 250 \times 80}{2 \times 400} = 300\text{mm}^2$$

$$A_{sw} = \min(A_{sw}, A_{sw,max}) = 157\text{mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.002$$

$$z = 1882\text{mm}$$

$$V_{Rd,s} = 1848\text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = 3257\text{kNm}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) = 1848\text{kN} > V_{Ed} = 1369\text{kN} \rightarrow \text{OK}$$

### Règles de l'Eurocode 2 concernant les armatures horizontales des voiles [9.6.3]:

$$A_{sh,min} = \max(25\% A_{sv,tot}; 0.001 A_c) = 5443\text{mm}^2 < A_{sh} = 36187\text{mm}^2$$

$$d_{max,h} = 400\text{mm} > d_{sh} = 80\text{mm}$$

$\rightarrow$  OK

Note : l'espacement vertical des armatures horizontales  $d_{sh} = 80\text{mm}$  correspond à l'espacement vertical maximal des armatures transversales, déterminées après.

### Vérification du glissement :

Conformément à l'Eurocode 2 clause 6.2.5, l'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement est vérifié au niveau des reprises de bétonnage horizontales :

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

$$\text{Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface : } V_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

Avec :  $\beta = 1$  (hypothèse) ;  $\beta$  est le rapport de l'effort normal (longitudinal) dans le béton de reprise à l'effort longitudinal total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue, calculé, à chaque fois, pour la section considérée

$V_{Ed}$  est l'effort tranchant transversal ; on fait la vérification pour le  $V_{Ed}$  en base du mur :  $V_{Ed} = 1369\text{kN}$

$$z = 1882\text{mm}$$

$$b_i = b_w = 250\text{mm}, \text{ largeur de l'interface}$$

Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface :

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Avec :  $f_{cd} = 23.1 \text{ N/mm}^2$

$c = 0.35$ , coefficient de cohésion

$\mu = 0.6$ , coefficient de friction (surface naturelle rugueuse sans traitement)

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2}{1.3} = 1.54 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_n = \min \left( \frac{N_{Ed}}{A_c}; 0.6 \cdot f_{cd} \right) = \min \left( \frac{1150500}{625000}; 0.6 \cdot 23.1 \right) = \min(1.84; 13.9) = 1.84$$

Contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ; elle est positive en compression, avec  $\sigma_n < 0.6 f_{cd}$ , et négative en traction. Lorsque  $\sigma_n$  est une contrainte de traction, il convient de prendre  $c f_{ctd} = 0$ .

$\rho = A_{sv,tot}/A_i = 21771 \text{ mm}^2/625000 \text{ mm}^2 = 0.035$ , avec  $A_i = A_c$ , aire du joint

$\alpha = 90^\circ$

$v = 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.5$ , coefficient de réduction de la résistance du béton

fissuré à l'effort tranchant (6.2.2 EC2)

$$\rightarrow V_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} = \frac{1 \cdot 1369000}{1882 \cdot 250} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rightarrow V_{Rdi} &= \min \left( c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha); 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \right) \\ &= \min \left( 0.35 \cdot 1.54 + 0.6 \cdot 1.84 + 0.035 \cdot 500 (0.6 + 0); 0.5 \cdot 0.5 \cdot 23.1 \right) \\ &= \min(12.2; 6.1) = 6.1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_{Rdi} = 6.1 \text{ N/mm}^2 \quad > \quad V_{Edi} = 2.9 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Armatures transversales (barres des cadres, étriers, épingles qui traversent l'épaisseur du mur)

Les prescriptions de l'Eurocode 8, section 5.4.3.4.2 concernant le dimensionnement des armatures transversales (cadres, étriers) sont appliquées.

