

GEMFI - CONSTRUCTION D'UN ENTREPOT LOGISTIQUE - BAT A **Communes de ROGNAC (13 340) et de BERRE L'ETANG (13 130)**

NOTE TECHNIQUE **JUSTIFICATION DU NON-EFFONDREMENT EN CHAINE ET VERS L'EXTERIEUR** **VIS-A-VIS D'UN INCENDIE DETRUISANT UNE CELLULE**

1 - Préambule

Le présent document est établi à la demande de GEMFI dans le cadre des justifications demandées au titre des installations classées au sens de l'arrêté du 11 avril 2017 pour l'exploitation des sites relevant des rubriques ICPE 1510 et 1530.

En particulier, le texte qui définit la justification est reproduit ci-après :

Art. 4 Dispositions constructives

Les dispositions constructives visent à ce que la cinétique d'incendie soit compatible avec l'évacuation des personnes, l'intervention des services de secours et la protection de l'environnement. Elles visent notamment à ce que la ruine d'un élément de structure (murs, toiture, poteaux, poutres par exemple) suite à un sinistre n'entraîne pas la ruine en chaîne de la structure du bâtiment, notamment les cellules de stockage avoisinantes, ni de leurs dispositifs de recoupement, et ne conduit pas à l'effondrement de la structure vers l'extérieur de la cellule en feu.

2 – Principe de structure

La vue en plan du bâtiment est donnée en annexe.

Le bâtiment est situé dans une zone d'aléas liés à la présence de bac de stockage de produits pétroliers à proximité, au Nord du bâtiment projeté. (Surpression accidentelle et effet Boilover)

Le bâtiment sera construit en charpente mixte, avec poteaux préfabriqués en béton armé et charpente de couverture en bois lamellé collé.

Il comportera 7 cellules séparées par 6 murs béton coupe-feu 2 heures dépassant en toiture.

Les façades Nord, Est et Ouest seront en panneaux béton coupe-feu 2 heures pour constituer un écran thermique protégeant l'extérieur d'un feu intérieur. Ces façades seront par ailleurs conçues pour résister aux surpressions extérieures provenant d'une explosion accidentelle.

(surpression de 50 mbar sur les façades Nord et Ouest, et 35 mbar sur la façade Est). La conception de ces façades fait l'objet d'une note de faisabilité séparée.

Afin de garantir les critères énoncés en préambule, la conception de la structure devra respecter les principes de base suivants :

La stabilité de l'ossature sera assurée par les poteaux béton encastrés en fondation.

Les efforts horizontaux (vent, explosion, séisme) seront distribués par la charpente bois de la couverture, grâce à un système de poutre au vent disposé le long des 4 façades, formant ainsi un diaphragme rigide.

Les façades devant résister à la surpression accidentelle, Est, Nord et Ouest, seront auto stables avec butée sur les poutres au vent pour la reprise des grands déplacements (séisme et explosion)

Les liaisons poutres bois – poteaux seront :

- articulées sur les têtes des poteaux intérieurs aux cellules (avec ou sans continuité)
- en appui simple sur corbeaux béton de part et d'autre des poteaux des murs coupe-feu. (y compris aux poteaux situés à l'intersection façade – mur coupe-feu.
- des éperons béton coupe-feu 2 heures seront disposés en saillie de façade en prolongement des murs coupe-feu sur une longueur de 50 cm minimum depuis le nu extérieur de poteau.
- Les pannes situées dans l'alignement des poteaux intérieurs aux cellules (sur files numériques) seront dimensionnées pour distribuer les efforts de vent des façades sur l'ensemble des poteaux intérieurs de la file.

La stabilité au feu des éléments sera la suivante :

- Poteaux intérieurs des cellules = R 60 minutes
- Poteaux des murs coupe-feu files 3-5-7-9-12-14 = R 120 minutes
- Poteaux des façades A – 1 et 16 = R 120 minutes
- Poteaux façade de quais file K = R 60 minutes
- Poutres principales lamellé collé = R 30 minutes
- Pannes lamellé collé sur files 2 – 4 – 6 – 8- 10 – 11 – 13 = R 30 minutes
- Poutres au vent = R 30 minutes
- Autres pannes lamellé collé = R 15 minutes

Les poteaux béton sont encastrés dans la fondation par encuvement. Leur encastrement en fondation est protégé du feu par le de dallage. Ils sont donc auto-stables à froid et à chaud.

Vis-à-vis des efforts horizontaux, la structure sera calculée pour reprendre en service normal et en situation accidentelle les efforts du vent et de la surpression extérieure, avec répartition sur l'ensemble des poteaux de la cellule.

