

BANQUE D'ÉPREUVES DUT-BTS

- SESSION 2005 -

ÉPREUVE DE GÉNIE CIVIL ET PHYSIQUE DU BÂTIMENT

CODE ÉPREUVE : **BE-CIVI**

L'usage de calculatrices électroniques de poche à alimentation autonome, non imprimantes et sans document d'accompagnement, est autorisé, une seule étant admise sur la table ou le poste de travail.

DURÉE : 2h30

Rappel préliminaire :

Vous ne devez pas répondre au hasard. Pour chaque item les points obtenus sont toujours négatifs quand la réponse est mauvaise. En cas d'abstention le nombre de points est toujours nul. Un ensemble de bonnes réponses à une question permet d'obtenir des points supplémentaires sous forme de « bonus ».

Attention : certains items peuvent comporter des affirmations multiples, la réponse ne doit être jugée vraie (V) que si toutes les affirmations vous paraissent correctes.

QUESTION 1

L'Europe de l'ingénierie...



« L'arrivée des eurocodes va bouleverser les conditions d'exercice de l'ingénierie en passant d'un système de règles rigides à des normes à la fois incitatives et prescriptives »... Tel était l'avant propos de J-A Calgaro, correspondant pour la France au sein du Comité européen de normalisation (CEN), dans un article publié par Le Moniteur en février 2005.

Dans cette perspective, il est indispensable que les futurs ingénieurs soient d'ores et déjà initiés à la pratique des concepts introduits par ces textes.

- (A) Parmi les dix eurocodes qui deviendront des « textes nationaux » pour chacun des États membres de l'Union, on distingue les textes spécifiques concernant :
- la conception parasismique
 - les calculs géotechniques
 - la définition des actions sur les structures
 - le calcul des structures en acier
 - le calcul des structures en béton armé et béton précontraint
 - le calcul des structures en bois

(B) Les eurocodes définissent les justifications que l'ingénieur devra apporter, pour l'ouvrage étudié, en matière :

- d'aptitude au service
- de durabilité
- de fiabilité structurelle garantissant la sécurité des personnes

Ces trois exigences sont définies par les eurocodes dans le cadre des *états limites de service* (ELS).

(C) La valeur caractéristique d'une résistance (R_k), par exemple la résistance en traction d'un matériau de structure, peut être définie à partir d'une série de tests réalisés sur éprouvettes selon une procédure normalisée. Les résultats obtenus permettent d'établir une valeur moyenne de la résistance (R_{moy}) et un écart-type associé (σ_R).

En considérant une distribution gaussienne de ces résultats, et un facteur relatif au fractile de 5% ($k_{0,05}$), l'expression de la résistance caractéristique du matériau testé sera :

$$R_k = R_{moy} + k_{0,05} \cdot \sigma_R$$

(D) Pour établir la justification de résistance d'un élément de structure (par exemple une barre sollicitée en traction), le format des notations fixées par les eurocodes étant le suivant :

Notations	Valeur caractéristique	Valeur de calcul	Coefficient partiel de sécurité
Action appliquée	F_k	F_d	γ_F
Résistance du matériau	R_k	R_d	γ_M

La correspondance entre ces paramètres s'établit ainsi : $F_d = \gamma_F \cdot F_k$; $R_d = \gamma_M \cdot R_k$

(E) Dans un calcul de structure selon les eurocodes, pour une combinaison d'actions faisant intervenir simultanément des charges permanentes (G), une action due au vent (W_k) et une charge d'exploitation (Q_k), l'effet résultant en situation d'état ultime sera établi à partir de la combinaison :

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_W \cdot W_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

QUESTION 2

Étude d'un module de poutre *Waren*

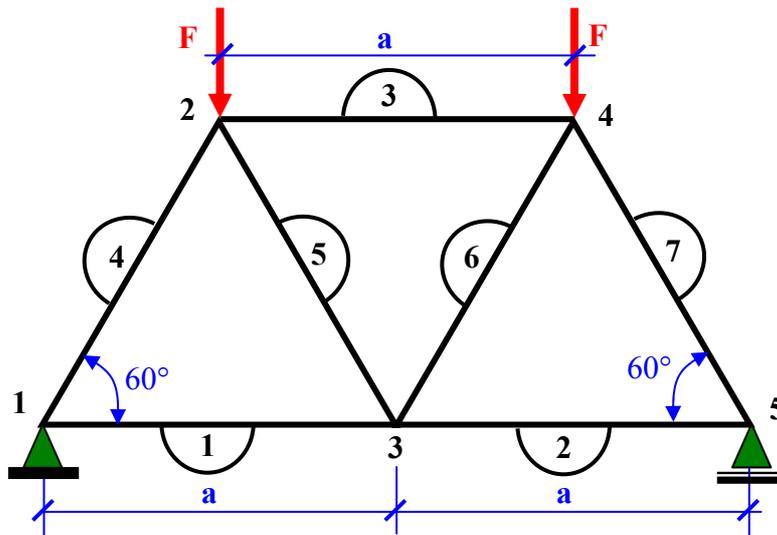
Les poutres métalliques constituées de barres profilées ou de tubes de faible section constituent des éléments structuraux très légers et de grande rigidité flexionnelle.

De nombreux exemples témoignent de l'utilisation de telles structures, de conception bidimensionnelle ou tridimensionnelle, pour franchir de grandes portées.



Nous allons analyser le comportement de ce type de poutre en considérant une modélisation élémentaire de *treillis*.

Il s'agit d'un élément de structure plane soumis à un chargement symétrique ; ses caractéristiques géométriques sont définies ci-dessous.

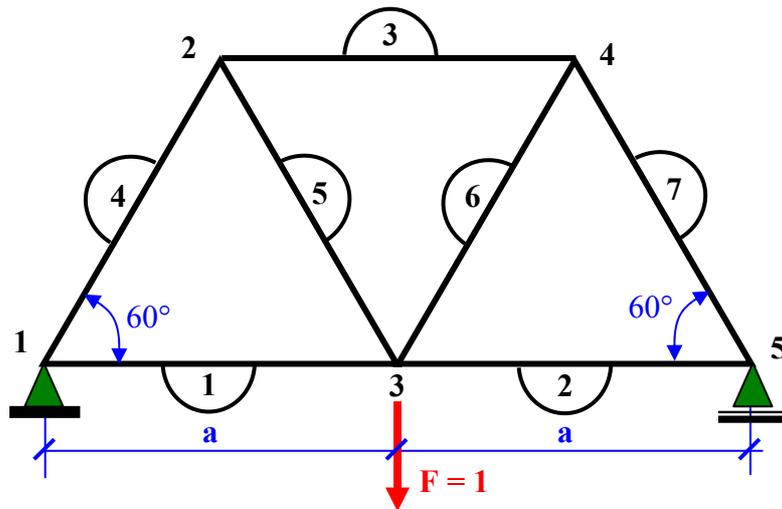


Cet élément est mis en place sur deux appuis libres en rotation, l'un d'eux permet un déplacement horizontal. De plus :

- toutes les liaisons sont des articulations parfaites ;
- les charges sont appliquées aux *nœuds* ;
- le poids propre de la poutre n'est pas pris en compte dans cette analyse.