[Note : l'Eurocode 8 clause 5.4.3.4.1 (12) permet de faire un calcul Eurocode 2, puisque

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = 0.08 < 1.15]$$

Les armatures transversales sont nécessaires dans les zones de confinement, ou éléments de rive, sur toute la hauteur critique du mur :

Hauteur de la zone critique au-dessus de la base du mur [5.4.3.4.2 (1)]:

$$h_{cr} = \max(l_w, H_w/6) < \min(2l_w; h_g)$$

$$\begin{aligned}
 l_w &= 2.5\text{m} \\
 H_w &= 18.5\text{m} \\
 h_g &= 3.5\text{m} \text{ (hauteur du rez-de-chaussée)} \\
 \rightarrow h_{cr} &= 3.08\text{m}
 \end{aligned}$$

Dans le cas de murs de section rectangulaire, la condition suivante doit être vérifiée dans les éléments de rive ( $b_w = 250\text{mm}$ ) :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi (\nu_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_w}{b_0} - 0.035 \quad [5.4.3.4.2 (4)]$$

Où  $\omega_{wd}$  est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises dans les éléments de rive.

Les termes du membre de droite peuvent être calculés, avec :

Coefficient de ductilité en courbure  $\mu_\phi$  requis :

$$\begin{aligned}
 \text{si } T \geq T_c : \quad \mu_\phi &= 2q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \\
 \text{si } T < T_c : \quad \mu_\phi &= 1 + 2 \left( q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) \frac{T_c}{T}
 \end{aligned}$$

$$\text{Ici } T = 0.82\text{s} > T_c = 0.5\text{s}$$

$$\rightarrow \mu_\phi = 2q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 = 2 \times 3 \times 11257/12903 - 1 = 4.2$$

Cependant, d'après la clause 5.2.3.4(4) de l'Eurocode 8, dans les zones critiques composées d'éléments sismiques primaires avec des armatures longitudinales en acier de classe B, le coefficient de ductilité en courbure doit au moins être égal à 1.5 fois la valeur donnée par les expressions précédentes :

$$\rightarrow \mu_\phi' = 1.5\mu_\phi = 6.4$$

Rapport mécanique des armatures verticales d'âme :

$$\omega_v = \rho_v f_{yd} / f_{cd} = \frac{A_{sv} f_{yd}}{b_w l_w f_{cd}} = \frac{1414 \cdot 500}{250 \cdot 2500 \cdot 23.1} = 0.05$$

Valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite

$$\text{d'élasticité: } \varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.25\% = 0.0025$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = 0.08$$

$$\begin{aligned}
 b_w &= 250\text{mm} \\
 b_0 &= b_w - 2\text{enrobages} - 2\phi_{sh} - \phi_{st} \\
 &= 250 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 10 \\
 &= 160\text{mm}
 \end{aligned}$$



Si l'on impose l'égalité dans la formule [5.4.3.4.2 (4)], on trouve :

$$\alpha \omega_{wd, \min} = 0.06$$

Le raccourcissement à la rupture du béton confiné  $\varepsilon_{cu2,c}$  est estimée selon l'Eurocode 2 par la formule suivante :  $\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd, \min} = 0.0096$  avec comme déformation de compression à laquelle l'éclatement est attendu en l'absence d'armature de confinement :

$$\varepsilon_{cu2} = 0.0035$$

On peut en déduire une longueur de zone confinée en compression. Avec les données suivantes :

$$b_0 = b_w - 2\text{enrobages} - 2\phi_{sh} - \phi_{st} = 160\text{mm}$$

$$l_0 = l_w - 2\text{enrobages} - 2\phi_{sh} - \phi_{st} = 2410\text{mm}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0104$$

$$N_{Ed} = 1150.5\text{kN}$$

On obtient :  $x_u = 562\text{mm}$

L'élément de rive confiné s'étend sur une longueur limitée qui peut être calculée à partir de  $x_u$  :

$$l_{c, \text{calcul}} = x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}) = 377\text{mm} < l_{c, \text{réelle}} \text{ utilisée dès le départ, égale à } 446\text{mm}$$

→ on garde 446mm

Allongement des armatures côté tendu :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu2,c} \frac{l_{w, \text{red}} - x_u}{x_u} = 0.0096 \frac{2410 - 593}{593} = 0.03 = 3.0\%$$

$$\varepsilon_{su,d} = 0.9 \times 5\% = 0.045 = 4.5\%$$

$$\varepsilon_s = 3.0\% < \varepsilon_{su,d} = 4.5\% \quad \rightarrow \text{OK}$$

