

Université de Liège
Département ArGEnCo

CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET EN BETON II
Partie CONSTRUCTIONS METALLIQUES II

3^{ème} Bachelier Ingénieur Civil, option « Constructions »

Exercices

SEPTEMBRE 2011

Ludivine Comeliau & Jean-Pierre Jaspart



TABLE DES MATIÈRES

I. ÉNONCÉS.....	3
I.1. Membrures comprimées.....	3
I.2. Poutres fléchies – Déversement	18
I.3. Membrures comprimées et fléchies	24
I.4. Assemblages.....	42
I.5. Exercices récapitulatifs	54
II. SOLUTIONS.....	60
II.1. Membrures comprimées.....	60
II.2. Poutres fléchies – Déversement	65
II.3. Membrures comprimées et fléchies	68
II.4. Assemblages.....	85
II.5. Exercices récapitulatifs	96

I. ÉNONCÉS

I.1. MEMBRURES COMPRIMÉES

Exercice 1

Soit le portique de la Figure 1, dans lequel montants et traverse sont constitués du même profilé. On demande de déterminer la longueur de flambement des deux colonnes.

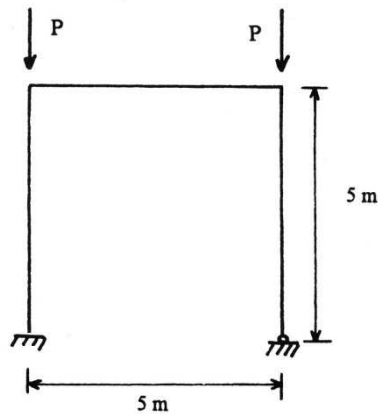


Figure 1

Exercice 2

Soit le portique de la Figure 2, dans lequel montants et traverses sont constitués du même profilé. On demande de déterminer la longueur de flambement des différentes colonnes.

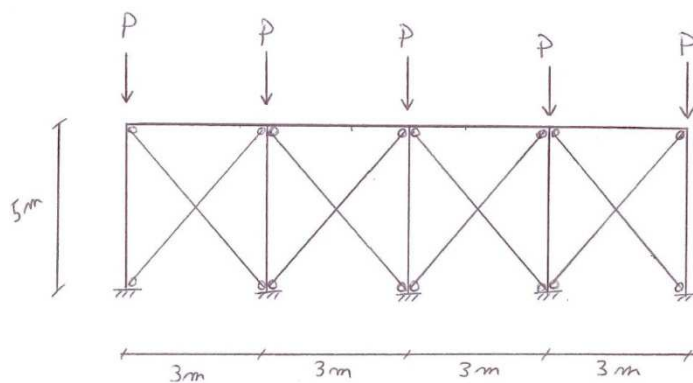


Figure 2

Exercice 3

Soit le portique contreventé de la Figure 3, constitué des profilés indiqués, en acier S235. Tous les éléments sont disposés de façon à fléchir selon leur axe fort dans le plan du portique. On demande de déterminer l'effort de compression maximum auquel peut être soumise la colonne AB, sachant que le flambement est empêché dans la direction perpendiculaire au portique.

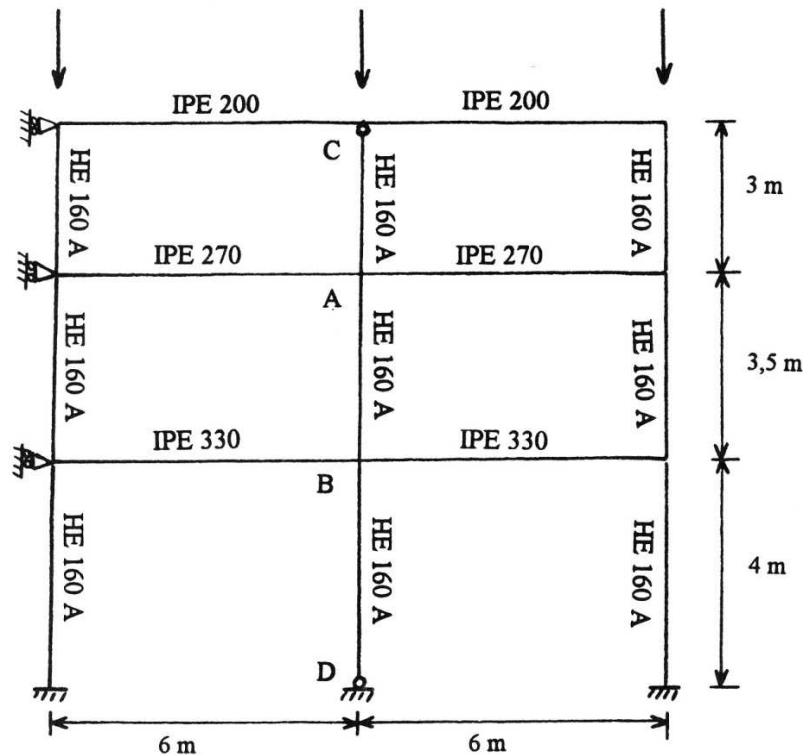


Figure 3

Exercice 4

La structure plane de la Figure 4, qui comporte deux travées et six niveaux, est constituée de colonnes HE 160 B et de poutres IPE 300, en acier S235. Ces profilés sont disposés de manière à fléchir autour de leur axe fort dans le plan du portique.

Les trois colonnes sont articulées à leur base, dans la fondation. Un système adéquat de contreventement empêche le déplacement transversal des premier, deuxième, quatrième et cinquième niveaux. Le déplacement transversal des autres niveaux n'est pas empêché. Les dimensions de la structure sont spécifiées à la figure.

La structure est soumise à des charges de gravité concentrées aux points suivants :

- C, G, Q et U : charges P1* de 300 kN (pondérées)
- J et N : charges P2* de 400 kN (pondérées)

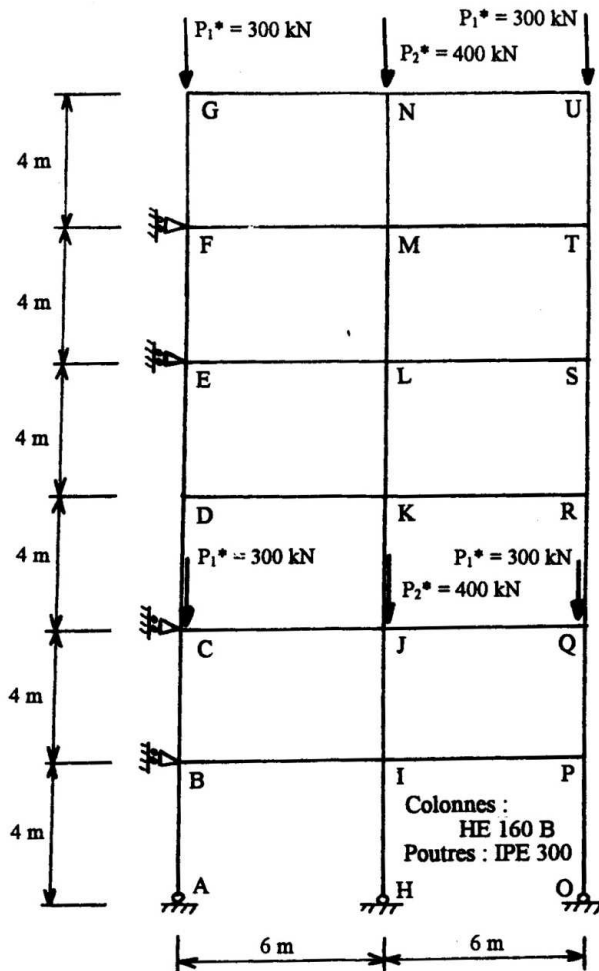


Figure 4

On demande de :

- Dessiner les deux configurations de flambement de la structure susceptibles de fournir la valeur minimale du multiplicateur des charges
- Déterminer le multiplicateur critique λ_{cr} de la structure (multiplicateur des charges pondérées)
- Déterminer le multiplicateur de ruine λ_u de la structure (multiplicateur des charges pondérées)

Remarques :

- Toutes les charges agissant sur la structure croissent proportionnellement au cours du chargement
- Le multiplicateur critique (resp. de ruine) de la structure se définit comme le rapport entre la charge critique eulérienne (resp. la charge de ruine) de la structure et les charges appliquées. Il correspond donc au plus faible des multiplicateurs critiques (resp. de ruine) de tous les tronçons de colonne de la structure

- Le multiplicateur critique (resp. de ruine) d'un tronçon de colonne de la structure se définit comme le rapport entre sa charge critique eulérienne (resp. sa charge de ruine) et la charge qui lui est appliquée
- Le danger de flambement des colonnes dans le plan perpendiculaire au plan de la structure n'est pas considéré.

Exercice 5

Soit la structure représentée à la Figure 5, caractérisée par les données suivantes :

- Acier S235
- Les colonnes sont toutes constituées de profilés HEA 180
- Les poutres CF et FI sont constituées de profilés IPE 270
- Les poutres BE et EH sont constituées d'un PRS dont les dimensions sont les suivantes: $h = 310 \text{ mm}$, $b = 210 \text{ mm}$, $t_f = 11 \text{ mm}$, $t_w = 7 \text{ mm}$
- Tous les profilés sont disposés de manière à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan de la structure
- Tous les assemblages poutre-colonne sont supposés rigides
- Les problèmes d'instabilité hors du plan de la structure sont supposés empêchés par un système adéquat
- Les charges indiquées sur la figure sont les charges pondérées

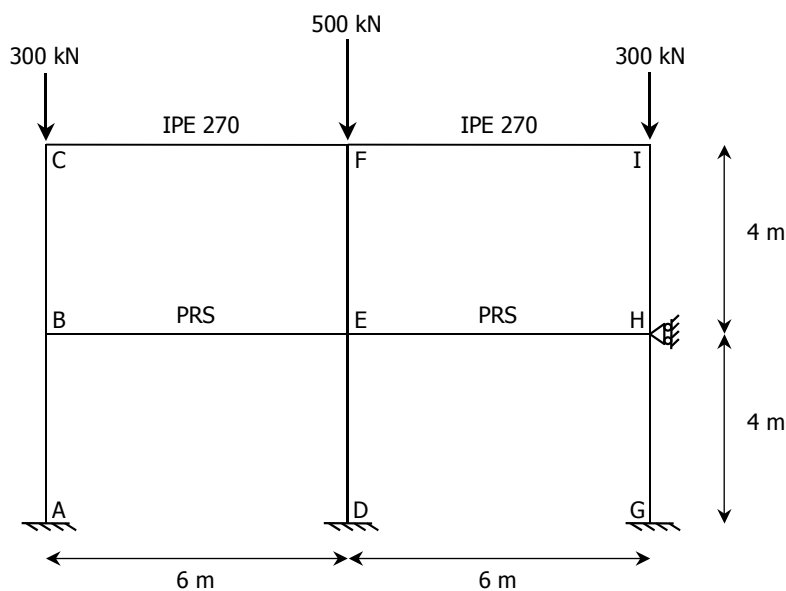


Figure 5

On demande de :

- Déterminer la classe de section des poutres en PRS sous flexion pure d'axe fort et en déduire le moment résistant correspondant (on considérera un rayon de raccordement $r = 18 \text{ mm}$)

- Dessiner les deux modes d'instabilité les plus défavorables de la structure
- Déterminer le multiplicateur critique λ_{cr} de la structure
- Déterminer le multiplicateur de ruine λ_u de la structure

Remarques :

- Le multiplicateur critique de la structure est le rapport entre la charge critique de la structure et les charges appliquées. Il représente le facteur par lequel les charges doivent être multipliées pour conduire à l'instabilité eulérienne
- De façon analogue, on définit le multiplicateur de ruine comme le rapport entre la charge de ruine de la structure et les charges appliquées
- Le multiplicateur critique/de ruine de la structure est le plus petit multiplicateur critique/de ruine des colonnes constituant la structure

Exercice 6

Soit la structure représentée à la Figure 6, caractérisée par les données suivantes :

- Acier S235
- Les colonnes sont toutes constituées de profilés HEB 180
- Les poutres sont constituées des profilés indiqués à la figure
- Tous les profilés sont disposés de manière à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan de la structure
- Tous les assemblages poutre-colonne sont supposés rigides ; les barres de contreventement sont connectées aux poutres et colonnes par des assemblages rotulés
- Les problèmes d'instabilité hors du plan de la structure sont supposés empêchés par un système adéquat
- L'ossature est soumise à un système de charges verticales concentrées pondérées P et $1,5.P$ tel que représenté à la figure

On demande de :

- Dessiner le (ou les) mode(s) d'instabilité possible(s) de la structure
- Déterminer la valeur maximale de P , si l'on veut se prémunir de tout risque de ruine par instabilité de la structure

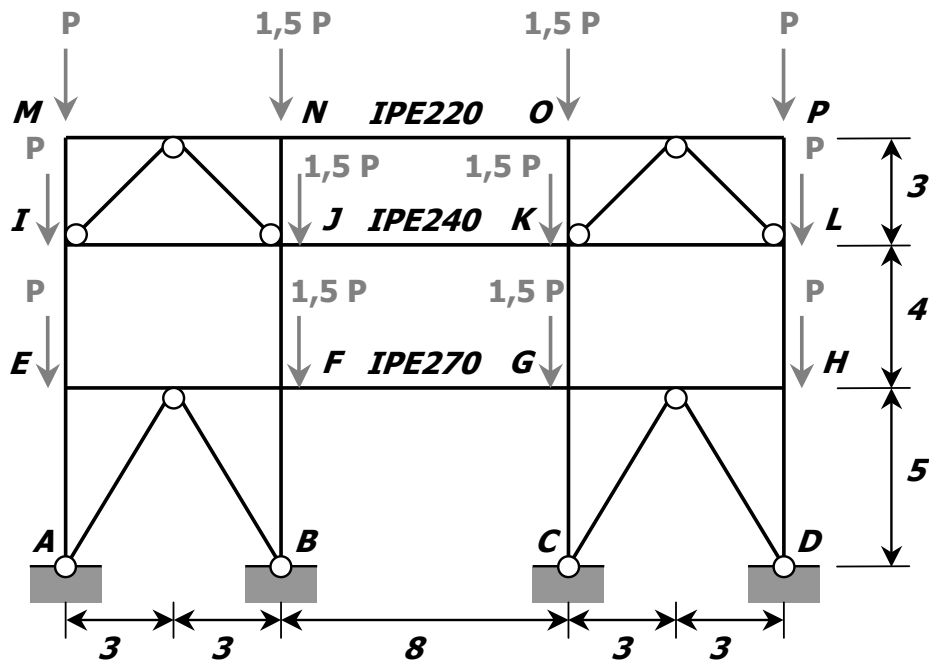


Figure 6

Exercice 7

Au cours d'une des phases de construction d'une ossature de bâtiment en acier, la colonne ABC de la Figure 7 est soumise aux conditions d'appui suivantes :

- Flexion autour de l'axe fort : appuis simples en A, B et C
- Flexion autour de l'axe faible : encastrement en A, appuis horizontal en B, extrémité libre en C. L'appui en B est réalisé grâce à 2 barres métalliques RB et SB supposées infiniment rigides en traction et compression, et soumises chacune à un effort de traction P

On demande d'évaluer l'effort de traction P maximal que l'on peut introduire dans chacune de ces barres sans mettre en péril la résistance ou la stabilité de la colonne.

Données :

- $L = 6 \text{ m}$
- Profilé de la colonne : IPE 200
- Acier S355

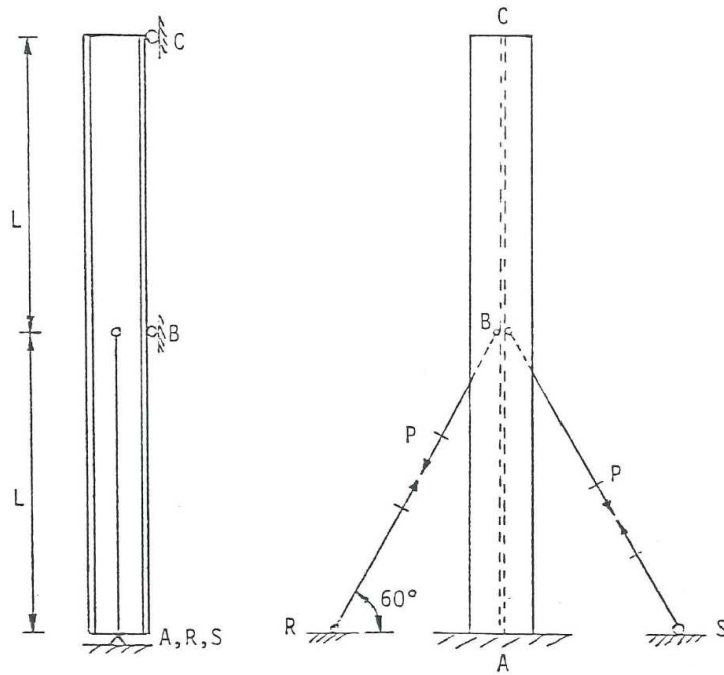


Figure 7

Exercice 8

Soit la structure de hall de la Figure 8, contreventée dans les deux directions principales. Elle est composée de 3 portiques identiques (Figure 9) équidistants de 3 mètres. Ceux-ci sont reliés entre eux à l'aide de poutres IPE 200. L'acier utilisé est du S235 pour tous les éléments.