- (A) La membrure inférieure (barres 1-2) est sollicitée par un effort de traction égal à $F/2$.
- (B) Les barres 5 et 6 sont sollicitées en compression.
- (C) L'effort dans les barres 4 et 7 est le double de l'effort dans la barre 3.

Le même élément de structure est soumis à une charge unité placée au nœud 3.



La détermination des efforts dans les barres permettra de répondre aux deux items suivants.

- (D) Sous l'effet de cette charge unité, l'effort dans les barres 3 à 7 a la même intensité.
- (E) La structure étudiée est en acier ($E = 210000 \text{ MPa}$) ; la distance entre appuis est de 4 m ; toutes les barres sont de même section égale à 4 cm^2 .

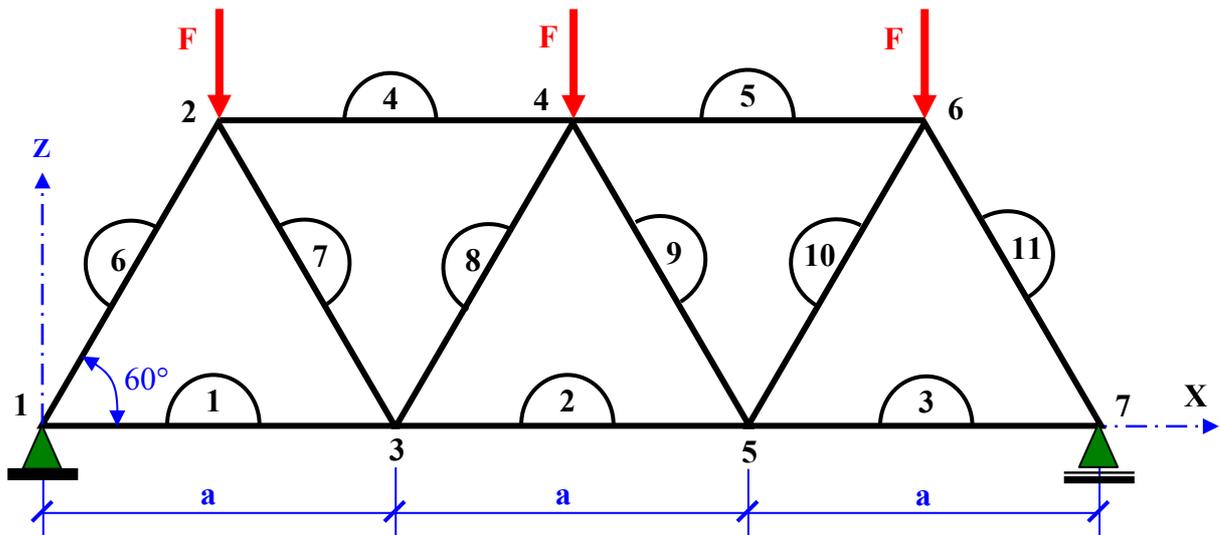
Sous l'effet des seules charges appliquées aux nœuds 2 et 4 (suivant le schéma initial), pour $F = 100 \text{ kN}$, le déplacement vertical du nœud 3 sera compris entre 4 et 5 mm.

QUESTION 3

Nous allons ici prolonger l'analyse du comportement d'un module de poutre *Waren* en exploitant les résultats fournis pour diverses simulations numériques réalisées « au 1^{er} ordre », à partir des lois de comportement élastique linéaire du matériau.

Cette analyse permettra d'appréhender « l'effet des hypothèses de calcul ».

La structure étudiée est représentée par le schéma ci-dessous, dans le repère (X, Y, Z).



Toutes les barres de cette structure sont identiques, il s'agit de tubes de section carrée (TCAR 50 x 3.2), en acier S 235 (limite élastique 235 MPa ; module d'Young $E = 210000$ MPa).

Récapitulatif des données d'étude ci-après.

Définition des nœuds :

Nœud	X (m)	Z (m)	Appui
1	0,00	0,00	Rotule
2	0,50	0,87	
3	1,00	0,00	
4	1,50	0,87	
5	2,00	0,00	
6	2,50	0,87	
7	3,00	0,00	Appui simple

Définition des barres :

Nom de la section	Liste des barres	A_x (cm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)
TCAR 50 x 3.2	1A11	5,941	21,560	21,560

Définition du chargement :

Cas	Nom du cas	Type de charge	Liste	Valeur de la charge
1	F	force nodale	2 4 6	$F_z = -30,00$ kN

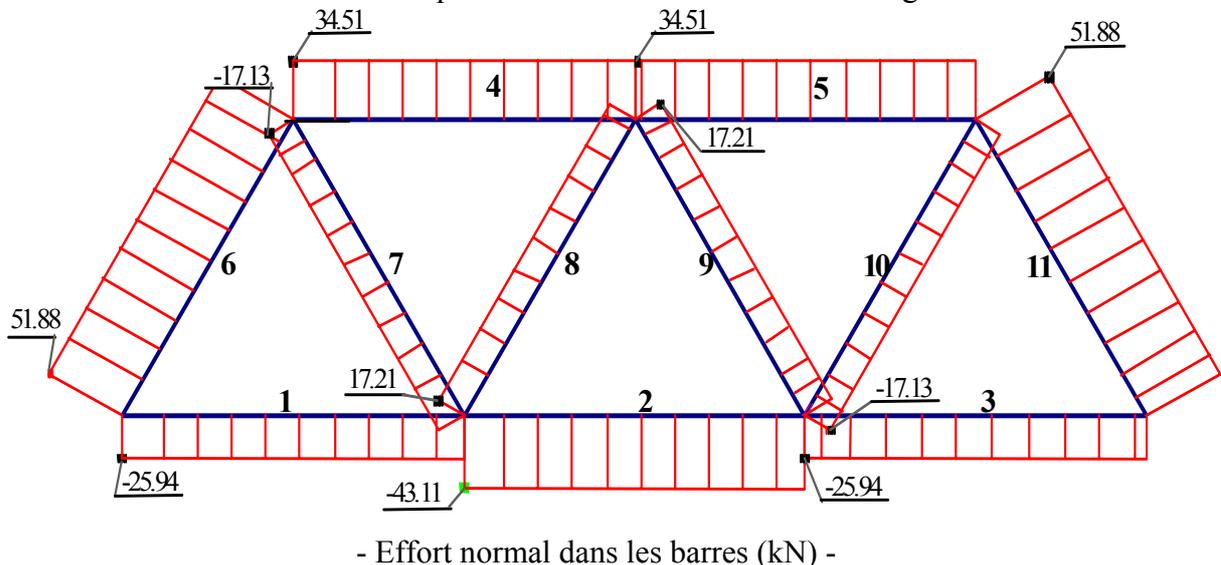
Résultats du traitement numérique pour un modèle de type *treillis* (tous les nœuds étant considérés comme des articulations parfaites) :