Le coefficient d'efficacité du confinement  $\alpha$  peut être calculé :

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0.7$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0$$

$$b_0 = b_w - 2\text{enrobages} - 2\phi_{sh} - \phi_{st} = 160\text{mm}$$

$$h_0 = l_0 = l_w - 2\text{enrobages} - 2\phi_{sh} - \phi_{st} = 2410\text{mm}$$

$$n = n_{s1,2} = 10 \phi 36, \text{ nombre total de barres longitudinales}$$

latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles

$b_i$  : distance entre les barres maintenues consécutives :

$$d_{s1,2} = 100\text{mm}$$

$$\rightarrow \alpha_n = 1 - (10 \times 100^2) / (6 \times 160 \times 2410) = 0.96$$

$$\alpha_s = (1 - s_t / 2b_0)(1 - s_t / 2l_0)$$

$s_t = 80\text{mm}$ , avec un espacement maximum admissible par l'EC8

$$\text{égal à : } s_{t,\max} = \min(b_0/2 ; 175 ; 8\phi_{sv}) \quad [5.4.3.5.2 (9)]$$

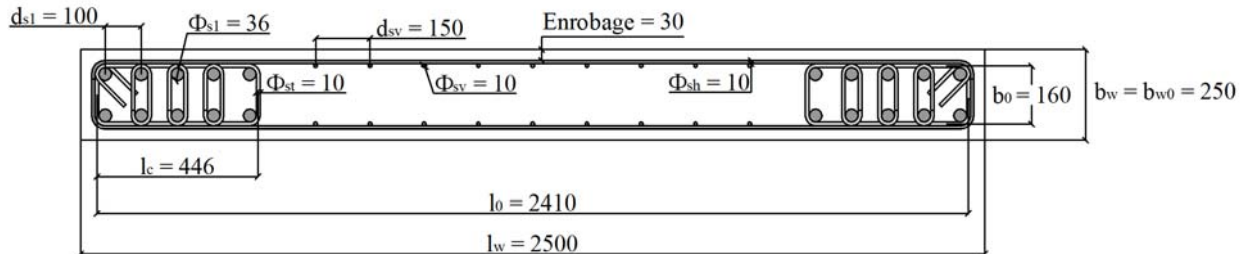
$$= \min(160/2 ; 175 ; 8 \times 36)$$

$$= 80\text{mm}$$

$$\rightarrow \alpha_s = (1 - 80 / (2 \times 160)) \times (1 - 80 / (2 \times 2410)) = 0.74$$

D'où le rapport mécanique en volume des armatures de confinement :

$$\omega_{wd,\min} = \left( 30\mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_w}{b_{w,0}} - 0.035 \right) / \alpha = 0.086$$



Si on recalcul  $\omega_{wd}$  avec la formule suivante, en fonction des armatures transversales réellement prévues :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec  $f_{yd} = 500\text{N/mm}^2$

$f_{cd} = 23.1\text{N/mm}^2$

Volume des armatures de confinement :

Il y a 10 armatures à confiner. Pour cela, on utilise un cadre qui entoure les 10 barres, et 3 épingles.

Diamètre des cadres et épingles :  $\phi_{st} = 10\text{mm}$

$$\rightarrow A_{st} = 78.54\text{mm}^2$$

Longueur « transversale » des cadres et épingles :

$$l_{\text{cadre,épingle}} = b_0 = 160\text{mm}$$

Longueur du cadre :

$$L_{\text{cadre,rive}} = l_c = 446\text{mm}$$

Nombre d'armatures transversales sur la hauteur critique :

$$n_{st} = h_{cr}/s_t = 3.08\text{m}/0.08\text{m} = 38$$

$\rightarrow$  volume des armatures de confinement :

$$\begin{aligned} V_{st} &= n_{st} \times A_{st} (2 L_{\text{cadre,rive}} + 5l_{\text{cadre,épingle}}) \\ &= 38 \times 78.5 \times (2 \times 446 + 5 \times 160) \\ &= 5047236\text{mm}^3 \end{aligned}$$