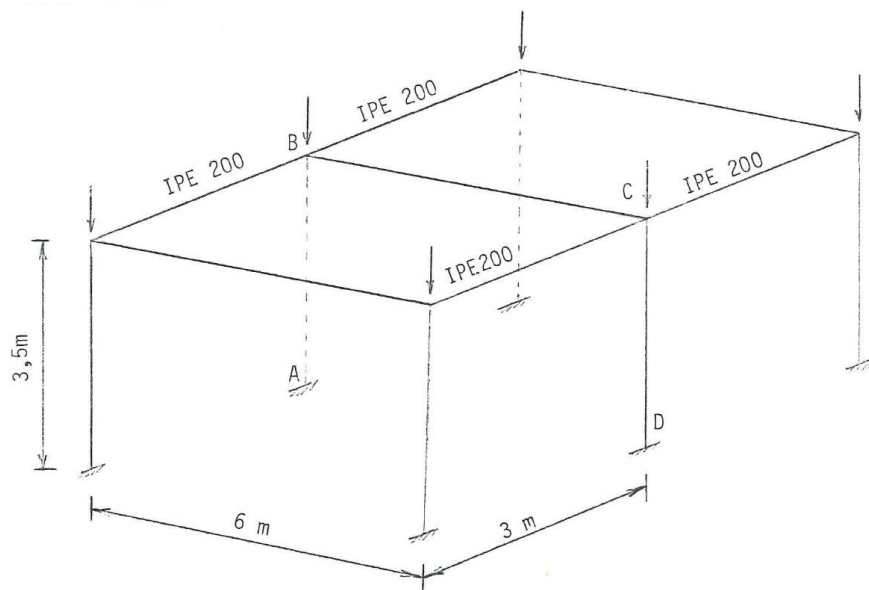


Figure 8 : Structure de hall

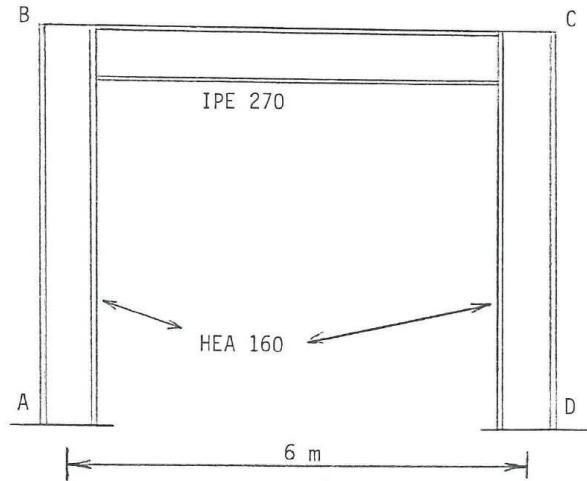


Figure 9 : Portique ABCD

On demande de déterminer :

- L'effort de compression maximal que peut supporter la colonne CD (ou AB)
- La distance qu'il faudrait adopter entre les portiques pour que la colonne CD possède une résistance identique quel que soit le sens de flambement

Exercice 9

Soit la structure de hall de la Figure 10, contreventée dans les deux directions principales. Seule la colonne AB est articulée en base, tandis que les autres sont encastées dans la fondation (aussi bien pour la flexion d'axe fort que d'axe faible). Les poutres CD et EF sont connectées aux colonnes à leurs extrémités (en C, D, E et F) par des assemblages qu'il est judicieux d'assimiler à des rotules. Les assemblages poutre-colonne au nœud B (Figure 11) sont tous les quatre supposés parfaitement rigides. L'acier utilisé est du S235 pour tous les éléments.

- On demande de déterminer l'effort normal ultime de la colonne AB (en compression)
- Une condition d'égale résistance de la colonne exigerait que sa capacité portante soit identique pour les deux plans principaux de flambement. On demande :
 - De dire si cette condition d'égale résistance est satisfaite dans le cas présent
 - Si non, de déterminer quelles devraient être les longueurs de flambement pour la flexion autour des deux axes principaux pour que la condition d'égale résistance soit satisfaite et que la capacité portante de la colonne soit celle calculée en a)
 - De donner la nature des modifications qu'il faudrait apporter à la conception originelle de la structure (conditions d'appui, contreventements) afin de

satisfaire la condition du point précédent (c.-à-d. pour que longueurs de flambement soient égales à celles calculées ci-dessus)

Remarque : la rigidité torsionnelle des poutres constituant le hall est supposée négligeable et prise égale à zéro.

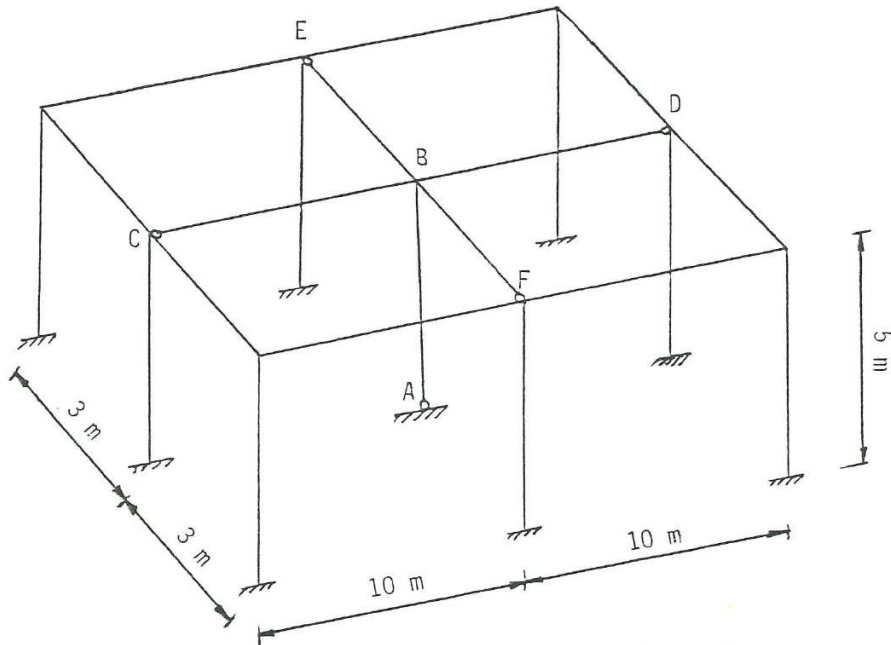


Figure 10 : Structure de hall

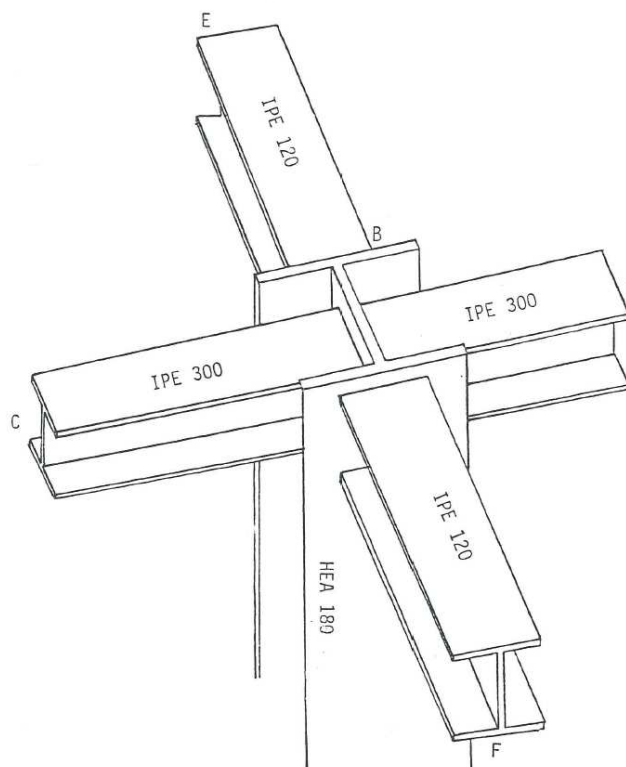


Figure 11 : Détail du nœud B

Exercice 10

On considère un bâtiment industriel composé d'un atelier et d'un ensemble de bureaux. Sa structure est constituée de portiques doubles espacés de 5 mètres et reliés entre eux par des profilés IPE 160 (Figure 12). Les profilés constituant les portiques sont disposés de façon à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan du portique ; tandis que les poutres IPE 160 reliant les portiques entre eux sont placées avec l'âme verticale. L'acier utilisé est du S235 pour tous les éléments.

Durant l'une des phases de construction, le contreventement du portiques d'extrémité AIBCJEDFGH dans son plan est assuré par la réalisation d'appuis horizontaux en B, I, J, E et G. Le contreventement du portique perpendiculairement à son plan est obtenu par la mise en traction de barres métalliques (KI, IL, MJ, JN, OG et GP) supposées infiniment rigides, qui empêchent le déplacement des points I, J et G perpendiculairement au plan du portique.

On demande de :

- Déterminer la charge axiale de compression maximale qui peut être introduite dans chacune des colonnes du portique considéré par l'intermédiaire de la mise en traction des barres de contreventement provisoire
- D'en déduire la valeur maximale des efforts P_1 , P_2 et P_3 de mise en traction de ces barres

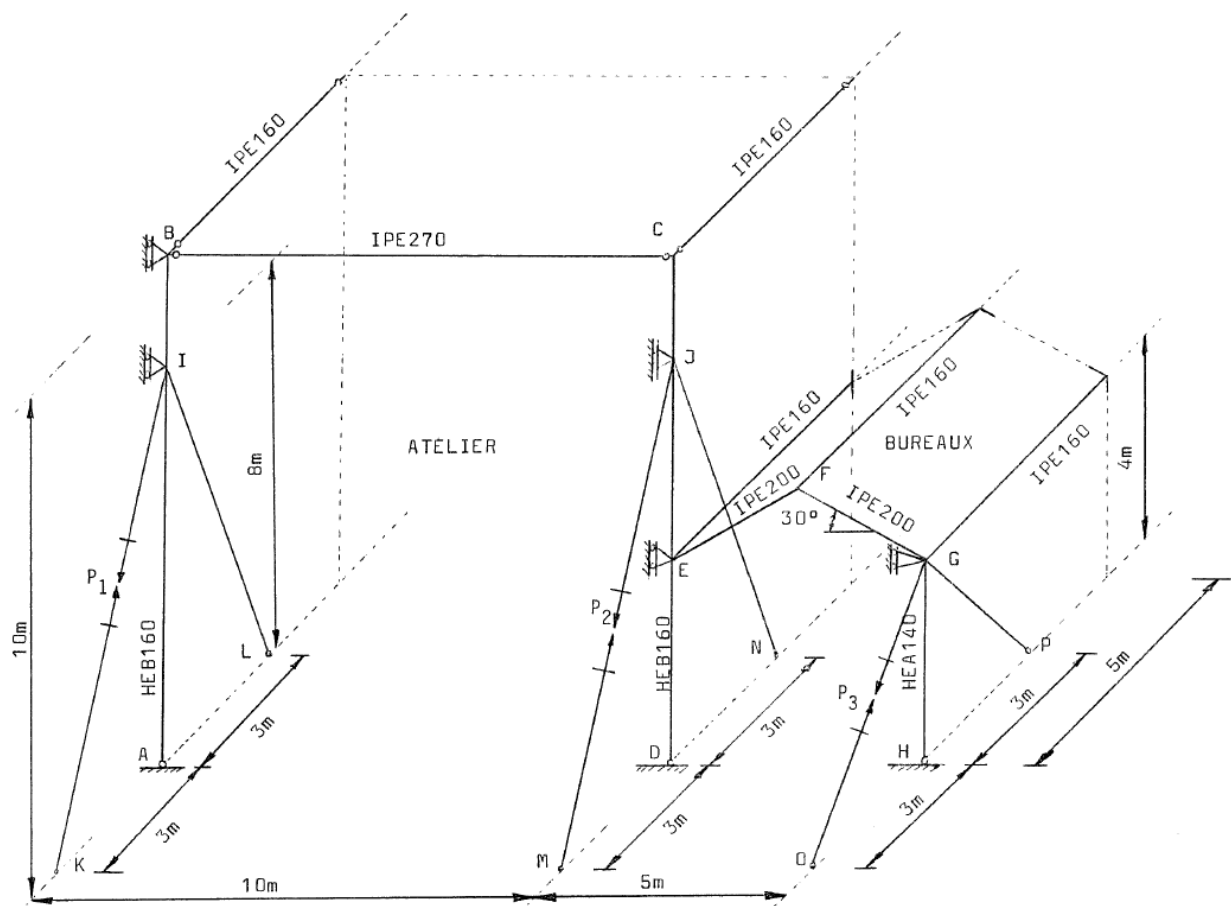


Figure 12

Exercice 11

Le double portique à nœuds rigides de la Figure 13 est contreventé de telle manière que le déplacement horizontal est empêché aux points B, C et E. Les colonnes sont considérées comme encastrées dans la fondation en A, F et H respectivement.

Les profilés utilisés pour les poutres et colonnes sont indiqués à la figure. Tous sont en acier S235 et sont disposés de façon à fléchir autour de leur axe fort dans le plan du portique. Le flambement des colonnes autour de leur axe faible est empêché par un système approprié de guidages.

On demande de déterminer les efforts normaux maximaux de compression centrée P_a , P_b et P_c que l'on peut appliquer en tête des colonnes avant d'atteindre leur ruine.

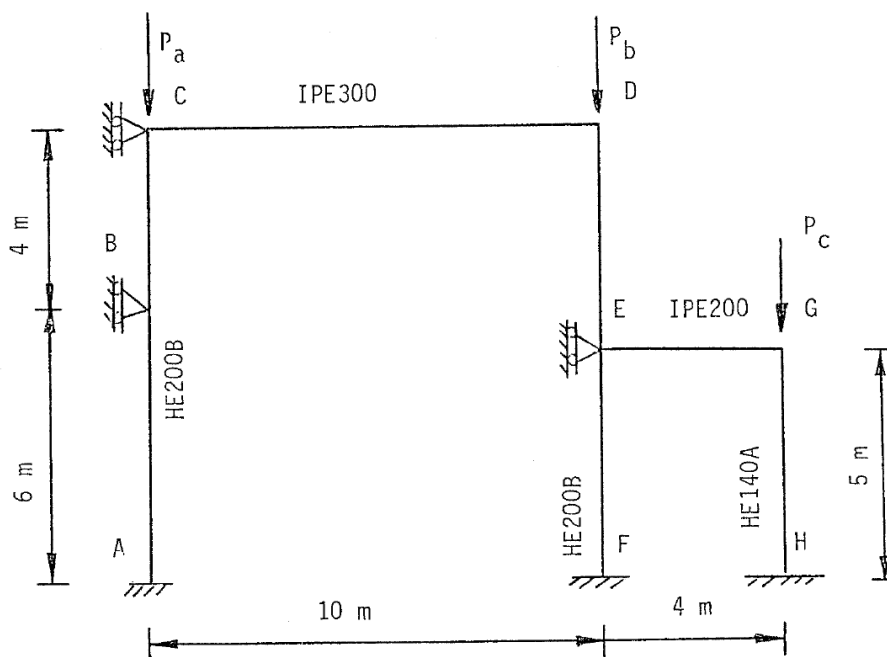


Figure 13

Exercice 12

La structure de la Figure 14Figure 13 est contreventée de telle manière que le déplacement horizontal des points B, D, G, F, L, N, P et Q est empêché.

Les colonnes EG et OQ sont encastrées dans la fondation, tandis que les autres colonnes sont articulées en base. Tous les assemblages poutre-colonne sont considérés parfaitement rigides, à l'exception de ceux en H et R, qu'il est judicieux d'assimiler à des articulations parfaites.