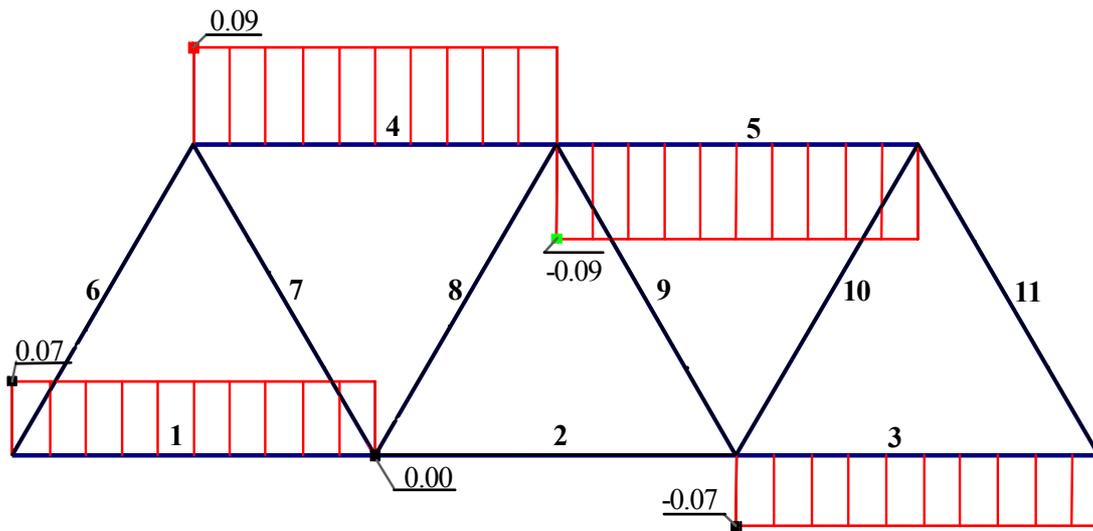
Déplacements			Efforts (négatifs en traction)	
Nœud	U_x (cm)	U_z (cm)	Barre	F_x (kN)
1	0,0000	0,0000	1	-25,98
2	0,0659	-0,0862	2	-43,30
3	0,0208	-0,1282	3	-25,98
4	0,0382	-0,1543	4	34,64
5	0,0555	-0,1282	5	34,64
6	0,0104	-0,0862	6	51,96
7	0,0764	0,0000	7	-17,32
			8	17,32
			9	17,32
			10	-17,32
			11	51,96

- (A) D'après les valeurs obtenues pour le modèle *treillis*, la limite du comportement élastique de cette structure ne sera pas dépassée si la charge appliquée aux nœuds 2, 4, 6 atteint 80 kN.
- (B) Après avoir calculé la *charge critique d'Euler* relative au flambement dans le plan (X, Z) d'une barre comprimée appartenant à cette structure, on peut affirmer que l'effort normal maximal (quand $F = 30$ kN) est inférieur au dixième de cette charge critique.
- (C) En considérant encore le modèle *treillis*, si l'on franchit une distance de 6 m entre appuis, avec une poutre homothétique de celle-ci (constituée de 11 barres dont la section n'est pas modifiée) supportant le même chargement, le déplacement vertical (U_z) du nœud 4 sera multiplié par 2.

Nous considérons maintenant un modèle de type *semi-articulé* : les membrures de cette poutre sont continues (1-2-3 ; 4-5) et les liaisons aux extrémités des barres obliques (6 à 11) sont des articulations parfaites. Les conditions d'appui restent inchangées.

Les résultats du traitement numérique sont donnés sous la forme de diagrammes :





- Effort tranchant dans les barres (kN) -

(D) Le moment fléchissant est nul dans toutes les barres obliques, ainsi que dans la partie centrale de la membrure inférieure (2).

Nous considérons enfin un modèle de type *rigide* : aucune liaison n'est articulée, on conserve les conditions d'appui initiales. Résultats du traitement numérique :

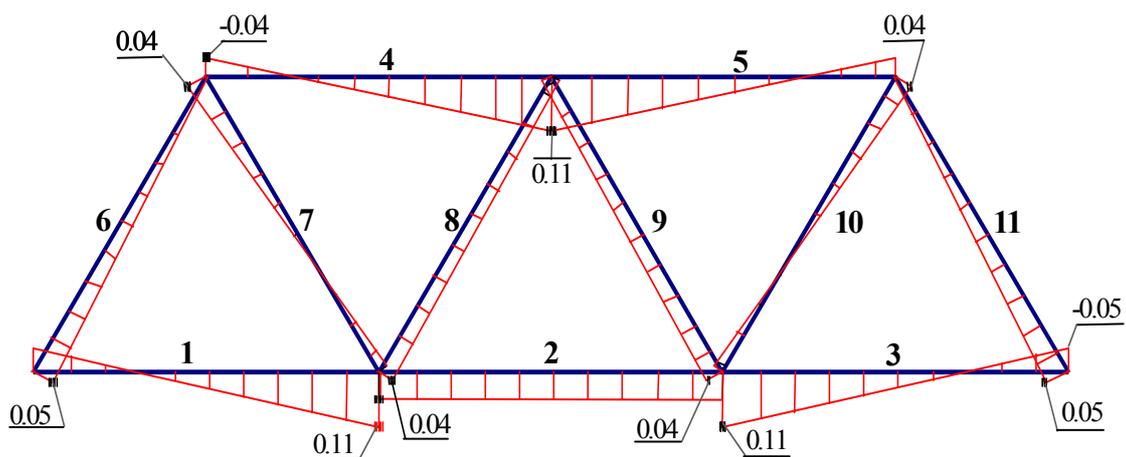
Déplacements

Nœud	U_x (cm)	U_z (cm)
1	0,0000	0,0000
2	0,0657	-0,0859
3	0,0208	-0,1275
4	0,0381	-0,1534
5	0,0553	-0,1275
6	0,0104	-0,0859
7	0,0761	0,0000