Volume du noyau en béton :

$$\begin{aligned} V_{nc} &= l_c \times b_0 \times h_{crit} \\ &= 446 \times 160 \times 3083 \\ &= 2.2 \times 10^8 \text{mm}^3 \end{aligned}$$

$$\rightarrow \omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{5047236}{2.2 \cdot 10^8} \frac{500}{23.1} = 0.5 > \omega_{wd, \min} = 0.086 > 0.08 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Le 0.08 provient de la clause 5.4.3.4.2 (9) de l'Eurocode 8 qui impose que  $\omega_{wd}$  soit au moins égal à 0.08.

Vérifications des règles de l'Eurocode 2 concernant les armatures transversales :

Ces armatures ne sont pas requises si la condition suivante est respectée :

$$A_{sv, \text{tot}} < 0.02 A_c \quad [9.6.4 (1)]$$

$$\text{Or } A_{sv, \text{tot}} = 21771 \text{mm}^2 > 0.02 A_c = 12500 \text{mm}^2$$

→ Ajouter des barres transversales selon les prescriptions imposées aux colonnes [9.5.3] :

$$\text{Diamètre minimum : } \phi_{st, \min} = \max(6 \text{mm} ; \phi_{sv1,2} / 4)$$

$$= \max(6 ; 36/4) = 9 \text{mm} > \phi_{st} = 10 \text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Espacement maximum : } s_{t, \max} = \min(20 \phi_{sv1,2} ; b_{w0} ; 400 \text{mm})$$

$$= \min(20 \times 36 ; 250 ; 400) = 250 \text{mm} > s_t = 80 \text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

Espacement maximum sur la hauteur critique :

$$s_{\max, \text{crit}} = s_{\max} \times 0.6 = 250 \times 0.6 = 150 \text{mm} > s_t = 80 \text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

### Vérifications additionnelles

La condition [5.4.3.5.2 (9)] impose également une distance maximale entre armatures verticales maintenues par des armatures de confinement de 200mm

$$d_{sv} = 100 \text{mm} < 200 \text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

La condition [5.4.3.5.2 (8)] impose que le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive ne soit pas inférieur à 0.005 :

$$\rho_{sv1,2} = \frac{A_{sl,2}}{l_c \cdot b_0} = \frac{10179}{446 \cdot 160} = 0.14 > 0.005 \rightarrow \text{OK}$$

Note : les éléments de rive ne contiennent que les armatures de 36mm de diamètre même si la zone confinée s'étend au-delà de cette partie de mur.

Vérification de la condition 5.4.3.5.2 (10), connaissant la longueur de confinement  $l_c$  :

$$- \quad b_w \geq 200 \text{mm} , \text{ avec } b_w = 250 \text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

$$- \quad \text{Si } l_c > \max(2b_w ; 0.2l_w) , \text{ alors } b_w \geq h_s/10$$

$$\text{Si } l_c < \max(2b_w ; 0.2l_w) , \text{ alors } b_w \geq h_s/15$$

$$\text{or } l_c = 446 \text{mm} < \max(2b_w ; 0.2l_w) = 1 \text{m}$$

$$\text{et on a } b_w = 250 \text{mm} > h_s/15 = 233 \text{mm} \quad \rightarrow \text{OK}$$

## 4. Les effets P-Delta

D'après la clause 4.4.2.2 (2) de l'Eurocode 8, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets de second ordre si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0.10$$

- Avec  $\theta$  coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ;  
 $P_{\text{tot}}$  charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul ;  
 $d_r$  déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré ( $d_s = q d_e$ ) ;  
 $d_e$  déplacement déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul (3.2.2.5) ;  
 $V_{\text{tot}}$  effort tranchant sismique total au niveau considéré ;  
 $h$  hauteur du niveau, entre étages.

Dans les cas où  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique par un facteur égal à  $1/(1 - \theta)$ .