Les profilés utilisés sont les suivants :

- Colonnes AB et KL : HE140A

- Colonnes EG et OQ : HE160B
- Colonnes JH et TR : HE300B
- Poutres GH et RQ : IPE300
- Poutres IS, BCD et NML : IPE 200

Tous les profilés sont en acier S235 et disposés de façon à fléchir autour de leur axe fort dans le plan du portique. Le flambement des colonnes autour de leur axe faible est empêché par un système approprié de guidages.

On demande de déterminer les efforts normaux maximaux de compression centrée que l'on peut introduire :

- Dans les colonnes AB et KL (P_a)
- Dans les colonnes EF et OP (P_b appliqué en F et P)
- Dans les colonnes JH et TR (P_c)

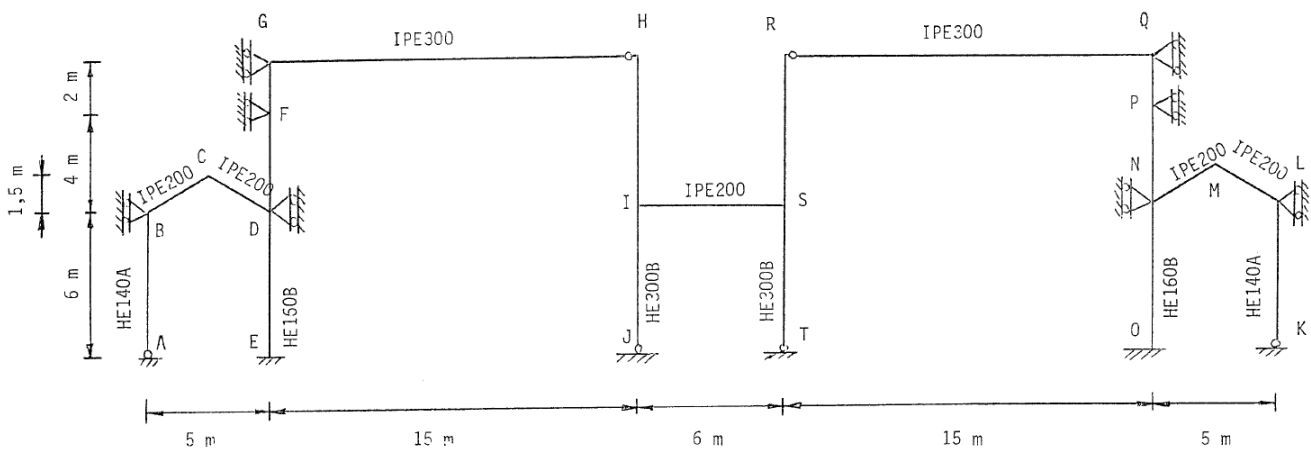


Figure 14

Exercice 13

Le bâtiment de la Figure 15 est équipé d'un ensemble de contreventements (non représentés) qui empêchent le déplacement transversal de chacun des nœuds où s'assemblent rigidement poutres et colonnes (B, D, F, I, G, J, L et N). En chacun de ces nœuds, une charge de compression centrée P est appliquée à la colonne. Les pieds de colonne sont supposés encastés dans la fondation.

Toute l'ossature est constituée de profils creux de forme carrée 200x200x8 (mm) (profils finis à chaud), en acier S355. L'aire et l'inertie de la section valent :

$$A = 60,5 \text{ cm}^2 \text{ et } I = 3676 \text{ cm}^4$$

On demande de déterminer la valeur de P pour laquelle on observe une perte de stabilité dans le tronçon de colonne le plus faible de la structure.

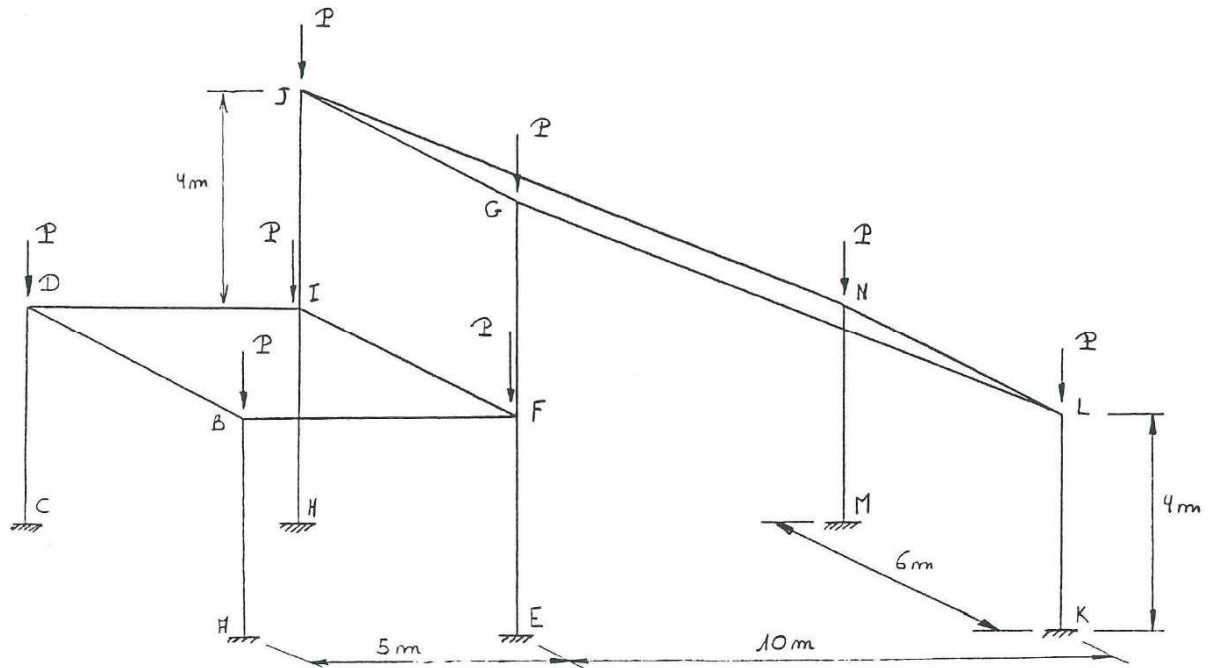


Figure 15

Exercice 14

La structure partiellement contreventée de la Figure 16 est soumise à des charges de compression centrée appliquées aux colonnes.

Les poutres IPE 300 et les colonnes HEB 160 qui constituent l'ossature sont fléchies autour de leur axe fort dans le plan de la structure ; elles sont en outre assemblées rigidement entre elles. Les colonnes sont supposées encastrées dans la fondation. Seules les liaisons entre les poutres et le noyau rigide sont supposées être articulées. Tous les éléments sont en acier S355.

On demande de déterminer la valeur maximale de P que l'on peut appliquer à la structure sans provoquer l'instabilité des colonnes dans le plan de l'ossature (un système adéquat de contreventements empêche en effet toute instabilité de la structure dans un plan perpendiculaire à celui de cette dernière).

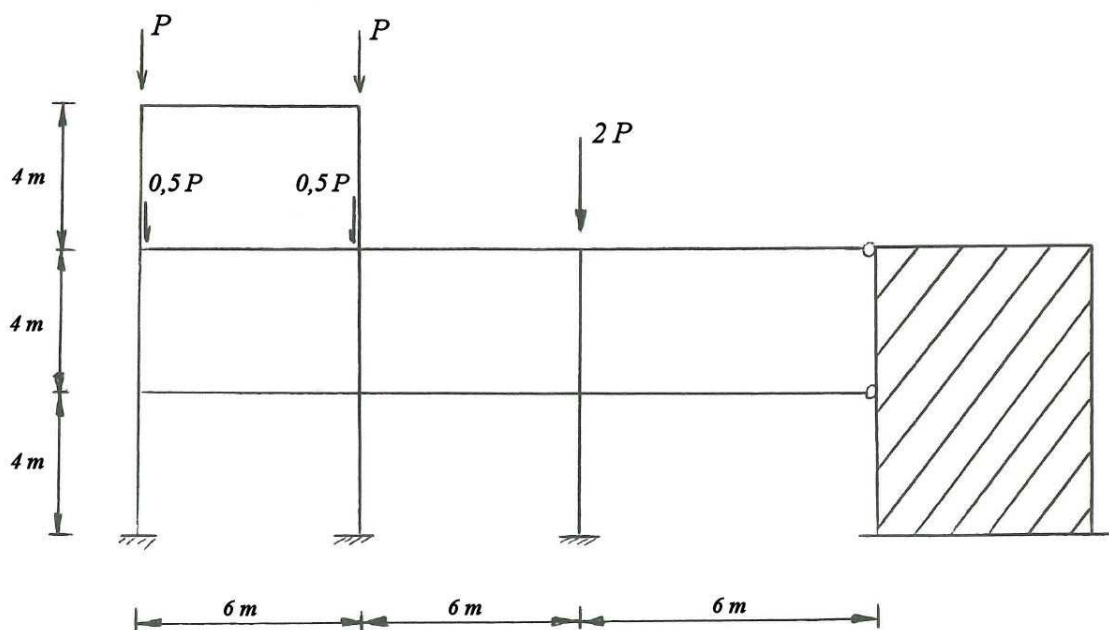


Figure 16

Exercice 15

La structure plane de la Figure 17 (2 travées et 2 niveaux) est constituée de colonnes HEB140 et de poutres IPE270, en acier S235. Ces profilés sont disposés de manière à fléchir autour de leur axe fort dans le plan ABCDEFGHI. Les trois colonnes sont encastrées à leur base (A, D et G). La poutre du premier étage (B-E-H) est rigidement assemblée aux trois colonnes (nœuds B, E et H). Par contre, la poutre du deuxième étage (C-F-I) est assemblée rigidement à la colonne du milieu (nœud F) et est articulée aux deux colonnes d'extrémité (nœuds C et I). Les barres DJ et JG assurent le contreventement du premier niveau. Toute instabilité hors plan est supposée empêchée.

Une charge verticale uniformément répartie q est appliquée à la poutre du deuxième étage (C-F-I). Des charges verticales concentrées sont appliquées en E (charge P) ainsi qu'en B et H (charges $0,5 P$).

On demande :

- En supposant que $P_{Ed} = 0$, de calculer la valeur de la charge q_{Ed} qui entraîne la ruine par instabilité de la structure
- En prenant pour q_{Ed} la valeur déterminée ci-dessus, de dire si l'on peut encore appliquer des charges concentrées au niveau du premier étage ($P_{Ed} > 0$) sans précipiter la ruine par instabilité de la structure. Si oui, expliquer pourquoi et donner la valeur maximale de P_{Ed}
- De préciser le mode d'instabilité considéré pour chaque calcul

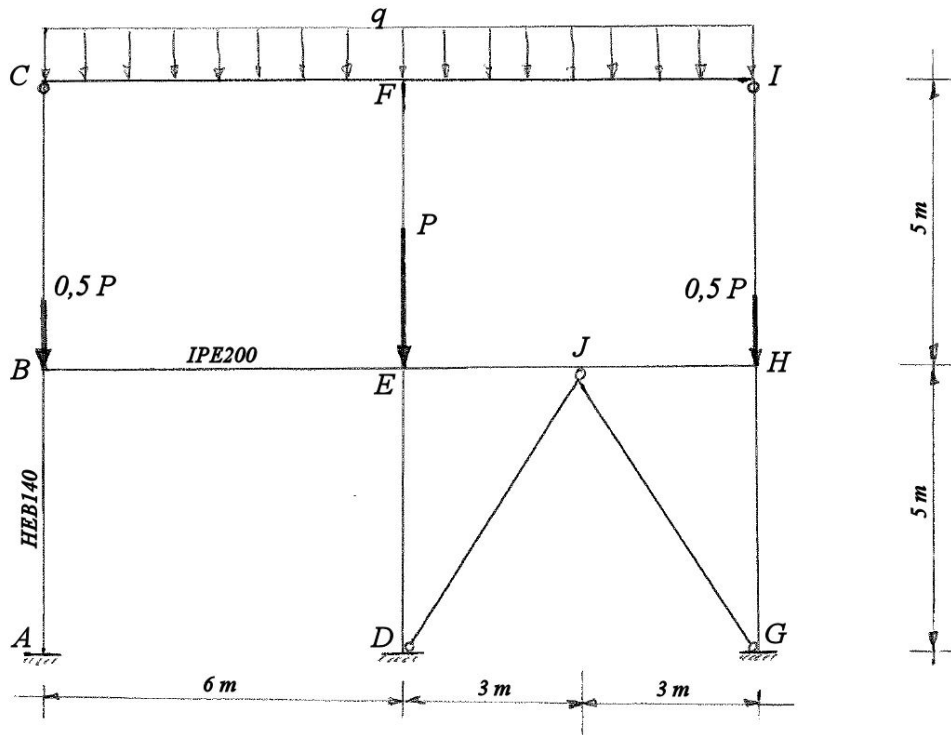


Figure 17

I.2. POUTRES FLÉCHIES – DÉVERSEMENT

Exercice 1

La poutre représentée à la Figure 18 (IPE200, S355) est connectée aux colonnes A et B (HEB600, S355) par l'intermédiaire d'assemblages par plat d'about. Elle est soumise à une charge uniformément répartie p (le poids propre de la poutre est négligé).

On demande de déterminer la valeur maximale de la charge uniformément répartie p que la poutre peut supporter à l'ELU, dans les trois cas suivants :

- La charge est supposée agir au centre de cisaillement du profilé
- La charge est appliquée par des hourdis appuyés sur la semelle supérieure du profilé
- La charge est appliquée par des hourdis posés sur la semelle inférieure du profilé

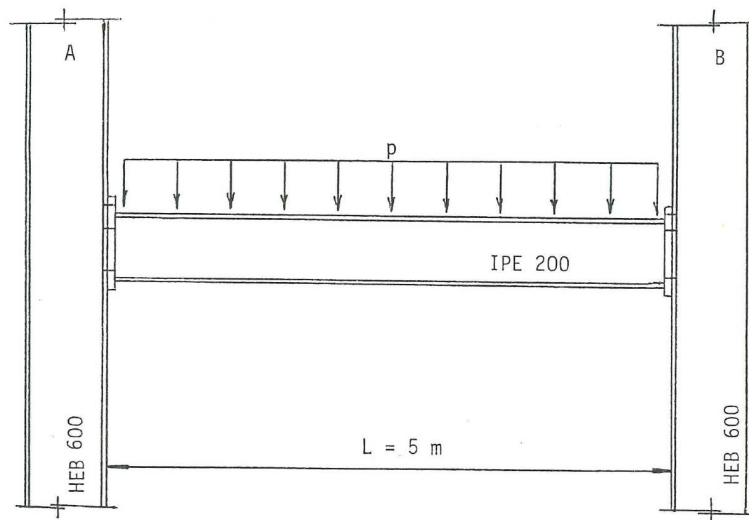


Figure 18

Exercice 2

La poutre représentée à la Figure 19 (HEA180, S460) est soumise à une charge uniformément répartie p appliquée par des hourdis posés sur la semelle inférieure du profilé (le poids propre de la poutre est négligé). Ses conditions d'appuis sont les suivantes :

- La poutre est soudée directement sur la semelle des colonnes
- On dispose des raidisseurs de part et d'autre de l'âme des deux colonnes, à hauteur des semelles de la poutre

On suppose empêchées la torsion des colonnes autour de leur axe longitudinal ainsi que leur flexion d'axe faible

On demande d'évaluer la valeur maximale de la charge uniformément répartie p que la poutre peut supporter à l'ELU.

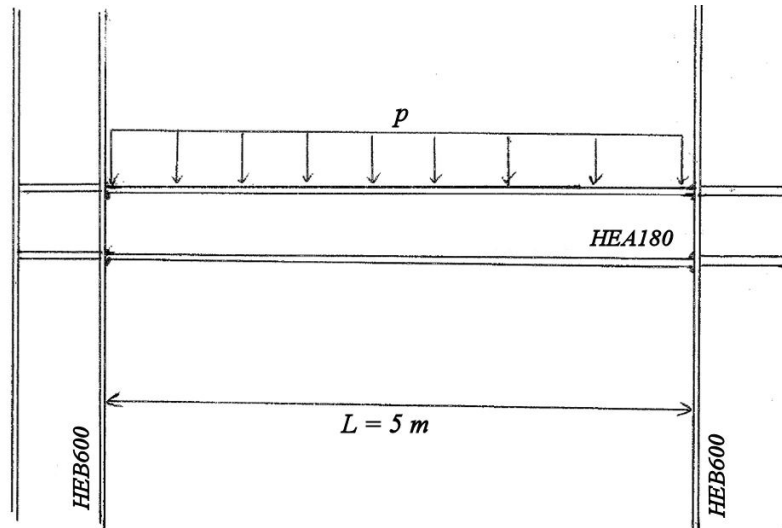


Figure 19

Exercice 3

Soit la poutre représentée à la Figure 20, reposant sur quatre appuis qu'il est judicieux d'assimiler à des appuis à fourche. Elle est soumise, en service, à une charge verticale concentrée variable P en son milieu. En vue de réduire le risque de déversement de la poutre, des entretoises sont placées perpendiculairement à l'axe longitudinal de la poutre en E, F et G (Figure 21), y empêchant le déplacement transversal v et la rotation de torsion ψ .