Efforts

Barre	F_x (kN)	F_z (kN)	$M_{y,max}$ (kN.m)	$M_{y,min}$ (kN.m)
1	-25,94	0,16	0,11	-0,05
2	-43,09	-0,00	0,06	0,06
3	-25,94	-0,16	0,11	-0,05
4	34,49	0,15	0,11	-0,04
5	34,49	-0,15	0,11	-0,04
6	51,80	-0,04	0,05	0,00
7	-17,00	-0,06	0,04	-0,02
8	17,16	-0,02	0,04	0,02
9	17,16	0,02	0,04	0,02
10	-17,00	0,06	0,04	-0,02
11	51,80	0,04	0,05	0,00

Rappelons que pour chacune des barres, les « efforts » sont les composantes des sollicitations exprimées dans leur « repère local ».



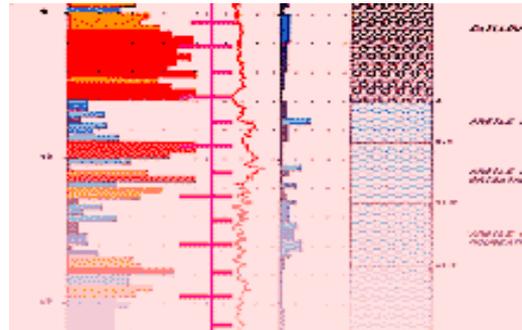
- Moment fléchissant dans les barres (M_y) -

- (E) Ces résultats montrent que, pour un même chargement, la rigidité des liaisons entraîne une réduction du déplacement vertical maximal inférieure à 1% ; de plus, dans la partie centrale de la membrure inférieure (2), la contrainte normale maximum due à la flexion locale ne dépasse pas 10% de la contrainte due à l'effort normal.

QUESTION 4

Identification et classification des sols.

La conception d'un ouvrage est étroitement liée au site dans lequel il sera implanté. La reconnaissance des sols est donc une étape incontournable de tout projet de construction.



- (A) L'évaluation des dimensions des particules solides (ou *grains*) constituant un échantillon de sol permet d'associer l'appellation de chaque couche de terrain à sa classe granulaire. Les termes *sable*, *argile*, *limon*, font référence à la taille des grains constituant majoritairement l'échantillon analysé.
Un *limon* est essentiellement constitué de grains plus fins qu'une *argile*.
- (B) La teneur en carbonate de calcium (CaCO_3) d'un échantillon de sol fin est fonction de son origine minérale. Une marne est un sol argileux à forte teneur en carbonate de calcium.
- (C) La cohésion d'une argile traduit sa capacité à reprendre des contraintes de cisaillement.

Considérons un échantillon de sable de Fontainebleau, de masse $M = 840$ g, prélevé sans remaniement à l'aide d'un « carotteur » dont le tube échantillonneur a un diamètre de 55 mm et une longueur de 210 mm. On notera :

- M_s la masse des particules solides appartenant à l'échantillon et occupant un volume V_s ,
- M_w la masse d'eau appartenant à l'échantillon et occupant un volume V_w (dans un sol saturé tout l'espace inter-granulaire est occupé par l'eau),
- V_a le volume d'air occlus (de masse négligeable),
- V_v le volume des « vides » ($V_w + V_a$),
- $V = V_s + V_w + V_a$ et $M = M_s + M_w$.

Rappel de quelques définitions :

- masse volumique des particules : $\rho_s = M_s / V_s$,
- masse volumique de l'échantillon après évaporation complète de l'eau : $\rho_d = M_s / V$,
- teneur en eau : $w = M_w / M_s$,
- porosité : $n = V_v / V$; indice des vides : $e = V_v / V_s$.

- (D) Après évaporation de l'eau la masse de cet échantillon est de 777 g. On en déduit donc que la teneur en eau du sable prélevé était inférieure à 10% et que la masse volumique du sable sec est de 1557 kg/m^3 .
- (E) L'apport de 190 g d'eau sature l'échantillon déshydraté. La masse volumique des grains de sable est donc supérieure à 2500 kg/m^3 ; la porosité de la couche où le prélèvement a été effectué se situe entre 35 et 40%, et son indice des vides est inférieur à 0,6.

QUESTION 5

Le viaduc de Millau a eu les honneurs de la presse lors de sa récente inauguration, faisant un peu oublier les performances établies auparavant par la réalisation du pont de Normandie.

Cette année 2005 nous fêtons le 10^{ème} anniversaire d'exploitation de cet ouvrage franchissant la Seine non loin du Havre, qui a longtemps constitué le record du monde des ponts à haubans avec une portée centrale de 856 m et une longueur totale de 2141 m.



Ce pont fait l'objet, depuis le début de sa construction, d'un suivi géométrique des appuis des deux pylones, des culées, et des 26 piles des viaducs d'accès. La nature géologique du site et les très fortes charges transmises aux fondations en grande profondeur ont conduit la Maîtrise d'œuvre à contrôler l'évolution des tassements différentiels.

Dans les calculs de charges effectués ici le poids volumique adopté pour les ouvrages de fondation (chevêtre, pieux) est de 25 kN/m^3 .

Fondations sous le pylône Nord :

Chacune des « jambes » s'appuie sur un massif en béton armé (le chevêtre) dont les dimensions sont de 15 m x 20 m, avec une épaisseur de 5 m. Ce chevêtre regroupe les têtes de 14 pieux de diamètre 2,10 m s'appuyant sur un banc de calcaire très raide situé à une cinquantaine de mètres de profondeur. La charge permanente transmise par une jambe de pylône au chevêtre lui correspondant est de 200 MN. Les couches de terrain traversées par ces pieux sont principalement des formations argilo-calcaires consolidées.