	<i>Direction X</i>		<i>Direction Y</i>	
$F_b$	2808kN		2985kN	
déplacement horizontal déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul	$d_{e1X} = 5.3\text{mm}$		$d_{e1Y} = 5.4\text{mm}$	
	$d_{e2X} = 14.7\text{mm}$		$d_{e2Y} = 15.1\text{mm}$	
	$d_{e3X} = 26.3\text{mm}$		$d_{e3Y} = 27.4\text{mm}$	
	$d_{e4X} = 38.5\text{mm}$		$d_{e4Y} = 40.6\text{mm}$	
	$d_{e5X} = 50.3\text{mm}$		$d_{e5Y} = 53.5\text{mm}$	
	$d_{e6X} = 61.4\text{mm}$		$d_{e6Y} = 65.8\text{mm}$	
coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étage et coefficient correspondant $1/(1 - \theta)$ à chaque étage	$\theta_{1X} = 0.021$	coef $_{1X} = 1$	$\theta_{1Y} = 0.022$	coef $_{1Y} = 1$
	$\theta_{2X} = 0.037$	coef $_{2X} = 1$	$\theta_{2Y} = 0.041$	coef $_{2Y} = 1$
	$\theta_{3X} = 0.041$	coef $_{3X} = 1$	$\theta_{3Y} = 0.046$	coef $_{3Y} = 1$
	$\theta_{4X} = 0.039$	coef $_{4X} = 1$	$\theta_{4Y} = 0.045$	coef $_{4Y} = 1$
	$\theta_{5X} = 0.035$	coef $_{5X} = 1$	$\theta_{5Y} = 0.04$	coef $_{5Y} = 1$
	$\theta_{6X} = 0.03$	coef $_{6X} = 1$	$\theta_{6Y} = 0.035$	coef $_{6Y} = 1$

## 5. Eléments primaires et éléments secondaires

Les murs de contreventements sont les éléments primaires de la structure, et les portiques, les éléments secondaires. Afin de vérifier que les poutres et colonnes sont capables de suivre les murs de contreventements, 2 vérifications doivent être réalisées :

- La clause 4.2.2 (4) de l'Eurocode 8 impose que la contribution de tous les éléments secondaires à la raideur latérale ne dépasse pas de plus de 15% celle de tous les éléments sismiques primaires, ce qu'on peut traduire par la condition suivante :

$$\frac{\delta_w}{\delta_{MR}} = \frac{K_{MR}}{K_w} \leq 15\%$$

Avec  $\delta_{MR}$ , le déplacement du sommet du bâtiment sans les murs de contreventement, soumis à une force horizontale unitaire ;

$\delta_w$ , le déplacement du sommet du bâtiment avec les murs de contreventement et la même force horizontale unitaire ;

$K_{MR}$ , la raideur de la structure en portique, sans les murs ;

$K_w$ , la raideur de la structure avec les murs de contreventement.

Les contributions des éléments secondaires à la raideur latérale sont :  
de 13% dans la direction X < 15% → OK

(avec  $\delta_w = 65.8\text{mm}$  et  $\delta_{MR} = 497.2\text{mm}$  sous l'effet des charges horizontales  $F_i$  déterminées à partir de  $F_b$ , utilisée pour la vérification des effets P-Delta)

de 11.7% dans la direction Y < 15% → OK

(avec  $\delta_w = 61.4\text{mm}$  et  $\delta_{MR} = 525.4\text{mm}$  sous l'effet des charges horizontales  $F_i$  déterminées à partir de  $F_b$ , utilisée pour la vérification des effets P-Delta)

- Lorsque la rotule est formée à la base du mur, la structure secondaire doit pouvoir suivre les murs de contreventements, avec un déplacement horizontal de  $q \times d_e$ . Les poutres et les colonnes doivent alors pouvoir résister aux sollicitations suivantes :

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + q \times M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + q \times N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + q \times V_{Ed,E}$$

Avec  $q = 3$ , coefficient de comportement du bâtiment.