On demande :

- De déterminer la valeur maximale de la charge variable P
- Pour cette charge P maximale, de discuter de l'utilité des entretoises

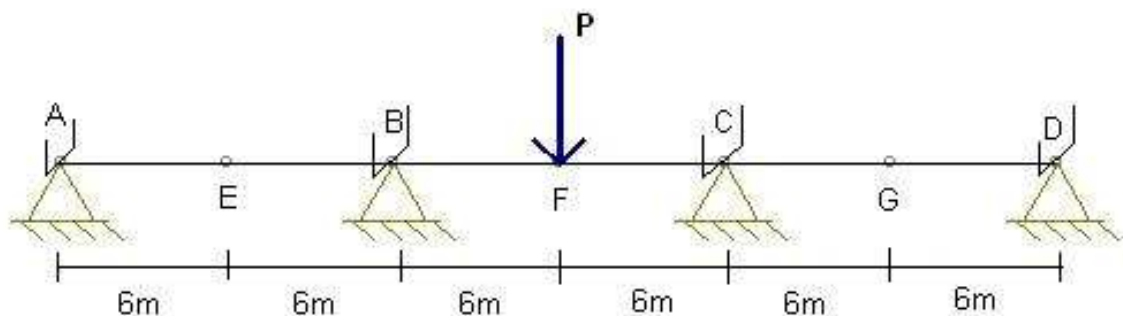


Figure 20 : Poutre sur quatre appuis

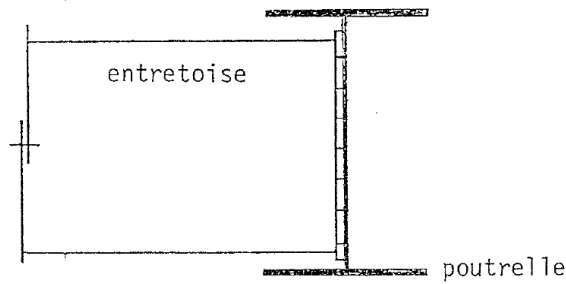


Figure 21 : Entretoise

Données :

- Profilé : IPE 240, acier S235
- La charge P est supposée appliquée au centre de gravité de l'élément
- Le poids propre de la poutre sera négligé
- Flèche maximale admissible : $L/300$
- Diagrammes de moment et d'effort tranchant :

Diagramme de M :

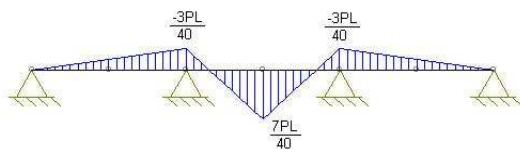
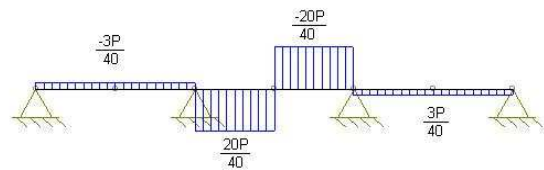


Diagramme de V :



Exercice 4

Soit une poutre reposant sur trois appuis simples (appuis à fourche) et soumise à un chargement tel que représenté à la Figure 22. Elle est constituée d'un IPE 360 en acier S235, fléchi autour de son axe fort. On demande de vérifier la résistance à l'ELU de la structure.

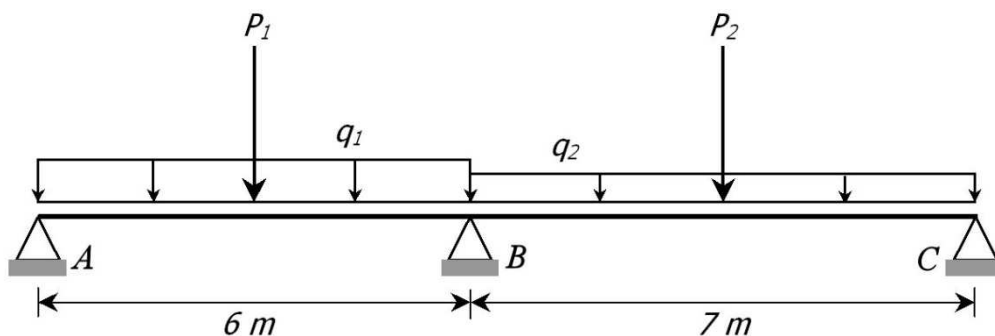


Figure 22

Données :

- Charges pondérées : $P_1 = 40 \text{ kN}$; $P_2 = 30 \text{ kN}$; $q_1 = 25 \text{ kN/m}$; $q_2 = 10 \text{ kN/m}$
- Les charges sont supposées appliquées au centre de gravité de la section
- On négligera le poids propre de la poutre
- Diagrammes de moment et d'effort tranchant :

Diagramme de M [kN.m] :

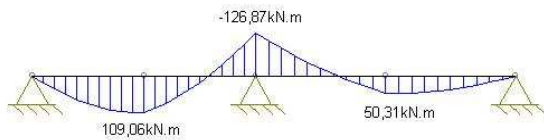
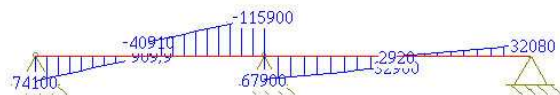


Diagramme de V [N] :



Exercice 5

Soit la structure représentée à la Figure 23, caractérisée par les données suivantes :

- Acier S235
- Les colonnes sont toutes des HEA 300 et les poutres sont toutes des IPE 240
- Toutes les poutres et les colonnes ont pour plan de grande inertie le plan ABCDEFG
- Les barres verticales ne peuvent enregistrer de déplacement en dehors du plan ABCDEFG
- Tous les nœuds d'assemblage sont supposés rigides

L'ossature est soumise à un système de charges verticales pondérées tel que représenté à la figure. Les charges concentrées sur la traverse proviennent des réactions d'appui de poutres secondaires, qui jouent également le rôle d'entretoises et restreignent aussi bien le déplacement d'axe faible que la rotation de torsion de la traverse en C et D. On supposera que les charges transversales agissent au niveau du centre de cisaillement de la traverse.

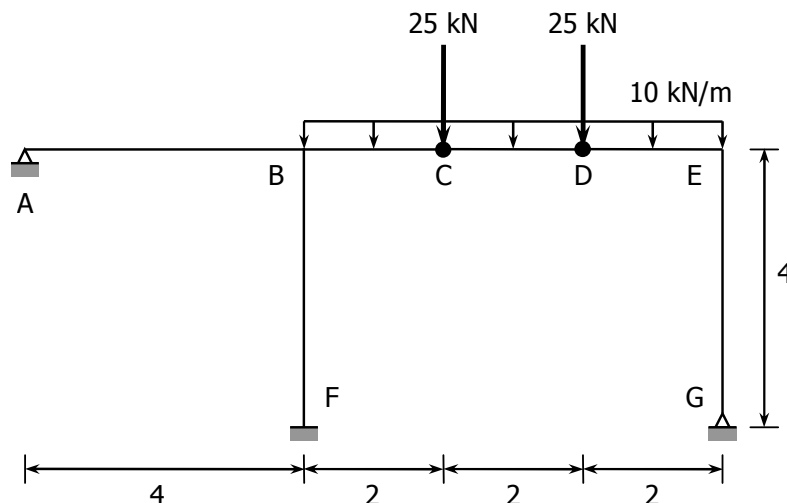
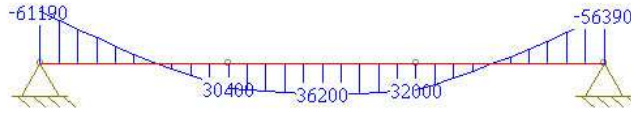


Figure 23

On demande de vérifier la résistance à l'ELU de la traverse BE, en négligeant l'effort normal qu'elle supporte. Le diagramme de moment dans cet élément est le suivant (en [N.m]) :



Exercice 6

La poutre de la Figure 24 (a), de portée 9,8 mètres, est simplement appuyée à son extrémité D et possède un appui de continuité en A. Elle est mise en charge par deux longrines dans les sections B et C, distantes respectivement de 4,3 et 6,6 mètres de l'appui de continuité A. On admet que les dispositions constructives sont telles que la poutre ne peut ni se déplacer transversalement, ni tourner autour de son axe longitudinal au droit des sections A, B, C et D.

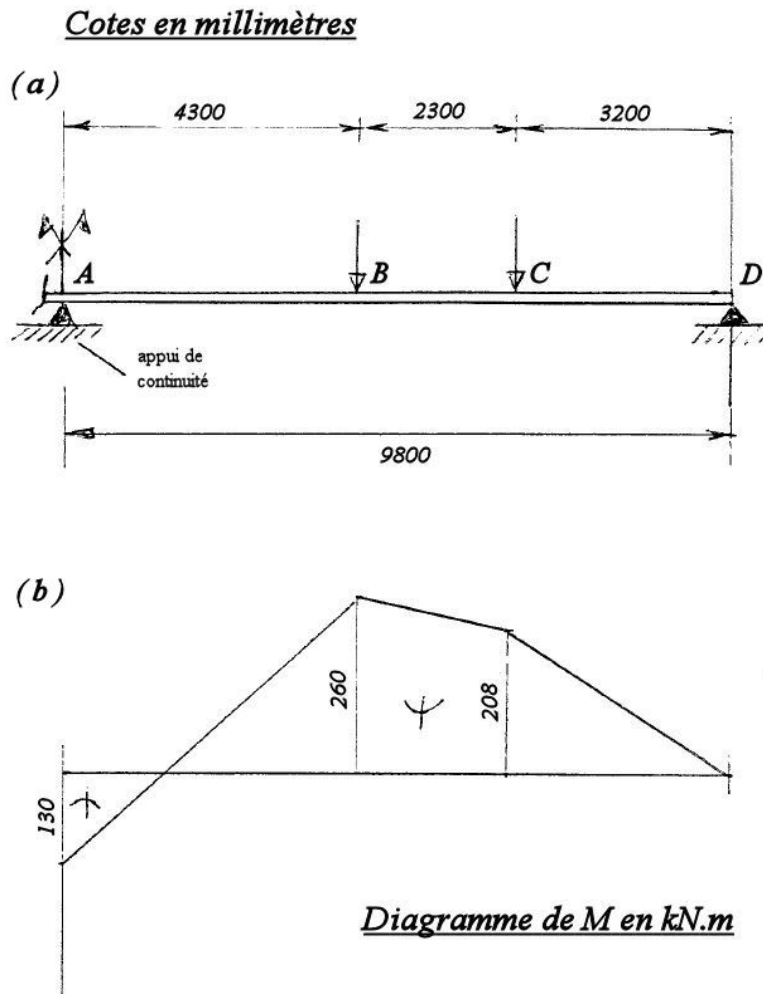


Figure 24

Le diagramme de moment est donné à la Figure 24 (b). Les valeurs qui y sont reportées sont celles résultant de l'action des charges pondérées.

Il est prévu de réaliser cette poutre avec un profilé UB 457x152x60, en acier S275. On demande de vérifier si cette section est appropriée pour reprendre la sollicitation indiquée, à l'ELU.

Exercice 7

Soit la structure de hall de la Figure 25, contreventée dans les deux directions principales. On considère la poutre EBF, constituée d'un profilé IPE120, en acier S235. Cette dernière est connectée aux colonnes à ses extrémités E et F par des assemblages qu'il est judicieux d'assimiler à des rotules. Au nœud B (Figure 26), les assemblages poutre-colonne sont supposés parfaitement rigides pour la flexion des poutres dans le plan vertical.

On demande de déterminer la charge variable uniformément répartie q maximale que peut supporter la poutre EBF, en plus de son poids propre.

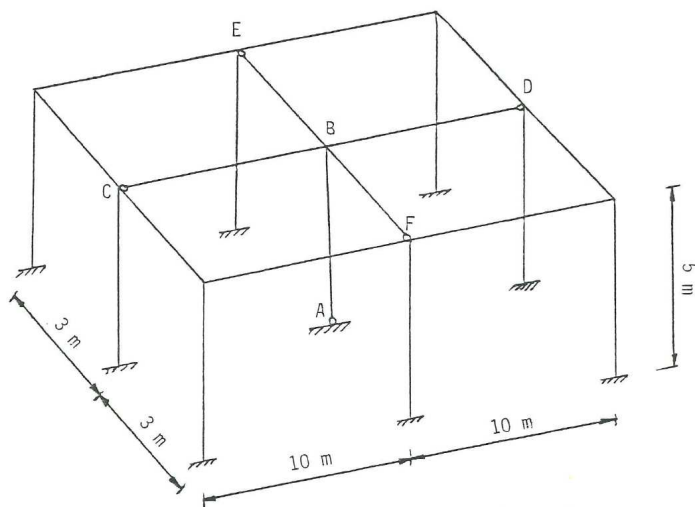


Figure 25 : Structure de hall

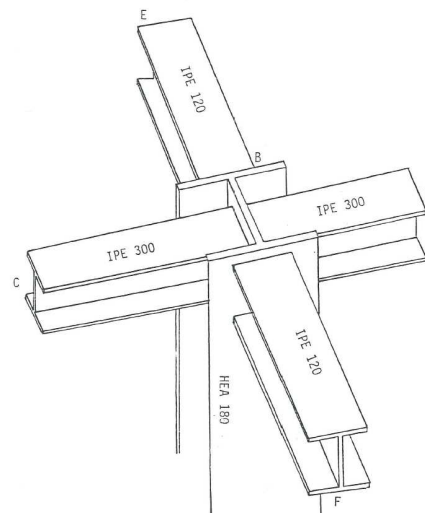


Figure 26 : Détail du nœud B

Données :

- Flèche maximale admissible : $1/300$ de la portée
- La charge variable uniformément répartie q est supposée agir au niveau du centre de cisaillement du profilé

I.3. MEMBRURES COMPRIMÉES ET FLÉCHIES

Exercice 1

Soit la colonne AB représentée à la Figure 27. La flexion et la compression qu'elle supporte sont engendrées par une réaction d'appui excentrée ($P_{Ed} = 200 \text{ kN}$). On demande de :

- Déterminer la classe de section de l'élément
- Vérifier la résistance à l'ELU de l'élément comprimé et fléchi

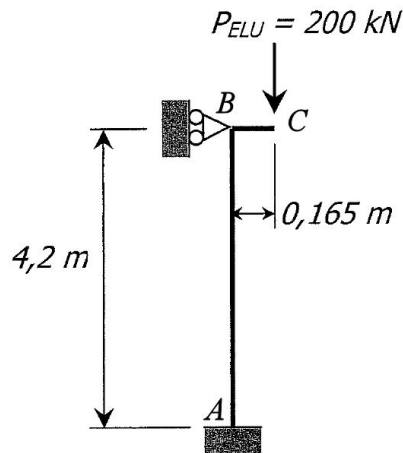


Figure 27

Données :

- La colonne est réalisée avec un profilé tubulaire de section carrée 200x200x10 (mm), en acier S235, dont les caractéristiques statiques sont les suivantes :

$$A = 72,57 \text{ cm}^2 ; W_{el} = 425,1 \text{ cm}^3 ; W_{pl} = 508,1 \text{ cm}^3 ;$$

$$I = 4251,1 \text{ cm}^4 ; I_t = 7071,7 \text{ cm}^4$$

- La colonne ne peut subir de déplacement hors du plan ABC

Exercice 2

Soit l'élément AB de la Figure 28, soumis à un effort axial de compression et à un moment de flexion primaire d'axe fort constant sur toute sa longueur. On demande de vérifier la résistance et la stabilité de l'élément comprimé et fléchi dans les deux cas suivants :

- a) On suppose que toute instabilité dans le plan perpendiculaire au plan de sollicitation est empêchée par un système adéquat de contreventement

- b) On suppose que le déversement ainsi que le flambement d'axe faible de l'élément sont permis

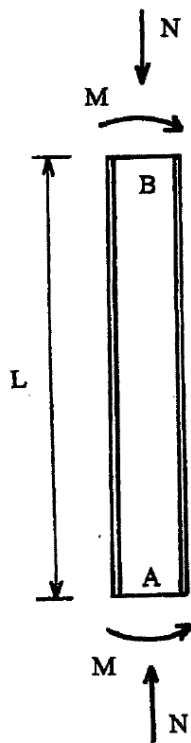


Figure 28

Données :

- $L = 12 \text{ m}$
- Acier S235
- Profilé HE 280 A
- Charges pondérées : $M_{Ed} = 100 \text{ kN.m}$ et $N_{Ed} = 500 \text{ kN}$
- On considère que les conditions réelles d'extrémité de l'élément permettent de considérer la présence d'appuis à fourche en A et B.