- (A) En considérant que le chevêtre assure une répartition uniforme des charges sur les quatorze pieux, en tête de chacun d'eux la contrainte normale due à l'ensemble des charges permanentes sera comprise entre 4,5 et 5 MPa.
- (B) Une partie des charges reçues par chacun des pieux sera transmise par frottement latéral au terrain traversé. Dans une couche homogène, dont l'angle caractérisant le frottement avec le fût du pieu est constant, la contrainte tangentielle le long du fût (frottement latéral unitaire) est constante sur la hauteur de cette couche.
- (C) Une estimation simplifiée de l'effort mobilisable par frottement latéral le long des 50 m de fût sera effectuée en prenant une valeur moyenne de la contrainte tangentielle limite égale à 50 kPa. On considérera ensuite que la charge effectivement reprise par le terrain traversé est égale à 70% de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

Dans ces conditions, sous l'effet des charges permanentes, la contrainte normale transmise à la pointe du pieu sera comprise entre 2 et 2,5 MPa.

- (D) Le tassement s_θ calculé au niveau des têtes de pieux est égal au tassement s_p évalué au niveau de leur pointe augmenté du « raccourcissement élastique » Δl des pieux sous l'ensemble des charges permanentes. L'estimation de la consolidation finale des couches sous-jacentes nous donne, pour les fondations du pylône Nord : $s_p = 3 \text{ cm}$.

/...

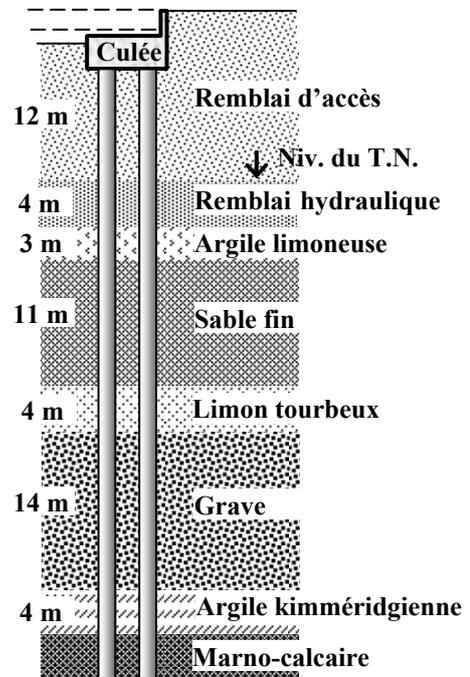
En prenant une contrainte de compression moyenne dans les pieux de ces fondations égale à 4 MPa, avec un module d'Young du béton de 13000 MPa (valeur prenant en compte l'effet du fluage), on en déduit que Δl ne représentera pas plus de 30% de s_0 .

Fondations de la culée Sud :

Cette culée est fondée sur deux rangées de quatre pieux de diamètre 1,50 m et de longueur 50 m, qui traversent une succession de couches représentées sur la coupe géotechnique ci-contre.

Le remblai d'accès ayant été édifié très largement avant le début de l'exécution des pieux, son tassement différé est négligeable. La présence de ce remblai a cependant une influence sensible sur les couches compressibles présentes.

Le tableau ci-dessous résume les résultats du calcul prévisionnel de l'évolution dans le temps, sous l'effet du poids du remblai, du taux de consolidation (U_i), ainsi que l'évolution des tassements (s_i) dans les différentes couches (au delà de 40 m de profondeur cet effet n'est plus sensible).



Durée	t = 6 mois		t = 1 an		t = 2 ans		t = ∞	
	U_i	s_i [cm]	U_i	s_i [cm]	U_i	s_i [cm]	U_i	s_i [cm]
Couches traversées								
Remblai hydraulique	95%	9,7	100%	10,0	100%	10,0	100%	10,0
Argile limoneuse	65%	11,0	85%	14,5	95%	16,0	100%	17,0
Sable fin	100%	3,0	100%	3,0	100%	3,0	100%	3,0
Limon tourbeux	42%	2,5	60%	3,5	77%	4,8	100%	6,0
Grave	100%	1,0	100%	1,0	100%	1,0	100%	1,0
Argile kimméridgienne	12%	0,3	20%	0,5	28%	0,8	100%	3,0

(E) L'exécution des pieux ayant démarré plus de deux ans après la mise en place du remblai, l'analyse de l'évolution des couches traversées nous montre que :

- pour le calcul de la « force portante » de ces pieux on peut prendre en compte le *frottement positif* sur toute la hauteur des couches dont le taux de consolidation était de 100% avant l'exécution des fondations ;
- un supplément de charge transmis en pointe doit être évalué en prenant en compte le *frottement négatif*, seulement dans la traversée des couches d'argile et de limon.

QUESTION 6

Toitures-terrasses

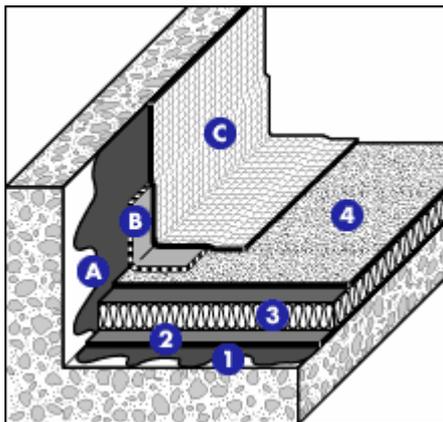
La plupart des bâtiments multi-étagés des quartiers résidentiels ou des centres d'affaires comportent un niveau supérieur abrité par une toiture-terrace dont le support est une dalle en béton.

Nous allons nous intéresser à diverses solutions techniques permettant à ces toitures de remplir les fonctions *étanchéité et isolation*.

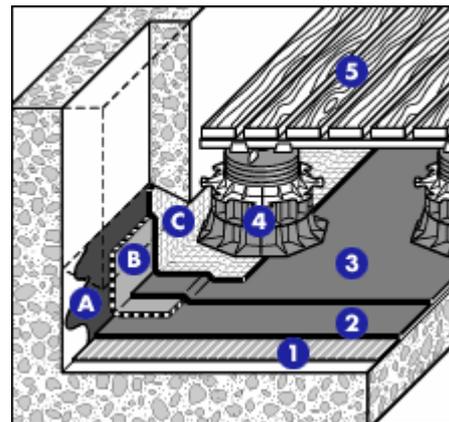


- (A) Une toiture-terrace doit obligatoirement comporter une *forme de pente* afin d'assurer l'écoulement de l'eau vers les canalisations prévues pour son évacuation.

Les figures ci-dessous représentent deux détails de mise en œuvre relatifs à des situations spécifiques de terrasses.