En situation d'incendie, ou après incendie, la cellule est calculée dans l'hypothèse de la disparition d'une cellule adjacente pour reprendre les efforts de vent pris à 20% de leur valeur nominale de service normal (coefficient $\psi_2 = 0.2$ conformément à l'Eurocode 0).

Chaque cellule est donc « auto stable » sous ces efforts réduits.

Il ne sera pas prévu de cumuler les effets de la surpression accidentelle avec la situation d'incendie.

En situation d'incendie sur une cellule, il peut se produire un effondrement des pannes à partir de 15 minutes, puis un effondrement des poutres à partir de 30 minutes.

Tous les poteaux intérieurs étant stables au feu 1 heure, il n'y a donc pas de risque de ruine vis-à-vis des actions réglementaires pendant les 30 premières minutes d'incendie.

Les poteaux des murs séparatifs et des écrans thermiques étant auto-stables au feu 2 heures, et panneaux étant coupe-feu 2 heures, il n'y aura pas de risque de propagation du feu aux cellules ou bâtiments voisins pendant les 2 premières heures d'incendie,

Le bâtiment ne comportera pas de joint de dilatation, ces joints n'étant pas nécessaire compte tenu du faible coefficient de dilatation du bois lamellé collé, et des jeux d'assemblages des éléments bois. Par ailleurs, les panneaux en béton, qu'ils soient posés en feuillure ou en applique, comportent tous des joints d'assemblage conçus pour assurer leur libre dilatation sous l'effet du retrait et des variations de température diurnes et saisonnières.

Le calcul de stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux de vent a été conduit selon les principes suivants :

Situation durable : L'ensemble des 7 cellules sont présentes : Calcul avec le vent normal en répartissant les efforts horizontaux agissant sur les façades et le toit sur l'ensemble des poteaux des cellules.

Situation accidentelle de surpression extérieure : L'ensemble des 7 cellules sont présentes : Calcul avec la surpression en répartissant les efforts horizontaux agissant sur les façades jusqu'à la butée, puis sur l'ensemble des poteaux des cellules.

Situation accidentelle d'incendie d'une cellule (1 seule cellule est en feu) :

Les poteaux du ou des murs coupe des cellules voisines et les poteaux des façades seront vérifiés à chaud au temps $t=120$ minutes, en utilisant la méthode par zone de l'EC2 partie 2 dans les 2 cas suivants :

- Cas 1 = avec présence du toit (poteau maintenu coté feu, mais charges maxi)
- Cas 2 = sans présence du toit (poteau non maintenu coté feu, et charge minimale mais excentrée).

Pour ces vérifications, les efforts de vent seront pris à 20% de leur valeur nominale (cf. Eurocode 0 - Coefficient $\psi = 0.2$).

Les vérifications seront conduites selon les hypothèses et la méthodologie développés aux § 3 et 4 ci-dessous.

Situation transitoire après incendie : La stabilité des cellules restantes est vérifiée à froid avec les efforts de vent pris égaux à 70% de leur valeur nominale (cf. Eurocode 2 partie 2 § 2.4.2). Ces calculs sont faits suivant les différentes configurations possibles en fonction de la cellule absente.

Le calcul des poteaux est conduit à chaud comme à froid selon le § 5.8 de l'EC2 avec un coefficient sur la longueur de flambement égal à 2 (structure à nœuds déplaçable)

3 – Risque d'effondrement par effet d'entraînement

Cette vérification consiste à s'assurer que la ruine d'un élément de couverture n'entraîne pas, du fait des efforts momentanés qu'elle génère, de conséquence sur la tenue des éléments séparatifs coupe-feu.

Les seuls éléments en appui sur les poteaux des séparatifs 2 heures sont les poutres en appui sur les têtes de poteaux des murs CF ou des écrans thermiques des 2 pignons. En situation d'incendie la rupture d'une poutre du toit va entraîner un effort en tête de poteau égal à l'action de l'arrachage des broches dans le mouvement de chute d'une partie du toit.

Le moment accidentel à reprendre en tête de poteau est de l'ordre de 50 m.kN.

Ce moment est estimé sur la base de fixation par tige filetées de diamètre 16 mm et du poids propre d'une poutre bois, la couverture bac acier et les pannes bois étant supposée déjà détruits.

Il conviendra donc de vérifier que le poteau est capable, en situation d'incendie, de résister à cet effort, afin de conserver l'intégrité du mur coupe feu qu'il supporte, et ainsi éviter la propagation de l'incendie.

Vérification de la reprise de ce moment en tête de poteau :

Le moment de 50 kN.m est dû à l'action de la poutre qui se retrouve travailler un court instant en console coté cellule en feu. Cette action comprime le béton du poteau coté incendie et tend la face opposée qui n'est pas exposée au feu.