Exercice 3

Soit la colonne représentée à la Figure 29, réalisée avec un profilé tubulaire de section carrée 250x250x10 (mm), en acier S235. La flexion et la compression qu'elle supporte sont engendrées par les réactions d'appui excentrées des poutres connectées en tête. On demande de vérifier la colonne à l'ELU.

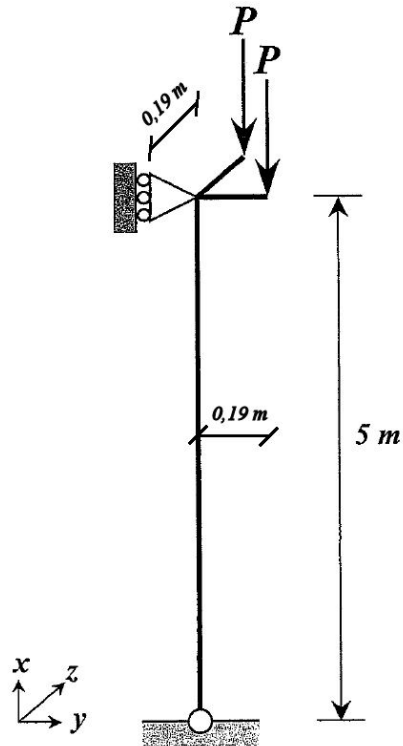


Figure 29

Données :

- $P_{Ed} = 375 \text{ kN}$
- Les caractéristiques statiques de la section du profilé sont les suivantes :
 $A = 92,6 \text{ cm}^2$; $W_{el} = 697 \text{ cm}^3$; $W_{pl} = 822 \text{ cm}^3$; $I = 8707 \text{ cm}^4$; $I_t = 14197 \text{ cm}^4$

Exercice 4

Soit la colonne HE200A de 10 mètres de haut représentée à la Figure 30, soumise à :

- Une charge transversale Q agissant à mi-hauteur et engendrant une flexion d'axe fort (Q est appliquée sur la face extérieure de la semelle)
- Un effort de compression $N_{Ed} = 150 \text{ kN}$

On demande de déterminer la valeur maximale que peut prendre la charge transversale Q_{Ed} .

Données :

- Acier S235
- On considèrera la présence d'appuis à fourche aux deux extrémités de la colonne

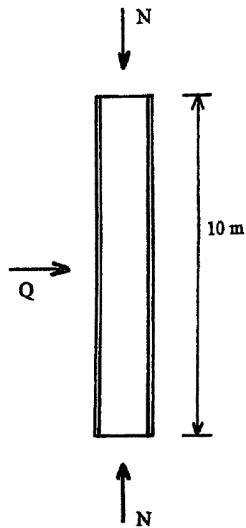


Figure 30

Exercice 5

Soit la structure représentée à la Figure 31, caractérisée par les données suivantes :

- Acier S235
- Les colonnes sont toutes des HEA 300 et les poutres sont toutes des IPE 240
- Toutes les poutres et les colonnes ont pour plan de grande inertie le plan ABCDEFG
- Les barres verticales ne peuvent enregistrer de déplacement en dehors du plan ABCDEFG
- Tous les nœuds d'assemblage sont supposés rigides

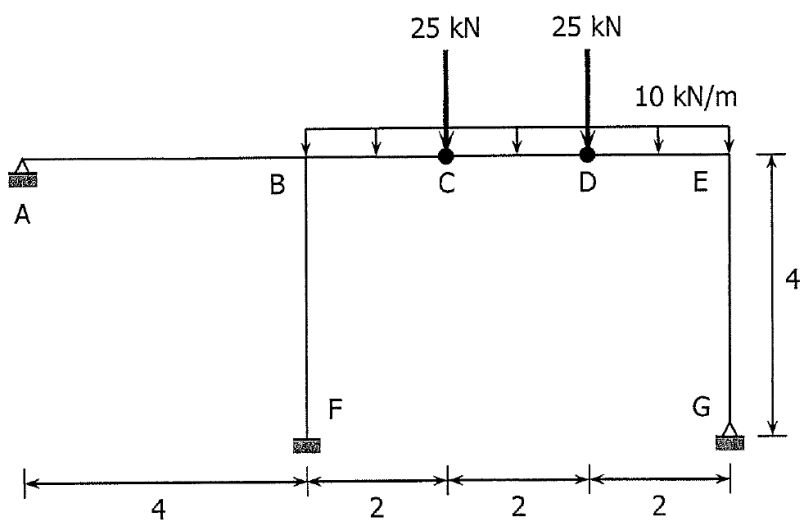


Figure 31

L'ossature est soumise à un système de charges verticales pondérées tel que représenté à la figure. Les charges concentrées sur la traverse proviennent des réactions d'appui de poutres secondaires, qui jouent également le rôle d'entretoises et restreignent aussi bien le déplacement d'axe faible que la rotation de torsion de la traverse en C et D. On supposera que les charges transversales agissent au niveau du centre de cisaillement de la traverse.

On demande de vérifier la résistance à l'ELU de l'élément BF.

Exercice 6

Soit la structure représentée à la Figure 32, caractérisée par les données suivantes :

- Acier S235
- Les profils sont disposés manière à fléchir selon leur axe fort dans le plan ABCD
- Les conditions d'appui dans le plan perpendiculaire au plan ABCD sont identiques à celles représentées à la figure
- Les charges indiquées sont les charges pondérées

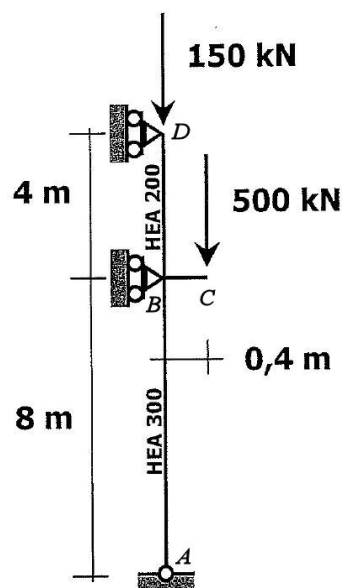


Figure 32

On demande de :

- Déterminer les diagrammes d'efforts internes M, N, V dans la structure
- Vérifier la stabilité de l'élément AB sous le chargement appliqué

On négligera le poids propre des profilés dans les calculs.

Exercice 7

Soit la structure représentée à la Figure 33, caractérisée par les données suivantes :

- Acier S235
- Le tablier ABC est constitué d'un profilé IPE 400, la pile encastree BD est réalisée avec un HEA 300 et le pylône BE avec un HEA 180 ; le câble a une section de 20 cm^2
- Le plan ABCDE est le plan de grande inertie de tous les profilés
- Une charge répartie $q_{Ed} = 20 \text{ kN/m}$ est appliquée sur le tablier ABC et une charge concentrée $P_{Ed} = 250 \text{ kN}$ est appliquée en B
- Perpendiculairement au plan ABCDE, l'élément BD peut être supposé bi-appuyé

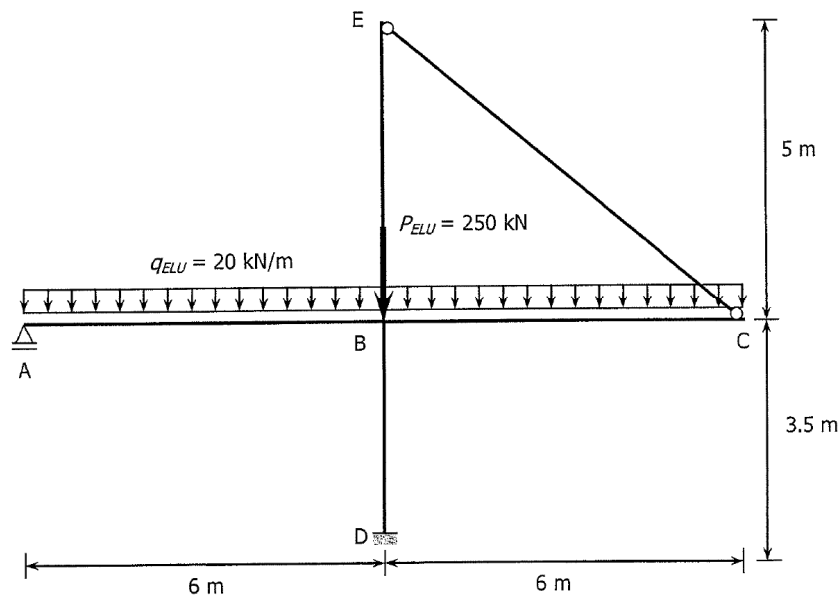


Figure 33

On demande de :

- Déterminer le diagramme de moment dans la structure
- Vérifier la stabilité de l'élément BD sous le chargement appliqué

On négligera le poids propre des profilés dans les calculs.

Exercice 8

Soit la structure représentée à la Figure 34, caractérisée par les données suivantes :

- Acier S235
- La structure est supposée à nœuds fixes et les colonnes articulées en base

- La colonne de gauche est un HEA 200 et celle de droite un HEA 240, toutes deux disposées de manière à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan ABCD. La traverse est une poutre alvéolaire de 400 mm de haut, dont les semelles font 180 mm de large et 13,5 mm d'épaisseur, et dont le plat constituant l'âme a une épaisseur de 8,6 mm et est percé de trous de 200 mm de diamètre
- Une charge répartie $q_{Ed} = 20 \text{ kN/m}$ est appliquée sur la traverse
- Perpendiculairement au plan ABCD, les colonnes peuvent être supposées bi-appuyées

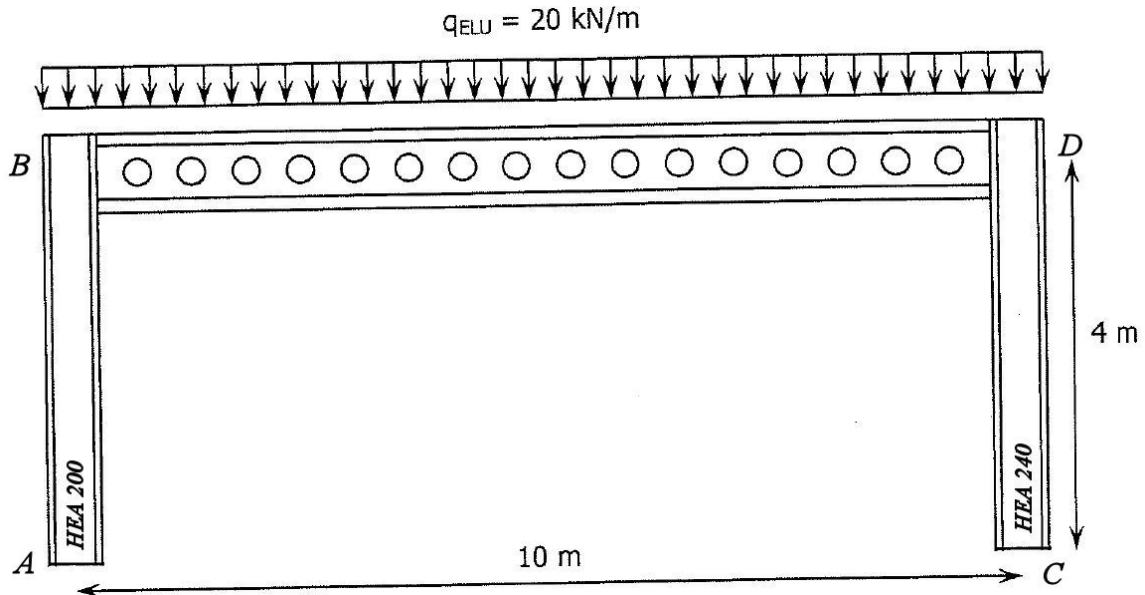


Figure 34

On demande de :

- Calculer les inerties maximale et minimale des sections de la traverse. (Pour la suite des calculs, on supposera la traverse à inertie constante et égale à la valeur moyenne de ces deux inerties.)
- Déterminer le diagramme de moment dans la structure
- Vérifier la stabilité de la colonne AB sous le chargement appliqué

On négligera le poids propre des profilés dans les calculs.

Exercice 9

Soit la structure de hall de la Figure 35, contreventée dans les deux directions principales et soumise à une charge de toiture q uniformément répartie.

On considère la colonne AB, disposée de façon à travailler selon son axe fort pour la flexion dans le plan ABCD. On demande de :

- Dessiner les diagrammes d'efforts internes dans la colonne, en indiquant les valeurs caractéristiques (efforts tels qu'on les déterminerait lors d'un prédimensionnement, en admettant que chaque poutre supporte le triangle de toiture adjacent, délimité par les diagonales FC et BG)
- Vérifier la résistance et la stabilité de la colonne

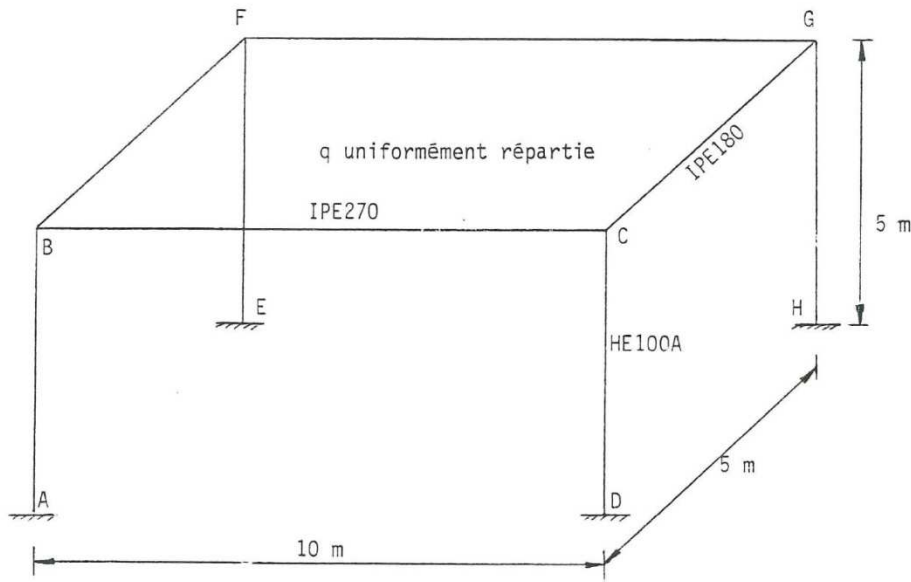


Figure 35

Données :

- $q_{Ed} = 3 \text{ kN/m}^2$
- Acier S235

Exercice 10

La colonne de la Figure 36, admise encastree à sa base, provient d'un hall industriel dans lequel la présence de deux ponts roulants (à des hauteurs différentes) est nécessaire. Les chemins de roulement de ces deux ponts sont posés sur des consoles courtes, elles-mêmes soudées sur une des semelles des colonnes IPE400 du hall. Les contreventements du hall sont tels que les points B et C de la colonne peuvent être considérés comme fixes dans les deux plans principaux.