Si les poutres et les colonnes ne sont pas suffisamment résistantes, il faut vérifier que la ductilité en courbure  $\mu_\varphi$  est suffisante. La valeur de la ductilité minimale en

courbure est donnée par :  $\mu_{\varphi,demande} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$

## COLONNES

La plus chargée :

$$M_{Ed,E} = 32.9 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,E} = 63.4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E} = 16.5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,G} = 0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,G} = 856.9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + q \times M_{Ed,E} = 42.8 \text{ kNm} \quad < M_{Rd} = 254.96 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + q \times N_{Ed,E} = 939.3 \text{ kN} \quad < N_{Rd} = 2380 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + q \times V_{Ed,E} = 21.5 \text{ kN} \quad < V_{Rd} = 29.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

La plus fléchie :

$$M_{Ed,E} = 129.3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,E} = 12.4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E} = 81.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,G} = 12 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,G} = 50.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 16 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + q \times M_{Ed,E} = 180.1 \text{ kNm} \quad > M_{Rd} = 66.7 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{NON}$$

$$\rightarrow \text{Vérifier la ductilité en courbure : } \mu_{\phi, \text{demande}, M} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{180.1}{66.7} = 2.7$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + q \times N_{Ed,E} = 66.6 \text{ kN} \quad < N_{Rd} = 2380 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + q \times V_{Ed,E} = 121.6 \text{ kN} \quad > V_{Rd} = 36 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{NON}$$

Calcul de la ductilité en courbure de la section à l'aide d'une formule approchée pour le calcul de la courbure élastique de la section :

Courbure ultime, établie par la feuille de calcul Excel sur base de  $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$ , avec

$$N_{Ed} = 66.6 \text{ kN} :$$

$$\chi_u = 0.078893 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Courbure élastique : } \chi_y = 2.12 \frac{\varepsilon_{syd}}{h_c} = 2.12 \frac{0.0025}{3.5 \text{ m}} = 0.001514 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\phi, \text{offre}} = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 52 > \mu_{\phi, \text{demande}, M} = 2.7 \quad \rightarrow \text{OK}$$

## POUTRES

Sollicitation aux appuis, là où les moments positifs ou négatifs dus aux charges sismiques sont les plus grands :

$$M_{Ed,E} = \pm 196.8 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,E} = 156.2 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,G} = -2.6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,G} = 18.1 \text{ kN}$$

Moment positif :  $M_{Ed}^+ = M_{Ed,G} + 3 \times M_{Ed,E}$   
 $= -2.6 + 3 \times 196.8$   
 $= 253.2 \text{ kNm} > M_{Rd}^+ = 45.6 \text{ kNm} \rightarrow \text{NON}$

$\rightarrow$  Vérifier la ductilité en courbure :  $\mu_{\phi, \text{demande}, M^+} = \frac{M_{Ed}^+}{M_{Rd}^+} = \frac{253.2}{45.6} = 5.6$

Moment négatif :  $M_{Ed}^- = M_{Ed,G} + 3 \times M_{Ed,E}$   
 $= -2.6 - 3 \times 196.8$   
 $= -258.5 \text{ kNm} < M_{Rd}^- = -58.5 \text{ kNm} \rightarrow \text{NON}$

$\rightarrow$  Vérifier la ductilité en courbure :  $\mu_{\phi, \text{demande}, M^-} = \frac{M_{Ed}^-}{M_{Rd}^-} = \frac{258.5}{58.5} = 4.4$

Effort tranchant :  $V_{Ed} = V_{Ed,G} + 3 \times V_{Ed,E}$   
 $= 18.1 + 3 \times 156.2$   
 $= 486.7 \text{ kN} > V_{Rd} = 59 \text{ kN} \rightarrow \text{NON}$