La rupture se produit entre 30 et 120 min, la température du béton peut atteindre 1000° en face exposée, mais reste inférieure à 100° face opposée. (EC2-2 p 58 – Distribution des températures).

L'acier tendu, situé coté froid travaillera donc à sa valeur nominale, soit 500 Mpa en accidentel. La section d'acier en tête de poteau sera au minimum de 4 HA 20 par face, (soit 12.56 cm²) et le poteau aura une section minimale de 50 x 60 cm en béton 40 Mpa.

Le béton en surface a une résistance négligeable. Mais cette température diminue avec la profondeur du point considéré à l'intérieur de la section, pour atteindre à t=120 minutes 300° à 65 mm d'enrobage. A cette température de 300°, le béton a encore 85% de sa résistance nominales (voir figure 4.1 du §4.2.4 de l'EC2-2)

On va néanmoins considérer, par sécurité, que l'effort est repris sur la seule moitié du poteau située coté opposé à la cellule en feu. La section utile en tête est donc de 50 X 30 ht en cm.

Pour cette section, le moment repris par le poteau est de :

$M_r = A \times z \times \sigma = 3 \times 3.14 \times (0.3 \times 0.8) \times 50 = 150 \text{ m.kN}$, donc supérieur à l'effort accidentel de 50 m.kN créé par la poutre en rupture. La tête, et donc le poteau entier résistent donc au moment accidentel, celui-ci étant constant sur la hauteur du poteau.

4 Risque de chute d'un mur vers l'extérieur de la cellule en feu.

Lorsqu'une cellule est en feu, la température moyenne de la face exposée des poteaux soutenant les murs coupe-feu augmente (moyenne 700°), alors que la face non exposée reste à température « ambiante » (env 100°). Il s'ensuit courbure du poteau vers l'extérieur de la cellule, entraînant les panneaux qui y sont attaché. La présence des poutres du toit s'oppose à ce phénomène.

Mais entre 30 et 120 minutes, les poutres bois du toit de la cellule en feu peuvent disparaître, ce qui peut isoler le poteau.

Deux cas se présentent alors :

- Cas 1 : Mur coupe feu entre cellules :
La tête des poteaux qui supportent les panneaux béton coupe feu reste maintenue par la poutre de la cellule adjacente. L'effort dû à la courbure du poteau se répartit entre les différents poteaux de la cellule adjacente situés sur la même file. Le poteau se courbe vers la cellule intègre et vient en butée sur les poutres du toit, ce qui garanti son maintien.
- Cas 2 : Façades et pignons écran thermique 2 heures.
Dans ce cas, les poteaux de façade de la cellule ne sont maintenus en tête que d'un seul côté (à froid). En cas d'incendie de la cellule provoquant la ruine des poutres et pannes du toit, les poteaux ne sont donc plus maintenus en tête. Ils doivent donc résister seuls aux efforts liés à la courbure du poteau. C'est le cas le plus défavorable examiné ci-dessous.

La déformation du poteau se faisant mécaniquement vers l'extérieur de la cellule (du fait du gradient thermique du poteau), la seule manière de garantir le non-effondrement des façades vers l'extérieur est de vérifier que les poteaux béton de ces façades résisteront au poids des panneaux excentrés suivant la courbure prise par le poteau pour la durée indiquée.

En effet, la courbure du poteau a pour conséquence l'apparition d'un moment du premier ordre dû au déport des panneaux par rapport à leur appui en pied de poteau. Ce déport est variable sur la hauteur du poteau, pour être maximum au sommet en suivant la courbure parabolique du poteau.

Il s'agit donc de vérifier que le poteau peut résister à chaud, pendant la durée de la stabilité au feu recherchée, à un moment créé par l'excentrement du poids propre. Le principe du calcul est présenté en annexe 1, et les résultats dans les notes d'exécution à établir par le bureau d'études de l'entreprise réalisant les travaux.

Prise en compte de l'effet du vent.

Les calculs effectués tiennent compte de l'effet du vent avec un coefficient psi de 20% qui est ajouté au moment dû à la courbure du poteau.

5 – Conclusion

Compte tenu des dispositions constructives adoptées, en particulier l'autostabilité des poteaux à chaud et à froid, et de la capacité résistante REI 120 de ces poteaux aux contraintes présentées ci-dessus, la résistance à l'effondrement en chaîne des cellules du bâtiment logistique GEMFI de Berre / Rognac est assurée pour une durée de 2 Heures d'incendie d'une cellule quelconque du bâtiment. De plus, pendant toute cette durée, les murs de façade et les murs séparatifs coupe feu ne tombent pas vers l'extérieur de la cellule en feu.