En plus des deux charges de 150 kN dues aux ponts roulants, la colonne reprend une charge axiale de 1150 kN (charges pondérées). On demande :

- De déterminer la distribution des efforts internes (diagrammes M, N, V)
- De vérifier la résistance et la stabilité de la colonne

Données :

- Acier S235
- Les appuis B et C peuvent être considérés comme des appuis à fourche

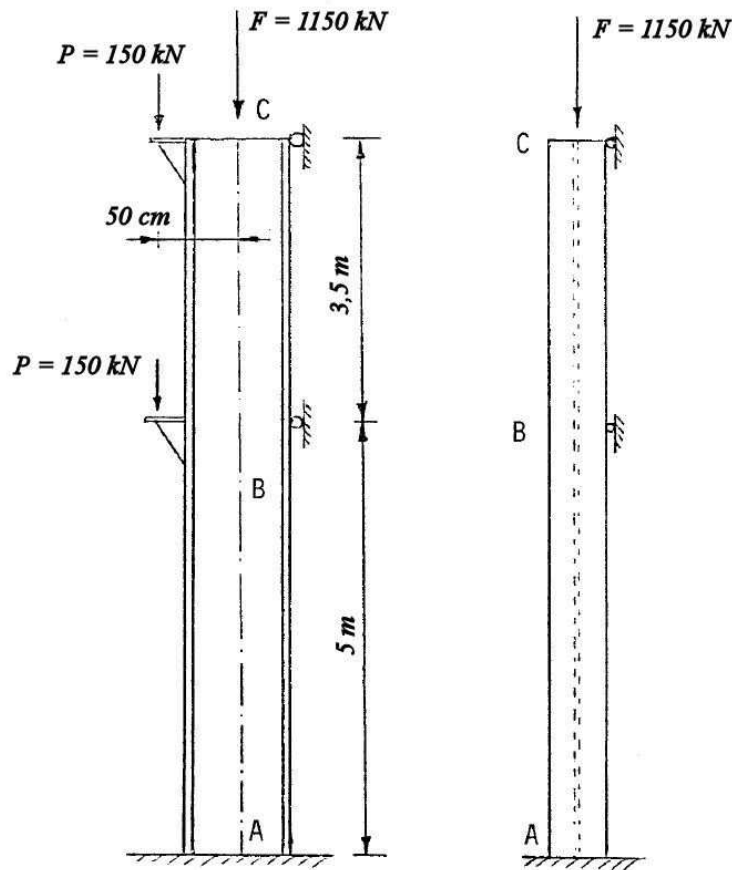


Figure 36

Exercice 11

Un panneau indicateur routier de poids P est suspendu à une potence haute de 10 mètres, soumise également à une charge de vent p uniformément répartie sur la hauteur de la colonne (Figure 37). Le pied A de la potence est encasté dans le sol, tandis que la tête B de la colonne est considérée comme fixe (selon x) vu la présence de la barre BC supposée infiniment rigide.

On demande de vérifier la résistance et la stabilité de la colonne AB.

Données :

- Colonne AB : profilé HE100A en acier S235
- Charges pondérées : $P_{Ed} = 4 \text{ kN}$, $p_{Ed} = 1 \text{ kN/m}$

On suppose empêchée toute instabilité dans le plan perpendiculaire à celui de la potence

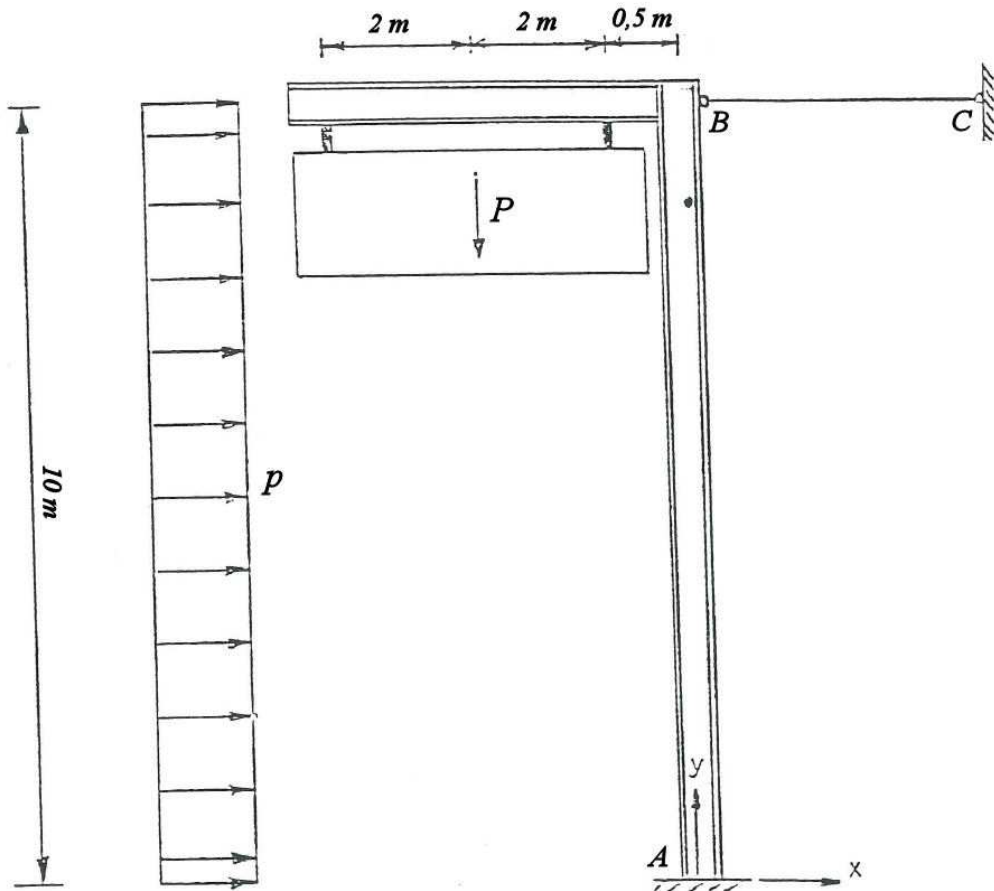


Figure 37

Exercice 12

La passerelle de la Figure 38 est constituée d'un pylône central RST, d'une poutre AB indépendante du pylône et de deux barres métalliques RC et RD, supposées infiniment rigides.

La poutre AB consiste uniquement en un profilé HE180A, en acier S235. Elle est soumise à une charge uniformément répartie $p_{Ed} = 10 \text{ kN/m}$ (pondérée – poids propre compris), supposée agir au centre de gravité du profilé. Les appuis A et B empêchent le déplacement de la passerelle suivant l'axe y et peuvent être assimilés à des appuis à fourche.

Les barres métalliques relient le pylône à la semelle supérieure de la poutre AB. Elles ont pour but de soulager la poutre mais ne s'opposent nullement à un déplacement transversal de la travée (selon l'axe y). La tension dans celles-ci est réglée telle sorte que le déplacement vertical des points C et D est nul. Pour le calcul, on supposera donc la présence d'appuis simples en C et D. La valeur de l'effort de traction dans les barres est de 89,2 kN.

Un système approprié de guidage au point E empêche le déplacement transversal de la poutre, ainsi que sa rotation autour de son axe longitudinal.

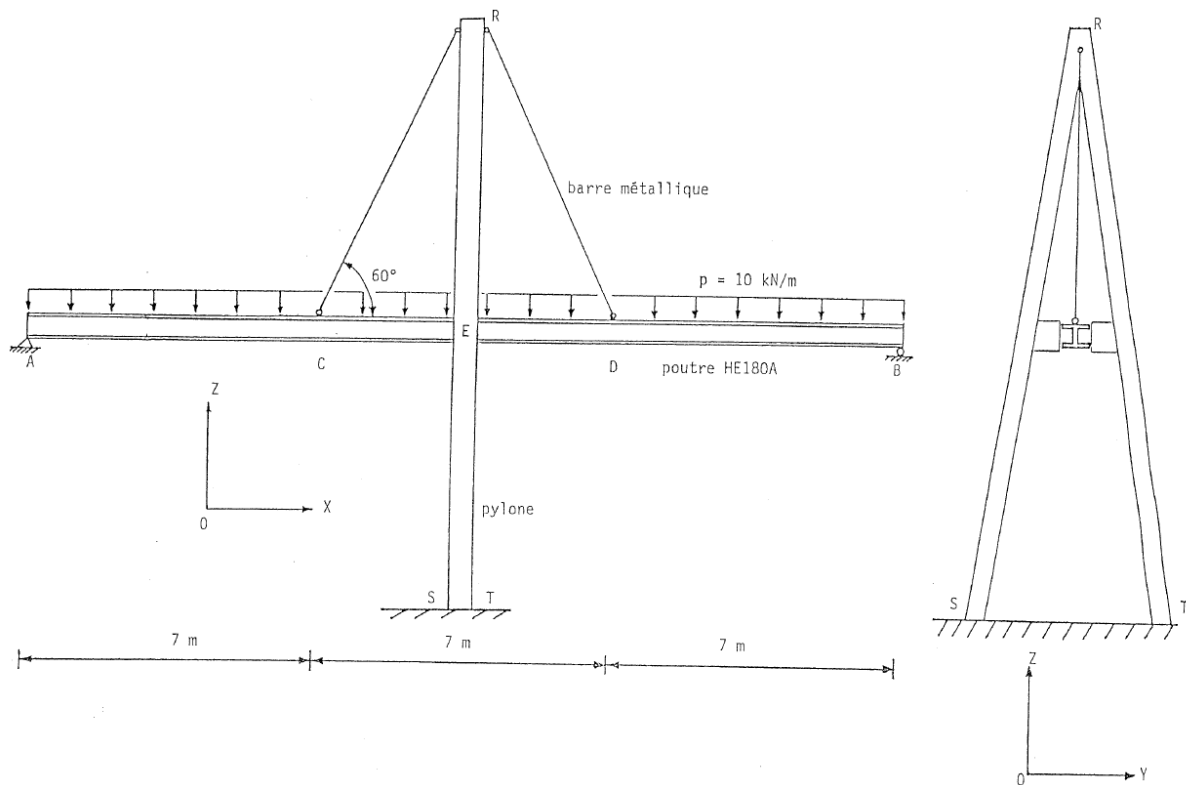


Figure 38

On demande de :

- Déterminer les efforts internes dans la poutre AB et tracer les diagrammes M, N, V
- Vérifier la résistance et la stabilité de la travée CD

Exercice 13

On considère une passerelle similaire à celle de l'Exercice 12, mais pour laquelle le système de guidage au point E a été supprimé ; ce qui signifie que le déplacement transversal et la rotation de torsion de cette section ne sont plus empêchés (Figure 47). Cela mis à part, la structure est identique à celle de l'Exercice 12 et est soumise au même chargement.

On demande de déterminer ce qu'il advient de la stabilité de la travée CD suite au retrait du système de guidage en E.

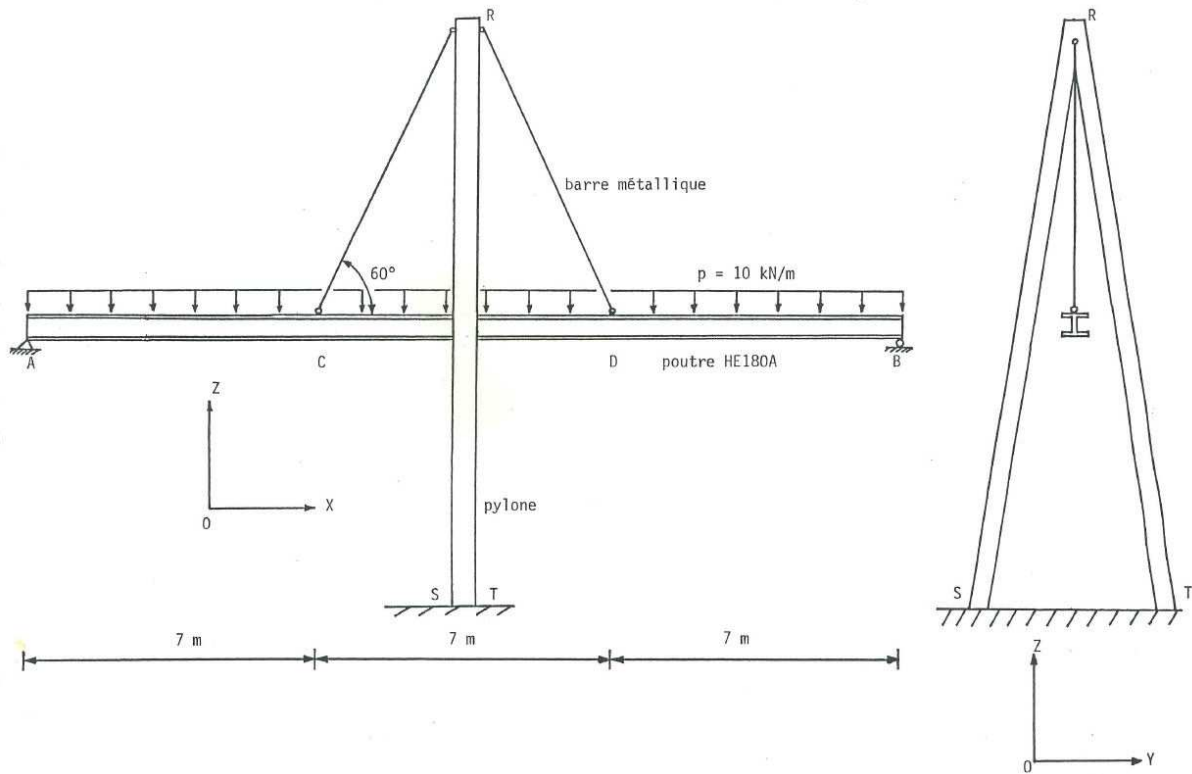


Figure 39

Exercice 14

Un hall industriel est constitué d'un certain nombre de portiques plans identiques à celui représenté à la Figure 40. Ceux-ci sont contreventés de telle façon que les déplacements transversaux des points B, C, E, F, H et I sont empêchés (dans les deux directions principales). Les colonnes sont constituées de profilés de type HEA disposés de manière à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan du portique. Les pieds de colonnes sont admis parfaitement encastrés selon les deux plans principaux. On considérera également la présence d'appuis à fourche aux nœuds dont les déplacements transversaux sont empêchés par les contreventements.

Les portiques sont soumis aux charges transmises par deux ponts roulants dont la capacité maximale en service est de 50 tonnes chacun, ainsi qu'à une charge de vent $p = 1,3 \text{ kN/m}$ (non pondérée) au niveau des colonnes extérieures (agissant sur la face extérieure du profilé).

On demande de :

- Dimensionner la colonne intérieure DF des portiques sur base de l'étude de deux situations de chargement extrêmes correspondant :
 - à un effort de compression centré maximal dans la colonne
 - au diagramme de moment de flexion le plus défavorable dans la colonne

- Vérifier si le profilé choisi pour la colonne intérieure est également en mesure de reprendre les charges les plus défavorables sollicitant les colonnes extérieures (AC et GI)
- Choisir un autre profilé pour les colonnes extérieures si les vérifications effectuées ci-dessus ne sont pas satisfaites

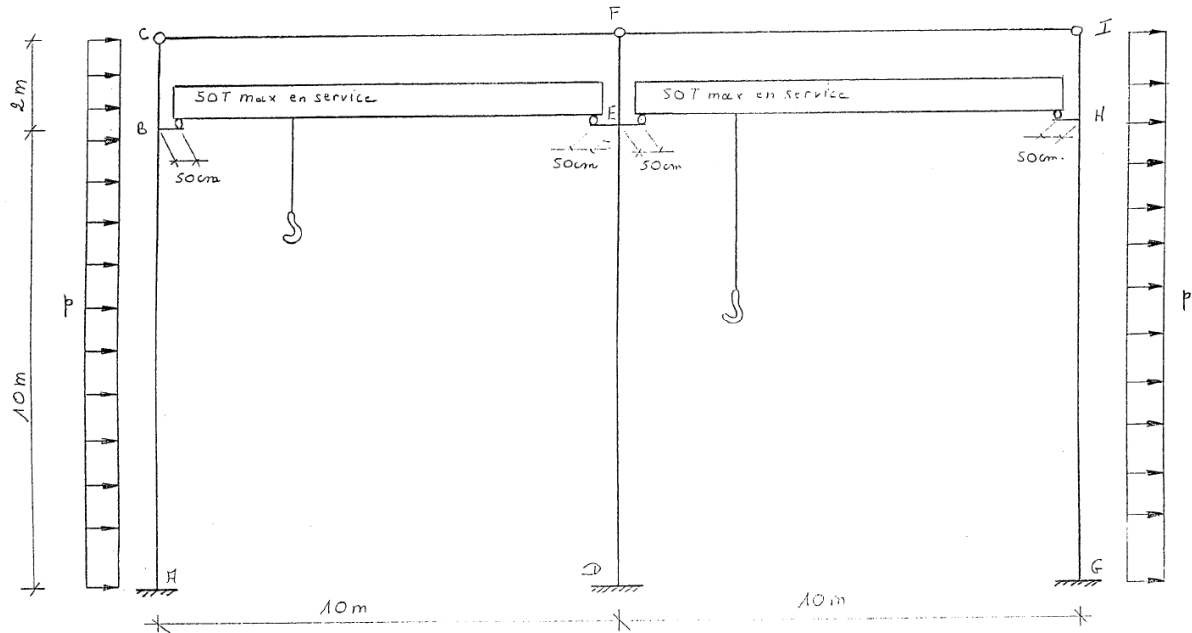


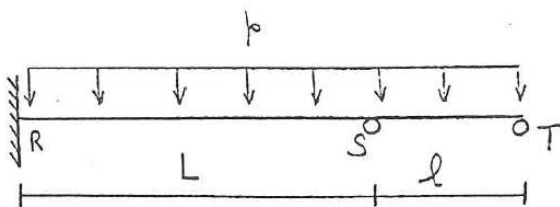
Figure 40

Données :

- Acier S235
- $g = 10 \text{ m/s}^2$

Indication :

Soit une poutre RST encastrée en R et simplement appuyée en S et T, dont les deux travées ont respectivement une longueur L (RS) et l (ST), soumise à une charge uniformément répartie p. Le moment au niveau de l'appui S vaut :



$$M_S = -\frac{p}{24} \cdot \frac{l^3 + \frac{L^3}{2}}{\frac{l}{3} + \frac{L}{4}}$$

Exercice 15

Un bâtiment industriel est composé de portiques non contreventés avec poutre de toiture en treillis (Figure 41), entredistants de 5 mètres. La base des colonnes est admise encastree pour la flexion dans les deux plans principaux, tandis que le treillis repose simplement sur les colonnes. Un système de contreventement dans le plan perpendiculaire aux portiques empêche le déplacement en tête des colonnes, perpendiculairement au plan du portique. Les colonnes sont disposées de manière à fléchir autour de leur axe fort dans le plan du portique. La rotation de torsion du profilé est empêchée aux extrémités des colonnes.