- Figure 1 -



- Figure 2 -

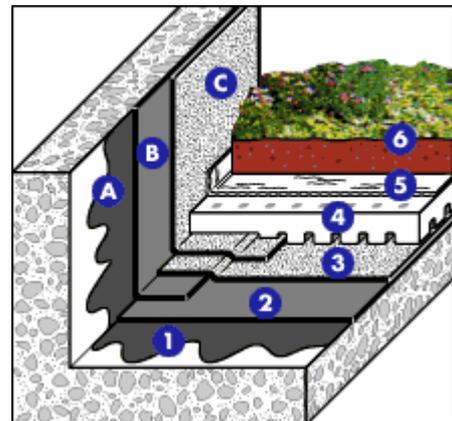
- (B) La figure 1 représente une toiture-terrace comportant un revêtement d'étanchéité *monocouche* constitué d'une feuille de bitume-élastomère (4) sur panneaux d'isolant thermique en mousse plastique alvéolaire (3). Dans le cas de cette solution technique, un « écran d'indépendance » doit être placé entre l'isolant et le support en béton.
- (C) Dans le cas précédent, si le revêtement d'étanchéité est un *bicouche* en bitume-élastomère sur panneaux d'isolant thermique, la 1^{ère} feuille joue le rôle de « pare-vapeur » vis à vis de l'isolant.
- (D) Dans le cas d'une toiture-terrace accessible aux piétons (figure 2) la pose d'un revêtement de type « dalles sur plots » est incompatible avec la mise en œuvre d'une isolation constituée de panneaux en mousse de polyuréthane ou de polystyrène extrudé, disposée en support d'étanchéité.



La végétalisation des toitures est un marché en expansion dans de nombreux pays d'Europe, il répond au développement des démarches écologiques. En effet, les toitures végétalisées « réintroduisent la nature et ré-oxygènent la ville », ce qui séduit de plus en plus les responsables de l'aménagement urbain et les maîtres d'ouvrage.

Ces toitures permettent aussi la régulation des eaux de pluie et apportent une excellente protection phonique et thermique au bâtiment.

Dans cette perspective, les industriels du secteur de l'étanchéité ont mis au point des solutions appropriées comme celle qui est représentée sur la figure ci-contre¹.



- (E) Cette solution est constituée d'une étanchéité bicouche (2+3) surmontée de plaques en polystyrène moulé (4) qui ont une fonction de drainage, puis d'un feutre de polyester non-tissé (5) jouant le rôle de filtre. La végétalisation (6) est réalisée à partir de micromottes de *sedum* mises en place sur un *substrat*.

¹ Les illustrations sont tirées des fiches techniques Siplat-Icopal.

QUESTION 7

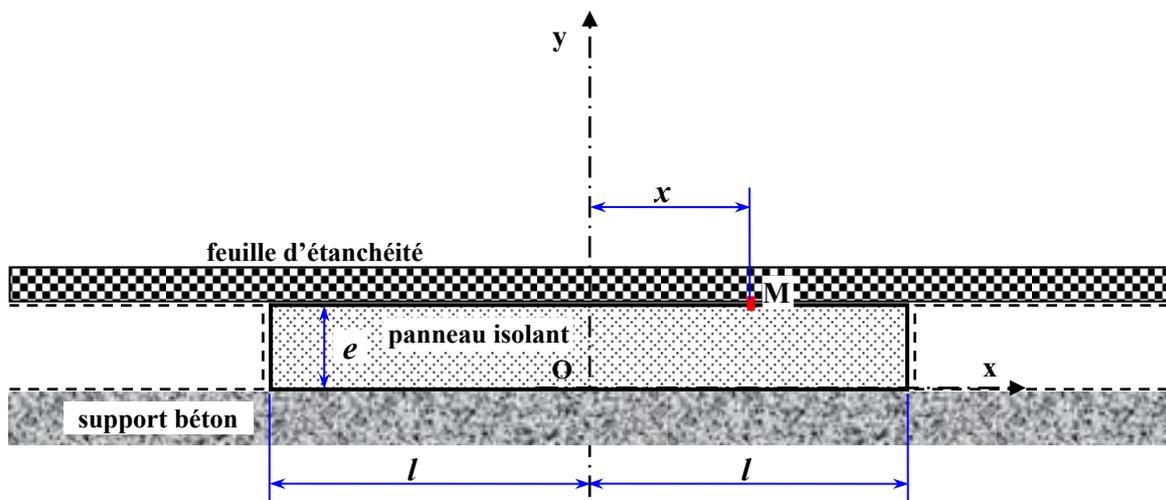
Comportement thermo-mécanique d'un complexe étanchéité-isolation

Le plancher terrasse d'un bâtiment d'habitation comporte généralement un « complexe multicouche » destiné à garantir l'étanchéité et l'isolation thermique de l'ouvrage sous-jacent. Ce complexe peut être constitué en particulier :

- de panneaux isolants (par exemple en polystyrène extrudé) fixés au support,
- d'un revêtement étanche (feuilles à base d'un élastomère bitume par exemple) adhérent ou non à l'isolant sur lequel il est mis en place.

Compte tenu de sa position en toiture, l'isolant est soumis en permanence à de fortes variations de température. Nous allons nous intéresser aux variations dimensionnelles d'origine thermique de cet isolant, et à leur incidence sur le comportement du complexe étanchéité-isolation.

A cette fin nous considérons le modèle bidimensionnel d'un panneau isolant d'épaisseur e et de longueur $2l$ représenté ci-dessous. Les variations dimensionnelles de ce panneau seront étudiées dans le plan $\{Ox, Oy\}$.



Données d'étude :

- θ_e : température en tout point de l'interface étanchéité / isolant
- θ_s : température en tout point de l'interface support / isolant
- α : coefficient de dilatation thermique de l'isolant
- G : module d'élasticité transversal du panneau isolant (module de cisaillement)

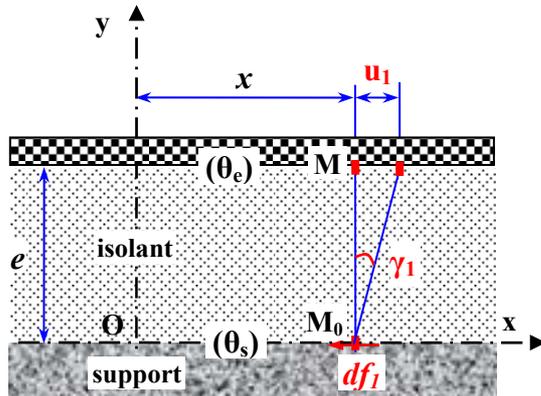
Hypothèses :

- sous l'effet des actions thermo-mécaniques l'isolant a un comportement élastique linéaire ;
- la variation de température est linéaire dans l'épaisseur de l'isolant ;
- la sous-face du panneau isolant est parfaitement fixée au support (pas de glissement relatif) ;
- la largeur d du joint entre panneaux est uniforme au moment du collage de l'isolant sur son support (pas de contact entre panneaux adjacents).