Annexe 1 : procédure de calcul §4 et vérification

Annexe 2 : Plan du bâtiment

G. DELLA DORA
Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées

DELLA-DORA INGENIERIE
& BATIMENT
108, Rue des Frères J&R Kennedy
13300 SALON DE PROVENCE
SIRET 831 277 892 00012 - APE 7112 B



ANNEXE 1 : Calcul du moment dû à la déformation des poteaux béton en situation d'incendie pour un feu de 2h

L'épaisseur des panneaux est de 16 cm et la section minimale des poteaux de 50*70 cm. La longueur entre axe des poteaux est variable de 5.44 à 5.50 m. La hauteur de façade depuis le fut de fondation est de 14.90 m.

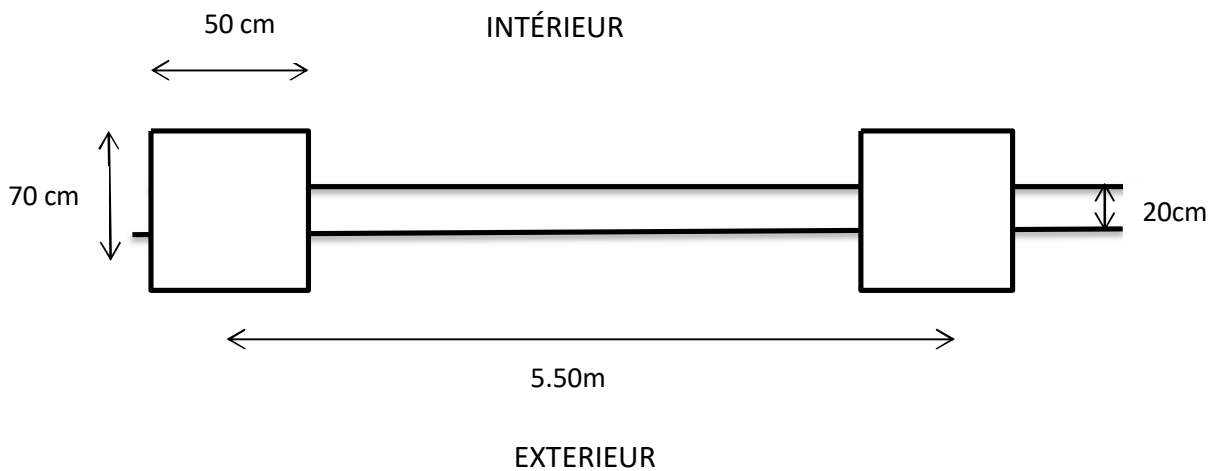
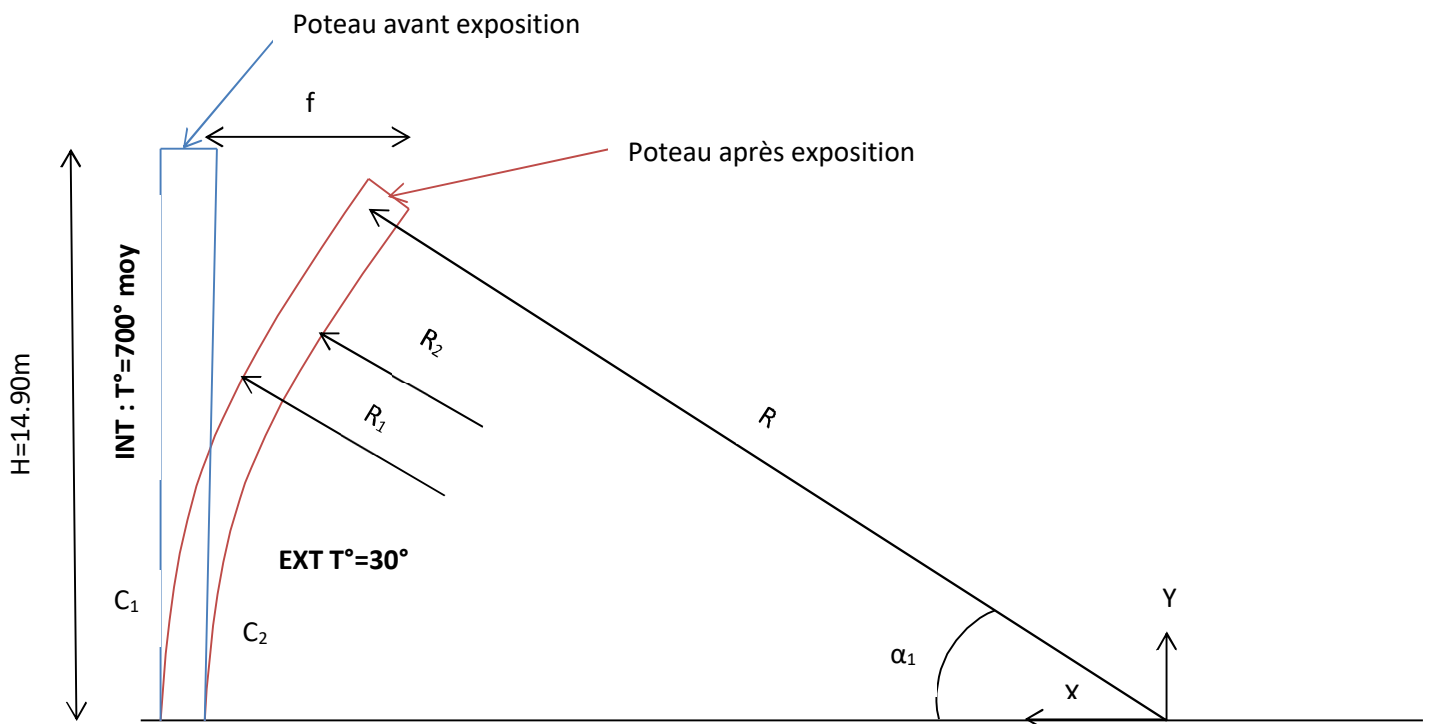