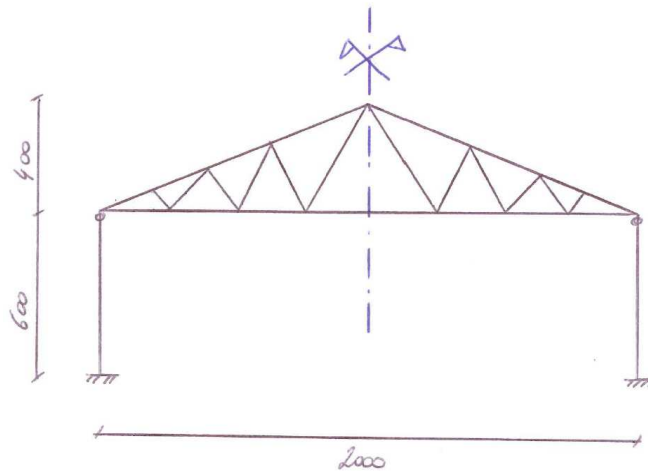


Figure 41 (cotes en cm)

La structure, étudiée dans le plan d'un portique, doit résister aux charges nominales suivantes (non pondérées). Ces charges seront considérées appliquées au centre de gravité des profilés.

- Toiture :
 - poids propre : $0,45 \text{ kN/m}^2$ selon la pente
 - surcharge : $0,75 \text{ kN/m}^2$ selon l'horizontale
- Façades : poids propre : $0,35 \text{ kN/m}^2$
- Colonnes : poids propre présumé: 3 kN
- Vent : le cas le plus défavorable (avec dépression intérieure) a été étudié et a fourni les résultats suivants :



On demande si un profilé anglais à ailes étroites de type UB406x140x39, en acier S275, peut convenir pour réaliser les colonnes.

Exercice 16

Soit la structure ABCDEF représentée à la Figure 42 (dimensions en mètres), constituée des éléments suivants :

- Colonne BCD : HE 360 B (voir annexe), acier S355
- Poutre CEF : HE 360 AA (voir annexe), acier S355
- Barre AD apte à supporter des efforts de traction et de compression
- Câble DE résistant en traction MAIS incapable de supporter un quelconque effort de compression

Tous les profils sont disposés de façon à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan ABCDEF. L'assemblage poutre-colonne en C est considéré parfaitement rigide pour la flexion dans le plan vertical, et est assimilé à une rotule dans le plan transversal. Des entretoises empêchent le déplacement transversal ainsi que la rotation de torsion en C, E et F, laissant libres les autres degrés de liberté.

Cette structure est soumise à une force concentrée P pondérée de 45 kN, appliquée verticalement vers le bas en F. Sous l'effet de cette charge, l'effort de traction dans le câble DE vaut 170,8 kN. On négligera le poids propre des éléments.

Il est demandé de vérifier la résistance et la stabilité de l'élément comprimé-fléchi CE.

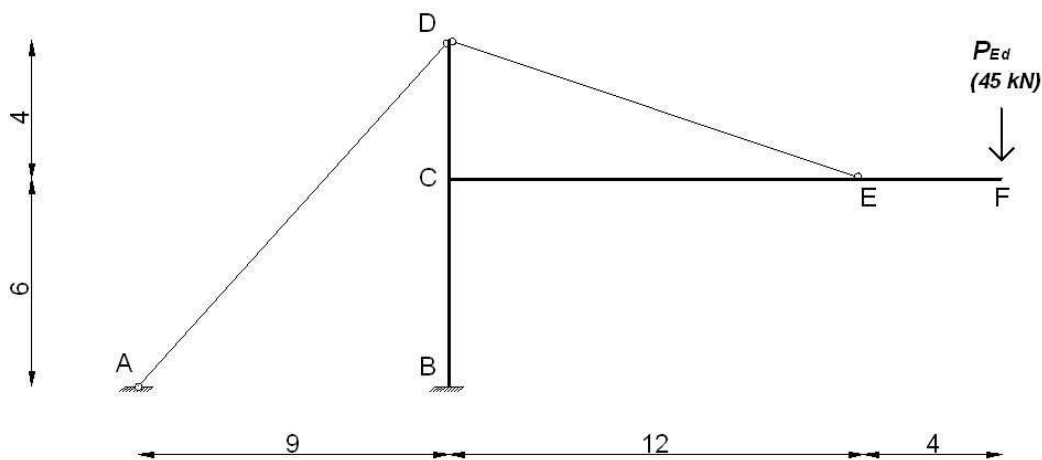


Figure 42 : Structure

Exercice 17

Soit la structure ABCDEF représentée à la Figure 44 (dimensions en mètres), constituée des éléments suivants :

- Poutre CEF : HE 360 AA, acier S355
- Barres AD, AC et DE aptes à supporter des efforts de traction et de compression

- Colonne BCD : tube rectangulaire 300*200*14 fini à chaud (voir Figure 43 et tableau ci-après), acier S355

H (mm)	B (mm)	T (mm)	A (mm ²)	I_y (mm ⁴)	$W_{el,y}$ (mm ³)	$W_{pl,y}$ (mm ³)
300	200	14	126,1.10 ²	14830.10 ⁴	988,9.10 ³	1229.10 ³

I_z (mm ⁴)	$W_{el,z}$ (mm ³)	$W_{pl,z}$ (mm ³)	I_t (mm ⁴)
7888.10 ⁴	788,8.10 ³	929.10 ³	17320.10 ⁴

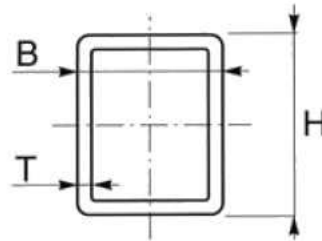


Figure 43 : Profilé creux rectangulaire

Tous les profilés sont disposés de façon à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan ABCDEF. L'assemblage de pied de poteau en B est considéré constituer un encastrement parfait pour la flexion selon les deux plans principaux. Des entretoises empêchent le déplacement transversal de la colonne en C et D, sans entraver les autres degrés de liberté.

Cette structure est soumise à :

- une force concentrée P pondérée de 20 kN, appliquée verticalement vers le bas en F ;
- une force concentrée Q_1 pondérée de 670 kN, appliquée verticalement vers le bas en C ;
- une force concentrée Q_2 pondérée de 440 kN, appliquée verticalement vers le bas en D.

Sous l'effet de ces charges, l'effort de compression dans la colonne CB vaut 1130 kN ; et le moment de flexion (dans le plan ABCDEF) varie le long de cet élément de 175 kN.m en C à 350 kN.m en B (même signe en C et B).

Il est demandé de vérifier la résistance et la stabilité de l'élément CB.

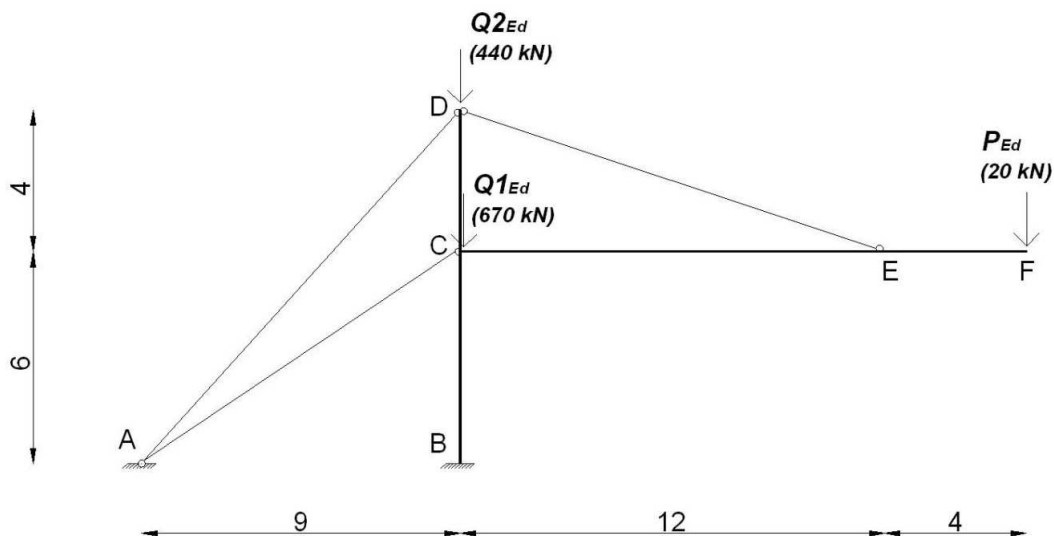


Figure 44 : Structure (longueurs en mètres)

Exercice 18

La passerelle de la Figure 45 est constituée d'un platelage isostatique portant dans la direction transversale et simplement appuyé sur deux poutres IPE300 parallèles (ABCD et A'B'C'D'), elles-mêmes reposant sur 4 appuis délimitant une travée centrale de 10 mètres de portée et des travées d'extrémité de 7 mètres de portée. Ces poutres sont disposées de façon à fléchir autour de leur axe fort dans le plan vertical. Les deux appuis intermédiaires de chaque poutre sont constitués par des béquilles inclinées (BE, B'E', CF et C'F') pouvant être considérées simplement appuyées au niveau de la fondation. Afin d'assurer sa stabilité sous l'action de charges transversales, la structure est contreventée par des croix de Saint-André disposées entre les béquilles, comme indiqué à la Figure 46.

On considère un chargement constitué uniquement de charges surfaciques gravitaires uniformément réparties sur l'ensemble du platelage. Les réactions d'appui du platelage sur chacune des poutres constituent une charge uniformément répartie de 25 kN/m à l'ELU (charge pondérée). On admettra en outre que la rigidité du platelage dans son plan ainsi que sa connexion aux poutres sont suffisantes pour empêcher tout déplacement des poutres ABCD et A'B'C'D' dans la direction transversale. Tous les éléments sont constitués d'acier S355.

Une analyse élastique 2D au premier ordre de la poutre ABCD fournit les efforts internes suivants dans le tronçon de poutre BC :

- $M_{B,1,Ed} = M_{C,1,Ed} = -189,5 \text{ kN.m}$ et $M_{milieuBC,1,Ed} = 123,0 \text{ kN.m}$
- $N_{Ed} = 191,65 \text{ kN}$ (compression)
- $V_{Ed,max} = 125 \text{ kN}$

En intégrant à cette analyse élastique la prise en compte des effets de second ordre, le moment en B et C devient $M_{B,2,Ed} = M_{C,2,Ed} = -193,3 \text{ kN.m}$ tandis que le moment au centre passe à $M_{milieuBC,2,Ed} = 129,3 \text{ kN.m}$.

On s'intéresse uniquement à la travée BC. On demande :

- De déterminer la classe de section du profilé IPE300 comprimé et fléchi, en considérant que la section doit reprendre un effort de compression égal à N_{Ed} tandis que la capacité excédentaire de la section est destinée à supporter un moment de flexion ;
- A partir des efforts internes dans la poutre au premier et au second ordre :
 - de déterminer la valeur du coefficient d'équivalence C_m devant multiplier le moment maximum de premier ordre $M_{1,Ed,max}$ afin de définir un moment équivalent sinusoïdal ;
 - d'expliquer comment vous auriez estimé ce coefficient C_m si les efforts internes au second ordre ne vous avaient pas été fournis ;
 - de calculer la valeur que vous auriez trouvée et de la comparer à la valeur réelle obtenue ci-dessus ;
- Sur base des résultats précédents, de vérifier le tronçon de poutre BC à l'ELU.

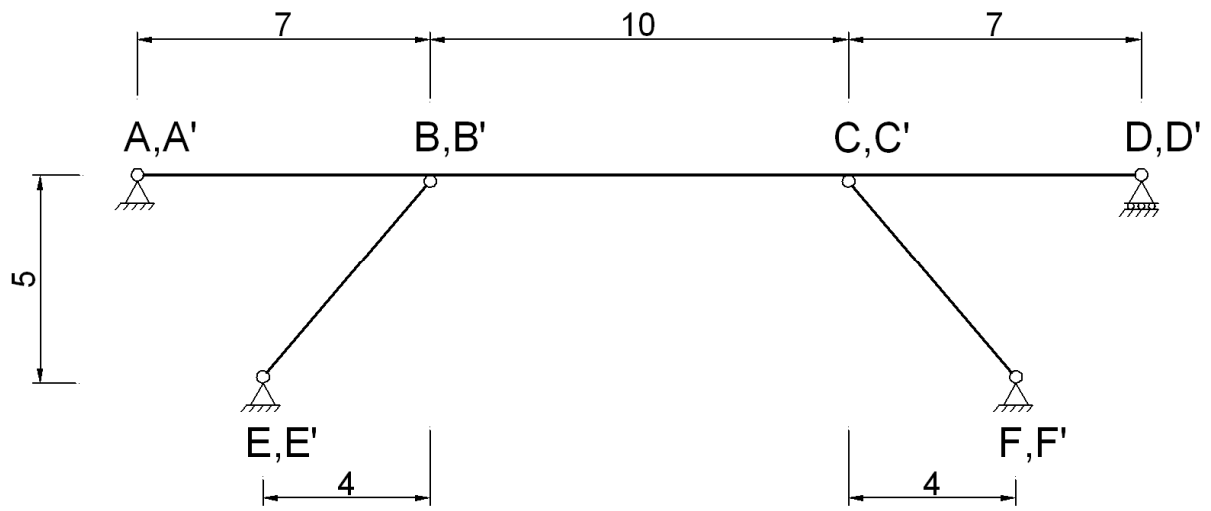


Figure 45: Structure - Plan longitudinal (dimensions in meters)

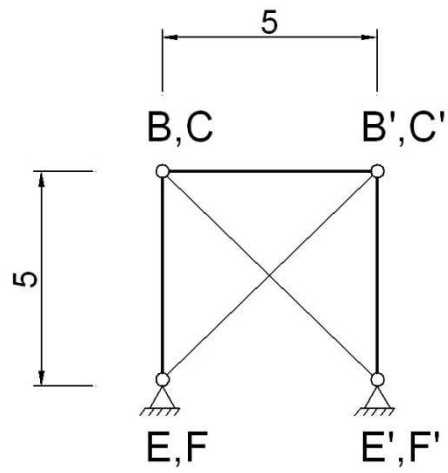


Figure 46: Structure - Plan transversal (dimensions in meters)

I.4. ASSEMBLAGES

Exercice 1

Soit les trois configurations d'assemblage boulonné représentées à la Figure 47. Pour chacune d'elles, on demande de :

- Déterminer l'épaisseur des plats (et des couvre-joints), ainsi que le nombre de boulons nécessaires pour la transmission, en service, d'un effort de traction N entre les plats assemblés
- Faire un croquis de l'assemblage

Finalement, on demande de discuter les avantages et les inconvénients que peut présenter chacune de ces trois configurations par rapport aux deux autres.