Configuration 1 :

Le revêtement étanche est indépendant de l'isolant (pas de collage).

La largeur du joint entre deux panneaux isolants, au niveau de la face supérieure (d_1) dépendra de θ_e , θ_s et de α .



Représentation de l'état de déformation locale dû à un écart de température $(\theta_e - \theta_s) > 0$

Dans le domaine des petites déformations qui nous intéresse, on peut considérer que la « distorsion angulaire » entre M_0 et M est égale à : $\gamma_1 = u_1/e$.

- (A) Sous l'effet de la variation de température, le déplacement u_1 du point M dans la direction Ox sera obtenu par la relation :

$$u_1 = \alpha \cdot x (\theta_e - \theta_s)$$

Compte tenu de la fixation des panneaux isolants au support, toute variation de température en face supérieure se traduira par une répartition d'efforts tangentiels au niveau de l'interface panneau / support.

- (B) L'intensité de l'effort tangentiel df_1 transmis en M_0 (à l'abscisse x) par la surface élémentaire $dx \cdot dz$, se déduit de l'expression (en considérant dz de dimension unité) :

$$df_1/dx = G \cdot u_1/e$$

- (C) En intégrant cet effort tangentiel sur la longueur l d'un demi-panneau, on obtient l'intensité de l'effort unitaire résultant transmis par l'interface isolant / support :

$$f_{l,l} = G \cdot \alpha \cdot (\theta_e - \theta_s) \cdot l^2/2e$$

Configuration 2 :

Le revêtement étanche est adhérent au panneau isolant (collage sur toute la surface).

Pour le même état de température on constate que le déplacement du point M est plus faible que dans la situation précédente : $u_2 < u_1$.

On mesure la largeur du joint entre deux panneaux isolants (d_2) au niveau de la face supérieure, pour un écart de température donné entre les deux faces de ces panneaux (θ_e et θ_s).

- (D) L'effet du collage de l'étanchéité sur la réduction des variations dimensionnelles de l'isolant peut se traduire par la prise en compte d'un coefficient de dilatation thermique « apparent » (α') en surface du panneau isolant. Ce coefficient s'exprime par la relation :

$$\alpha' = (d_2 - d) / [2l (\theta_s - \theta_e)]$$

La feuille d'étanchéité opposant une résistance à la variation dimensionnelle du panneau, il en résulte un effort tangentiel au niveau de l'interface étanchéité / isolant. Cet effort sera égal à la différence entre l'effort transmis par l'isolant au support en configuration **1** et l'effort correspondant en configuration **2**. Nous le calculerons dans la situation décrite ci-dessous.

L'isolation est réalisée à l'aide de panneaux de polystyrène dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimensions 1,2 m x 1,2 m ; épaisseur $e = 80$ mm
- module d'élasticité transversal $G = 1700$ kPa
- largeur initiale des joints entre panneaux adjacents $d = 3$ mm

Une mesure de la largeur du joint entre deux panneaux isolants, au niveau de la face supérieure, a été réalisée pour $\theta_s = 30^\circ\text{C}$ et $\theta_e = -10^\circ\text{C}$. Les valeurs obtenues sont :

- en configuration **1**, $d_1 = 5,3$ mm
- en configuration **2**, $d_2 = 5,0$ mm

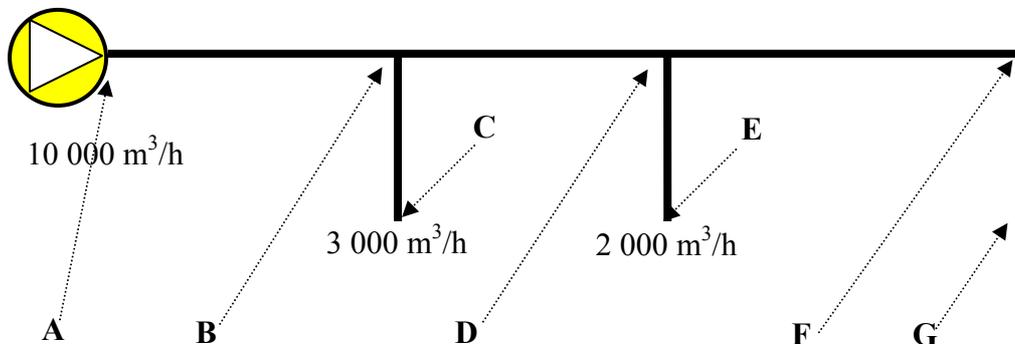
- (E) Dans la configuration **2**, et pour cet état de températures, l'effort résultant qu'exerce l'étanchéité sur la surface d'un demi-panneau isolant atteint une intensité comprise entre 900 et 1000 N.

QUESTION 8

Réseau aéraulique

Parmi les équipements techniques nécessaires pour l'exploitation d'un bâtiment, le réseau aéraulique doit être défini en vue de répondre aux impératifs de renouvellement d'air. Les exigences du cahier des charges seront traduites en « débit volumique de soufflage » (flux d'air) à assurer dans chaque local distribué par ce réseau.

Un réseau aéraulique est constitué de ventilateurs, filtres, gaines, dérivations, coudes, bouches de soufflage et d'aspiration. Nous allons nous intéresser plus particulièrement au choix du diamètre des gaines, et aux vitesses d'écoulement qui en résultent, dans la portion de réseau schématisée ci-dessous.



Tronçon	AB	BC	BD	DE	DF	FG
Longueur	3 m	6 m	4 m	6 m	4 m	6 m

Toutes les gaines sont de section circulaire.

Pour effectuer un prédimensionnement rapide d'un réseau aéraulique (en vue d'un devis estimatif par exemple), les bureaux d'études peuvent recourir à des méthodes simplifiées donnant un bon ordre de grandeur des caractéristiques des gaines à installer. Nous appliquerons ici la méthode dite « de la perte de charge linéaire constante ».