Ductilité en courbure de la section, selon l'Eurocode 8, cl. 5.3.4.1.2 (4) :

$$\rho = \rho' + \frac{0.0018 \frac{f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}}}{f_{yd}} \rightarrow \mu_{\phi} = \frac{0.0018 \frac{f_{cd}}{(\rho - \rho') \varepsilon_{sy,d}}}{f_{yd}}$$

avec  $\rho$  pourcentage d'armatures de la zone tendue et  $\rho'$  pourcentage d'armatures de la zone comprimée, tous deux normalisés par  $bd$ , où  $b$  est la largeur de la membrure comprimée de la poutre.

$$\rightarrow \varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$f_{cd} = 23.1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{sup}} = \frac{A_{s,\text{sup}}}{A_c} = \frac{402}{87500} = 0.0046$$

$$\rho_{\text{inf}} = \frac{A_{s,\text{inf}}}{A_c} = \frac{308}{87500} = 0.0035$$

$$\mu_{\varphi} = \frac{0.0018}{(\rho_{\text{sup}} - \rho_{\text{inf}}) \varepsilon_{\text{sy,d}}} \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} = 30.2$$

En ne considérant que les armatures tendues :

$$\text{Moment positif : } \mu_{\varphi} = \frac{0.0018}{\rho_{\text{inf}} \varepsilon_{\text{sy,d}}} \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} = \frac{0.0018}{0.0035 \cdot 0.0025} \frac{23.1}{500} = 9.5$$

$$\text{Moment négatif : } \mu_{\varphi} = \frac{0.0018}{\rho_{\text{sup}} \varepsilon_{\text{sy,d}}} \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} = \frac{0.0018}{0.0046 \cdot 0.0025} \frac{23.1}{500} = 7.2$$

On peut aussi calculer la ductilité en courbure calculée par une formule approchée pour le calcul de la courbure élastique :

Pour un moment sollicitant positif :

$$\text{Courbure ultime, établie par la feuille Excel en comptant } \rho' = 0 : \chi_u = 0.106204 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Courbure élastique : } \chi_y = 1.7 \frac{\varepsilon_{\text{syd}}}{d} = 1.7 \frac{0.0025}{0.31\text{m}} = 0.01371 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\varphi, \text{offre}, M+} = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 7.7$$

Pour un moment sollicitant négatif :

$$\text{Courbure ultime, établie par la feuille Excel en comptant } \rho' = 0 : \chi_u = 0.081307 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Courbure élastique : } \chi_y = 1.7 \frac{\varepsilon_{\text{syd}}}{d} = 1.7 \frac{0.0025}{0.309\text{m}} = 0.01375 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Ductilité offerte par la section : } \mu_{\varphi, \text{offre}, M-} = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 5.9$$

Vérification des ductilités :

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M+} = \frac{M_{\text{Ed}}^+}{M_{\text{Rd}}^+} = \frac{253.2}{46.6} = 5.6 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M+} = 7.7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M-} = \frac{M_{\text{Ed}}^-}{M_{\text{Rd}}^-} = \frac{258.5}{58.5} = 4.4 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M-} = 5.9 \rightarrow \text{OK}$$

Si l'on compare avec la formule de l'Eurocode 8,  $\mu_{\varphi} = \frac{0.0018}{\rho \varepsilon_{\text{sy,d}}} \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}}$  :

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M+} = \frac{M_{\text{Ed}}^+}{M_{\text{Rd}}^+} = \frac{253.2}{46.6} = 5.6 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M+} = 9.5 \rightarrow \text{OK}$$

$$\mu_{\varphi, \text{demande}, M-} = \frac{M_{\text{Ed}}^-}{M_{\text{Rd}}^-} = \frac{258.5}{58.5} = 4.4 < \mu_{\varphi, \text{offre}, M-} = 7.2 \rightarrow \text{OK}$$



On vérifie aussi que la résistance à l'effort tranchant est suffisante dans les poutres dans la situation sismique de calcul :

$$\begin{aligned}\text{Sollicitation : } V_d &= \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{Rd,i}}{l} + V_{Ed,G} \quad (V_{Ed,G} \text{ comprends le poids mort et } \psi_{21} Q) \\ V_d &= 1.0 \frac{58.5 + 45.6}{5} + 18.1 \\ &= 39 \text{ kN} < V_{Rd} = 58 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$