Schéma du poteau exposé au feu :



Le gradient thermique ΔT est pris égal à 700°C et le coefficient de dilatation thermique est égal à $1.10^{-5}/\text{degré}$.

La section du poteau : $A \times B = 50 \times 70$

- Allongement fibre intérieur (exposé au feu)
 $\Delta L = 700 \times 1.10^{-5} \times 1490 = 10.43 \text{ cm}$

Le gradient thermique constant crée une déformée en arc de cercle.

\Rightarrow Courbure telle que $C_1 - C_2 = \Delta L$

On a: $C_1 = R_1 \alpha_1$
 $C_2 = R_2 \alpha_1$ } $(R_1 - R_2) \alpha_1 = \Delta L$

Or $R_1 - R_2 = A$ (section Poteau) $\Rightarrow \alpha_1 = \frac{\Delta L}{A}$ (radian)

$R = \frac{A}{\alpha_1} + R_2$ avec : $R_2 = \frac{H}{\alpha_1}$ et $C_2 = H$ (à 30°)

\Rightarrow Donc $R = \frac{A}{\alpha_1} + \frac{H}{\alpha_1}$

Application numérique :

$\alpha_1 = \frac{10.43}{1490} = 0.007 \text{ rad}$ (soit 0.4°) $R = 35 + \frac{1490}{0.007} = 213000 \text{ cm}$

Equation de la courbure du poteau :

L'axe XY se situe au centre du cercle.

Poteau encastré en pied \Rightarrow la tangente à la déformée est verticale au niveau 0.00

\Rightarrow axe X au niveau 0.00

Equation en coordonnées polaires de l'axe :

- $X = R \cos \alpha$
- $Y = R \sin \alpha$

D'où la flèche au sommet :

$\alpha_1 = 0.007$ $Y = 1485 \text{ cm}$
 $X = 9889 \text{ cm}$

La courbure étant en réalité parabolique, et non circulaire, on prendra pour flèche au sommet : $f = (R - X) = (213000 - 9889) = 203111 \text{ cm}$

Prise en compte de la raideur des panneaux : S'agissant d'un écran thermique, les panneaux sont attachés sur la face extérieure du poteau. Leur présence gêne donc la déformée en

champ libre. Par approximation, on considère que la flèche totale ne peut atteindre que 70% de la flèche en champ libre.

Compte tenu de la valeur importante de la déformation, nous calculerons le moment M_1 dû au poids propre poteaux + panneaux p sous l'excentricité de la charge par intégration. Le résultat obtenu sera pondéré par le coefficient 0.7 pour une déformation gênée.

- Pour une variation $d\alpha$ de l'angle à partir d'une position α , la longueur d'arc est $Rd\alpha$.
- La charge est $pRd\alpha$
- L'excentricité est $(R-x) = R(1-\cos\alpha)$

Donc le moment élémentaire est : $dM = pR^2(1-\cos\alpha) d\alpha$.

p est constant, donc il ne dépend pas de α .