L'équation donnant le diamètre **D** (pour les gaines de section circulaire) en fonction de la perte de charge linéaire **j** est alors :

$$D = \left[\frac{16 \cdot \Lambda \cdot \rho \cdot q_v^2}{j \cdot \pi^2} \right]^{1/5}$$

Dans cette équation, les paramètres dimensionnels sont exprimés avec les unités du système international, sachant que :

q_v est le débit volumique

ρ est la masse volumique de l'air (on prendra 1,2 kg/m³)

Λ est un coefficient de pertes de charge (on prendra 7,4.10⁻³)

La perte de charge linéaire à adopter pour ce type de réseau doit être comprise entre 0,15 et 4 Pa/m ; nous adopterons dans un premier temps $j = 2$ Pa/m (valeur qui restera constante au cours des premiers calculs de prédimensionnement).

Les gaines seront choisies dans la série suivante de diamètres commerciaux (mm) :

80	100	125	150	160	200	250	315	355	400	450	500	630
----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

- (A) Un réseau aéraulique *équilibré* est un réseau dont toutes les branches en parallèle induisent la même perte de charge, lorsque le débit exigé circule dans les gaines.

$$\text{Soit ici quand : } \Delta P_{AC} = \Delta P_{BE} = \Delta P_{DG}$$

- (B) Avec la perte de charge linéaire spécifiée, les diamètres à prévoir pour les gaines de ce réseau auront pour valeur :

Tronçon	AB	BC	BD	DE	DF	FG
Diamètres commerciaux	630 mm	355 mm	500 mm	315 mm	450 mm	450 mm

- (C) En adoptant les diamètres proposés à l’item précédent, dans le tronçon où la vitesse est maximale celle-ci ne dépasse pas 9 m/s.

La vitesse de l’air ainsi obtenue dans les gaines étant relativement faible, on décide d’optimiser le réseau en prenant des gaines de plus petit diamètre, tout en conservant les mêmes débits de soufflage, ce qui aura une incidence sur les pertes de charge.

Le réseau est maintenant le suivant :

Tronçon	AB	BC	BD	DE	DF	FG
Diamètres installés	500 mm	315 mm	450 mm	250 mm	400 mm	400 mm

- (D) Dans ces conditions, on calculera la perte de charge linéaire associée à chacun des tronçons, en appliquant l’équation initiale, ce qui permettra d’en déduire que la perte de charge linéaire dans la branche [AG] ne dépasse pas 50 kPa.
- (E) Pour assurer un débit d’air donné, les choix possibles concernant le diamètre des gaines sont limités par les impératifs architecturaux (espace disponible) ainsi que par les contraintes acoustiques.

La portion de réseau étudiée se prolonge par trois réseaux secondaires alimentant les bouches de soufflage de chambres d’hôtel. Les diamètres des gaines sont tels que les vitesses d’écoulement obtenues à partir des dispositions adoptées à l’item précédent sont maintenues dans ces réseaux secondaires.



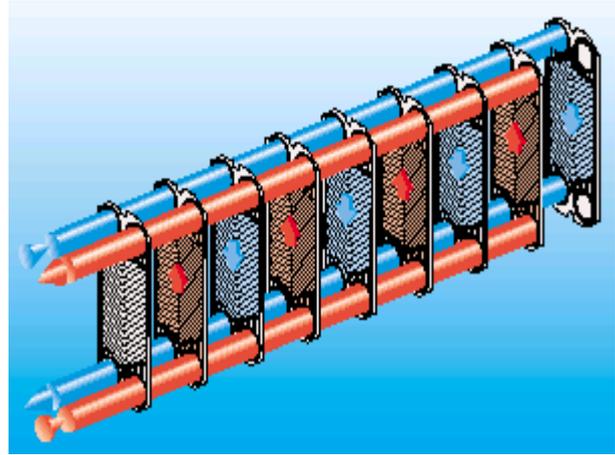
On peut alors considérer que le fonctionnement du réseau aéraulique ne générera pas de nuisance acoustique dans les locaux desservis ($V < 6$ m/s dans les réseaux de distribution).

QUESTION 9

Géothermie et chauffage urbain

L'eau chaude d'origine géothermale est extraite au niveau d'un forage de puisage, exploitée en centrale de géothermie, puis ramenée dans la nappe (pour des raisons environnementales) par un puits de réinjection.

Pour pouvoir transférer l'énergie d'origine géothermale à un réseau de chauffage urbain, il faut utiliser un échangeur de chaleur qui permet de découpler les réseaux.



Nous étudions ici le fonctionnement d'un échangeur géothermique à plaques d'une puissance de 12 MW. Cet échangeur est supposé parfaitement calorifugé (pas de pertes vers l'extérieur, rendement de 100%).

L'eau issue du puisage géothermique (eau géothermale) est à 60°C. Son débit est de 80 kg/s.

L'eau du réseau urbain (eau de chauffage) arrive à la centrale à 15°C, où elle sera portée à une température de 40°C.

La capacité calorifique massique de l'eau [$C_{p,\text{eau}}$] est prise égale à 4180 J/kg.°C, sur la plage de température correspondant à notre étude.

L'eau du réseau de chauffage des bâtiments circule dans des planchers chauffants émettant une puissance de 80 W/m² en conditions nominales.

Un « équivalent-logement » correspond ici à une surface de 80 m² desservie par le réseau de chauffage urbain.

- (A) Dans les conditions d'exploitation ainsi définies, la température de l'eau géothermale retournant au puits de réinjection dépasse 25 °C.
- (B) Le débit dans le réseau de chauffage des bâtiments, qui permettra d'obtenir une eau de chauffage à 40 °C à la sortie de l'échangeur, doit être inférieur à 120 kg/s.
- (C) L'installation géothermique ainsi réglée permet d'alimenter une cité de 2000 « équivalent-logements », en supposant le réseau de chauffage parfaitement calorifugé.

- (D) Pour réinjecter l'eau géothermale entre 32 et 34 °C, sans modifier les performances du réseau de chauffage, il faut que le débit de puisage géothermal soit de l'ordre de 105 kg/s.
- (E) La société de gestion de la centrale de géothermie souhaite connecter au réseau 2300 « équivalent-logements ».

En considérant une température de réinjection de l'eau géothermale égale à 30°C et un rendement global du système de 90%, le débit de puisage d'eau géothermale à faire circuler dans l'échangeur afin d'assurer les 40 °C au départ du réseau de chauffage restera inférieur à 500 m³/h.

- FIN -