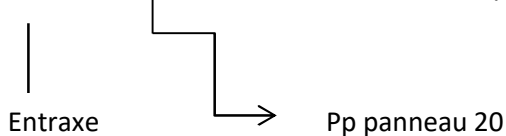
Si α_1 est l'angle au sommet du poteau, alors le moment du second ordre total est :

$$M_1 = 0.70 \Delta \int_0^{\alpha_1} \Delta \Delta^2 (1-\cos\alpha) d\alpha = pR^2(\alpha_1 - \sin\alpha_1)$$

Application numérique :

$$\alpha_1 = 0.1490 \text{ rad (soit } 8.54^\circ) \quad R = 100.00\text{m}$$

$$p = 5.50 \times 0.500 + 2.5 \times 0.5 \times 0.7 = 3.625 \text{ T/m}$$



$$M_1 = 0.7 \times 3.625 \times 100^2 \times (0.1490 - 0.1484) = 15.23 \text{ T.m} \quad \text{à } t = 2\text{h}$$

Calcul du moment du premier ordre associé (vent) :

$$M_2 = \text{surface} \times \text{pression dynamique du vent} \times \text{coef d'exposition} \times \text{coef psi} \times \text{coef de poussée} \times \frac{\Delta}{\Delta}$$

$$\text{Pression vent : } P_e = 0.5 \times 1.225 \times 26^2 = 41.3 \text{ daN/m}^2 \text{ (vent zone 3)}$$

$$\text{Surface} = 5.50 \times 14.9 = 82.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Coef d'exposition} = 3.20 \text{ (à } 14.90 \text{ m – rugosité 0)}$$

$$\text{Coef psi} = 0.2$$

$$\text{Coef de pression pour ce mur} = 1.4 \text{ (EC1-4 § 7.4.1 - zone C avec retour d'angle)}$$

$$h/2 = 14.9/2 = 7.45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_2 = 82 \times 41.3 \times 3.20 \times 0.2 \times 1.4 \times 7.450 = 22\,606 \text{ daN.m soit } 22.61 \text{ T.m}$$

$$\text{Et donc } \Sigma M = M_1 + M_2 = 15.23 + 22.61 = \mathbf{37.84 \text{ T.m}}$$

Calcul du moment résistant d'un poteau en situation d'incendie :

On vérifie les poteaux 50 x 70 support de façade écran thermique en béton C40/50, armatures 2x2 HA 25 en angle ($z=0.60$) + 4 HA25 en face intérieure ($z=0.60$):

Scénario de calcul : Aciers tendus coté feu et béton comprimé côté opposé au feu.
L'enrobage (feu) est de 4.8 cm à l'axe de l'armature sur chaque face.

La température dans les aciers à $t=2h$ sera de :

- $T = 600^\circ$ dans les aciers d'angle
 - $T = 400^\circ$ dans les aciers des faces
- } Voir tableaux en fin de document

La réduction de résistance à la traction de l'acier à ces températures est :

- Pour $T = 400^\circ$ $f_{sy,\theta}/f_{yk} = 0.94$
 - Pour $T = 600^\circ$ $f_{sy,\theta}/f_{yk} = 0.40$
- } Voir tableau en fin de document

Le béton comprimé reste à température normale car situé coté extérieur au feu.

Le moment résistant peut être calculé de manière approchée :

Aciers équivalents : 4 $\Phi 25$ à 600° ($z=0.60$) + 3 $\Phi 20$ à 400° ($z=0.60$)

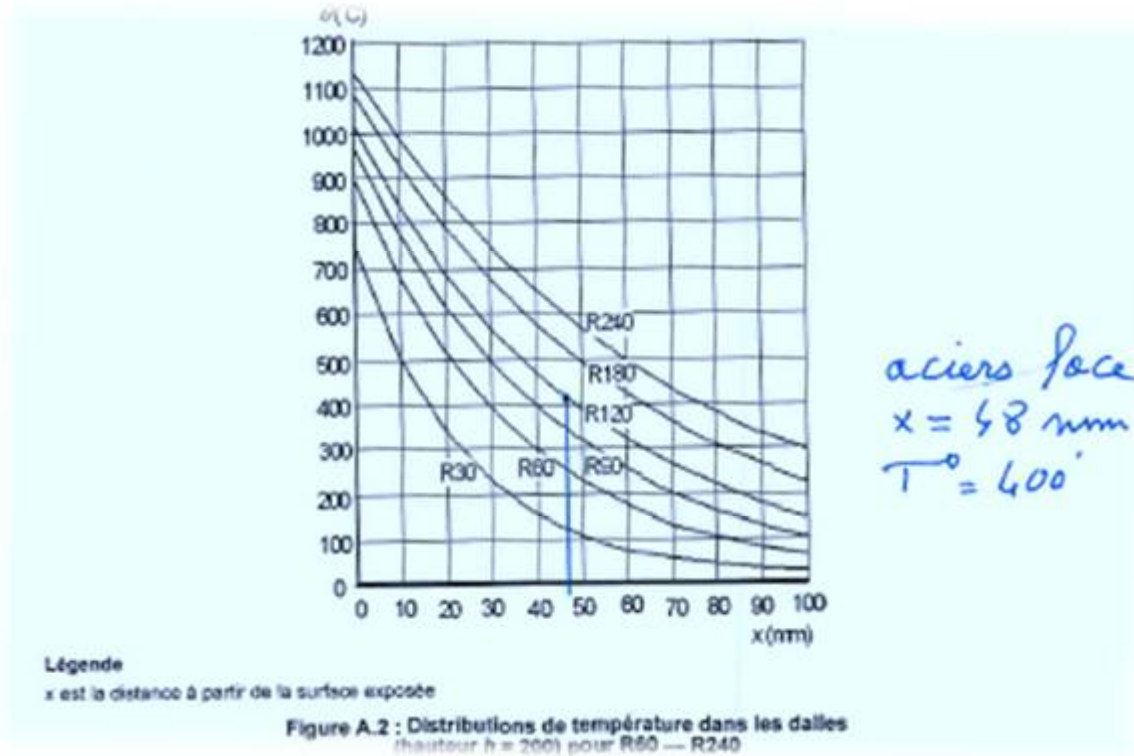
$$\implies M_r = 5 \times (19.6 \times 0.40 \times 0.54 + 19.6 \times 0.94 \times 0.54) = 70.91 \text{ T.m}$$

Donc le moment résistant en flexion simple à chaud du poteau de façade le plus défavorable des écrans thermiques à $T = 120$ minutes est supérieur au moment de renversement calculé pour résister à la coubure de la façade exposé à 20% du vent normal:

$$M_r = 70.91 \text{ T.m} > 37.84 \text{ T.m}$$

En conséquence, le non effondrement des murs vers l'extérieur de la cellule en feu est vérifié.

Courbes de températures – Aciers des faces :



Courbes de températures – Aciers des angles :

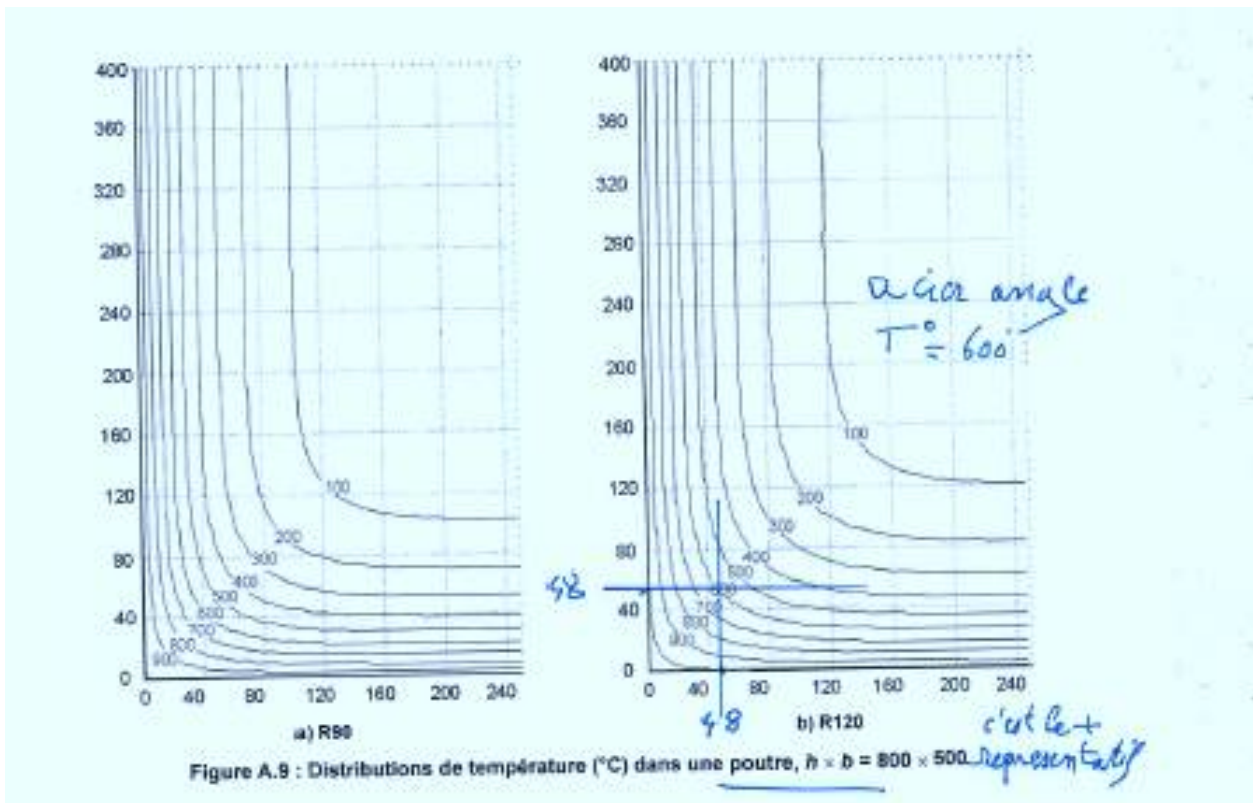


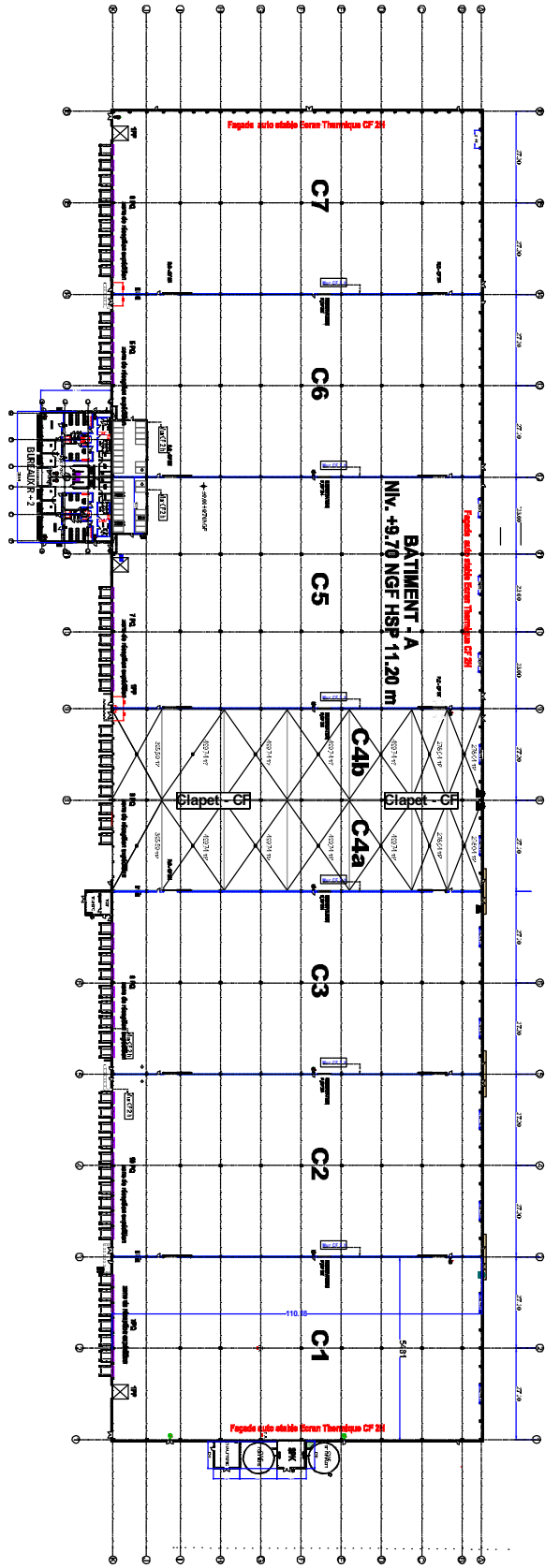
Tableau des coefficients de réduction de la résistance de l'acier :

Tableau 3.2a : Valeurs pour la classe N des paramètres contrainte-déformation aux températures élevées des aciers de béton armé laminés à chaud ou formés à froid

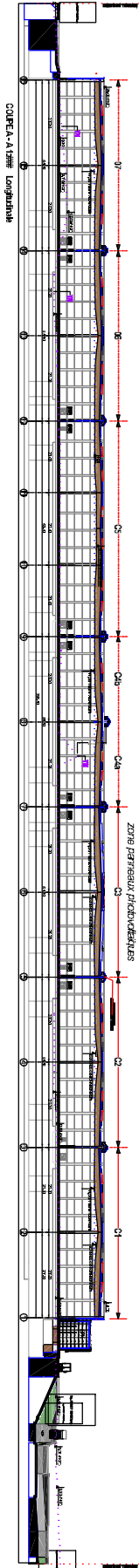
Température de l'acier θ [°C]	$f_{yk,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	laminé à chaud	formé à froid	laminé à chaud	formé à froid	laminé à chaud	formé à froid
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,38	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,05	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

ANNEXE 2 : PLAN DU BATIMENT

F-SUD OUEST



F-NORD OUEST



F-NORD EST