Données :

- $N = 200$ kN (charge variable)
- Acier utilisé pour les plats et couvre-joints : S235
- Boulons non préserrés de 20 mm de diamètre nominal (type 8.6)
- Les trous dans les plats et couvre-joints sont forés à un diamètre de 2 mm supérieur à celui des boulons
- La largeur des plats et couvre-joints est de 150 mm

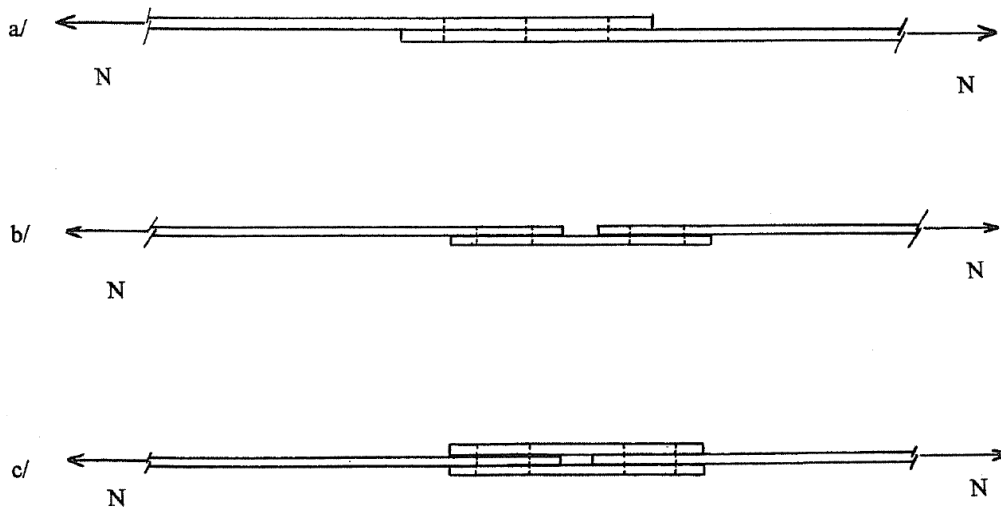


Figure 47

Exercice 2

Soit la configuration a) d'assemblage de la Figure 47, étudiée à l'Exercice 1, dans laquelle les boulons ordinaires de type 8.6 sont remplacés par des boulons H.R. préserrés de type 10.9.

On demande de déterminer le nombre et l'emplacement des boulons pour deux valeurs différentes du coefficient de frottement μ entre les pièces assemblées : $\mu = 0,3$ et $\mu = 0,5$.

Exercice 3

Soit l'assemblage de la Figure 48. L'effort centré de traction N est transmis entre les plats A et B par l'intermédiaire de deux platines C et D boulonnées entre elles et soudées aux plats A et B perpendiculairement au sens de l'effort N .

On demande de :

- Déterminer l'effort maximum transmissible par les plats A et B
- Calculer le nombre de boulons nécessaires à la reprise de cet effort, si l'on suppose les platines C et D infiniment rigides pour la flexion dans leur plan
- Evaluer la valeur de l'effort de levier dans les boulons, pour différentes épaisseurs des platines C et D (platines non infiniment rigides) : $t = 10 \text{ mm}$, $t = 20 \text{ mm}$, $t = 30 \text{ mm}$ et $t = 40 \text{ mm}$

Données :

- Boulons M20, de type 6.6, non préserrés
- Acier utilisé pour les différents plats : S235

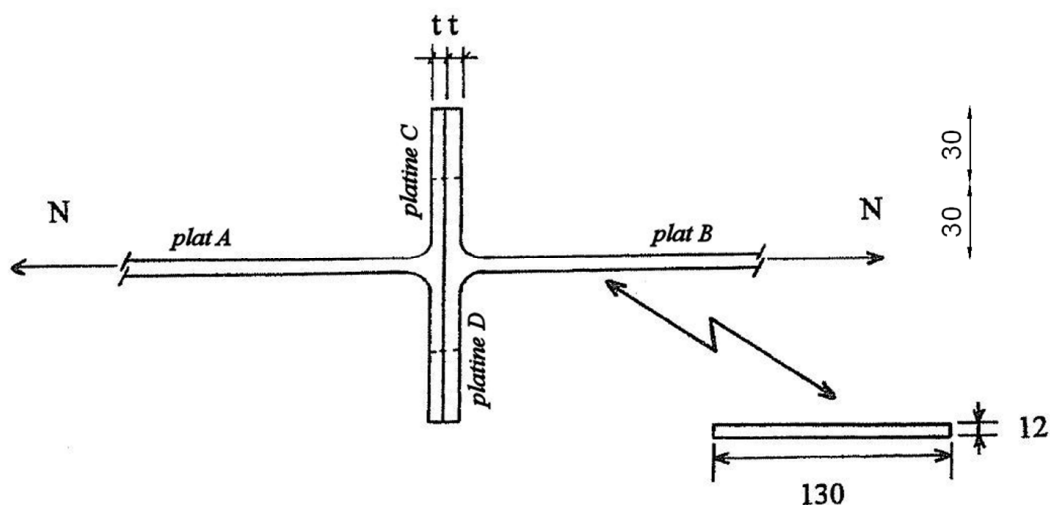


Figure 48

Exercice 4

Soit l'assemblage de la Figure 48. En se plaçant dans les mêmes conditions que celles de l'exercice 3 (même géométrie et même effort appliqué), on demande d'évaluer le nombre de boulons nécessaires à la reprise de l'effort N , si les platines sont supposées infiniment rigides et que l'on emploie cette fois des boulons H.R. préserrés de 20 mm de diamètre nominal et de type 10.9.

Exercice 5

L'assemblage suivant (Figure 49) doit transmettre un effort tranchant F ainsi qu'un moment de flexion M de la poutre IPE 200 à la colonne HE 160 B, par l'intermédiaire d'un plat d'about soudé à la poutre et boulonné à la semelle de la colonne.

On demande de vérifier la résistance des boulons sous l'effet combiné de ces deux efforts.

Données :

- $F_{Ed} = 40 \text{ kN}$ et $M_{Ed} = 40 \text{ kN.m}$
- Acier S235 pour tous les éléments
- Boulons H.R. préserrés M16, de type 10.9
- Coefficient de frottement entre le plat d'about et la semelle de la colonne : $\mu = 0,3$

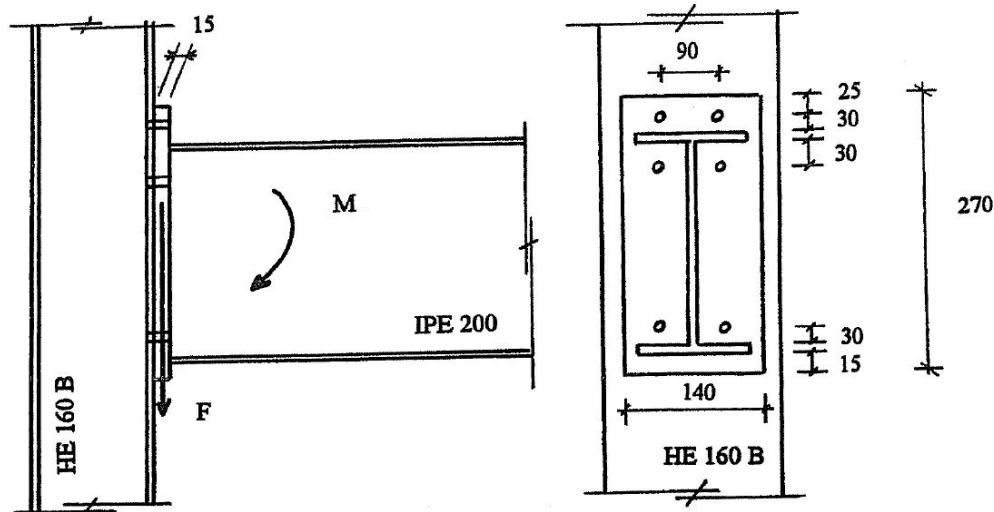


Figure 49 (dimensions en mm)

Exercice 6

Soit l'assemblage de la Figure 50. On demande de le dimensionner (nombre, disposition et dimension des boulons) afin qu'il puisse assurer la reprise d'un moment de flexion M_{Ed} , par l'utilisation de :

- Boulons ordinaires non préserrés de type 6.8
- Boulons H.R. préserrés de type 10.9

Dans les deux cas, faire un croquis de l'assemblage.

Données :

- $M_{Ed} = 50 \text{ kN.m}$
- Acier S235 pour la poutre, la colonne et les plats
- Coefficient de frottement : $\mu = 0,3$

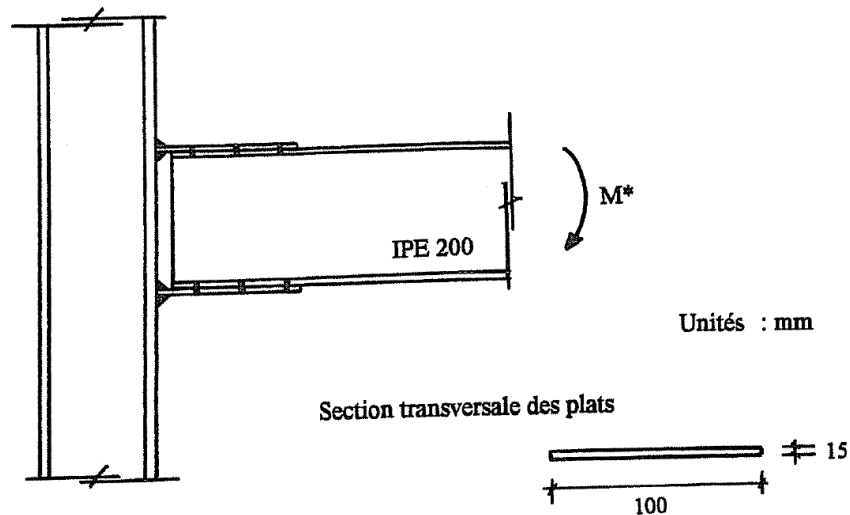


Figure 50

Exercice 7

Soit l'assemblage de la Figure 51. On demande de calculer le moment de torsion maximal $M_{t,Ed}$ qu'il peut reprendre en plus de l'effort tranchant F_{Ed} auquel il est déjà soumis.

Données :

- $F_{Ed} = 100 \text{ kN}$
- Profil de la poutre : IPE 200
- Profil de la colonne : IPE 270
- Épaisseur du plat d'about : 20 mm
- Boulons ordinaires M20 non préserrés, de type 4.6
- Acier S235

Unités : mm

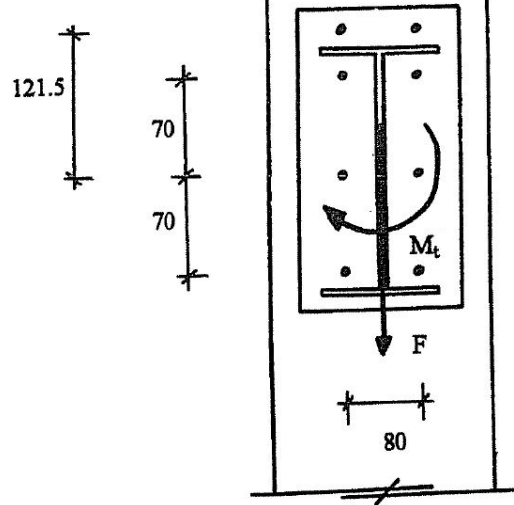


Figure 51

Exercice 8

L'assemblage représenté à la Figure 52 doit transmettre un effort de traction $N_{Ed} = 280 \text{ kN}$ entre les plats A et B. On demande de vérifier la résistance de ces plats dans deux cas distincts :

- L'effort N est transmis par l'intermédiaire de 5 boulons ordinaires M20 de type 6.8
- L'effort N est transmis par frottement entre les deux plats suite au préserrage de 5 boulons M20 de type 10.9

Données :

- Plats en acier S235
- Épaisseur des deux plats : 10 mm
- Coefficient de frottement : $\mu = 0,5$

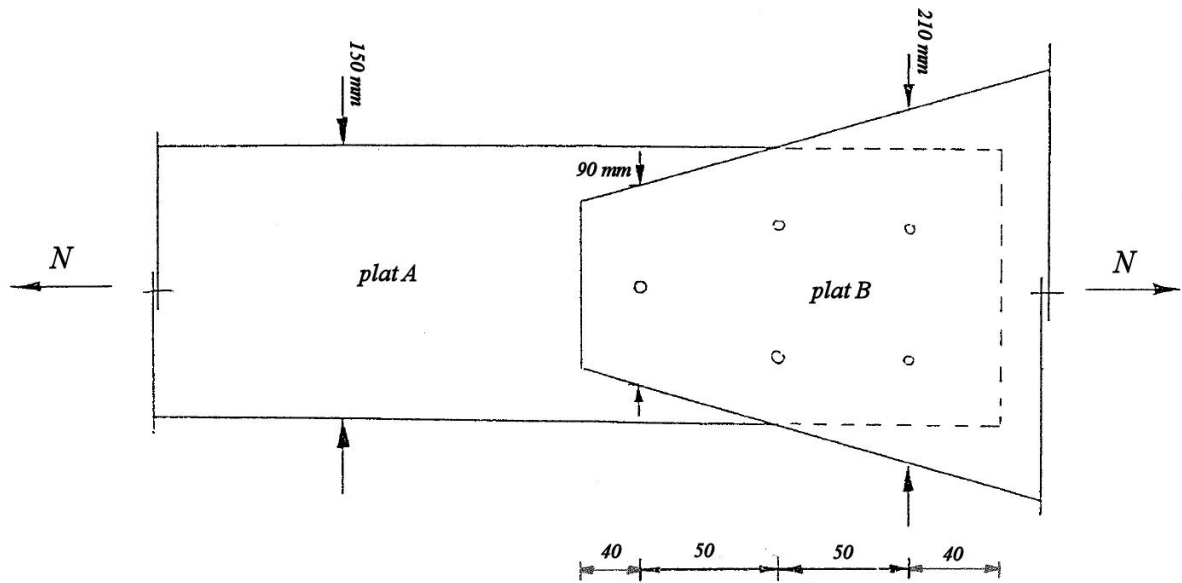


Figure 52

Exercice 9

Soit la console représentée à la Figure 53. On demande de dimensionner les différents éléments constituant la console (profilés, plats, nombre et disposition des boulons des assemblages) pour que celle-ci puisse résister à une charge $P_{Ed} = 25 \text{ kN}$.

Données :

- Acier S235 pour tous les éléments
- Boulons H.R. 10.9 préserrés, aussi bien pour le joint que pour l'encastrement
- Surfaces traitées (coefficient de frottement $\mu = 0,5$)
- Caractéristiques des profilés en U : voir catalogue de profilés
- On suppose que le déversement est empêché par des dispositifs appropriés

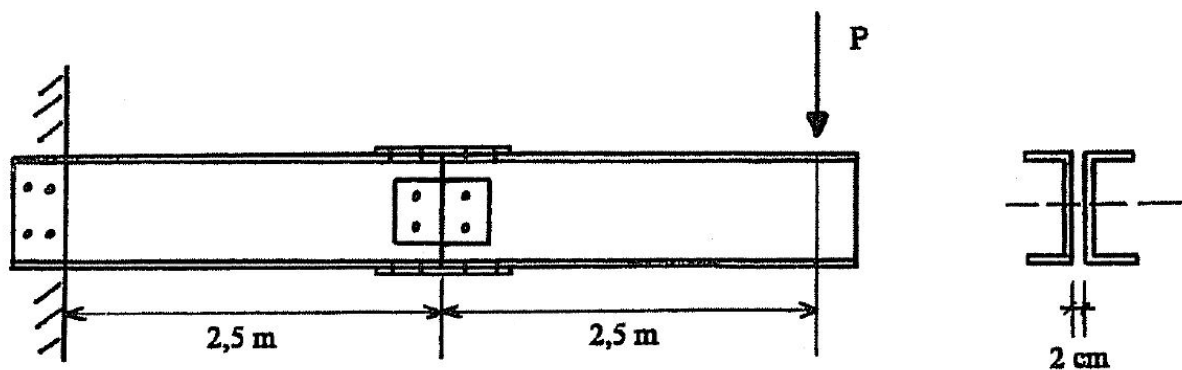


Figure 53

Exercice 10

Soit le nœud de cadre rigide de la Figure 54, soumis à un moment de flexion $M_{Ed} = 400 \text{ kN.m}$. La poutre IPE400 est solidarifiée par soudure à un plat d'about de 20 mm d'épaisseur. Ce plat d'about permet l'assemblage à une semelle de la colonne IPE400 à l'aide de 8 boulons H.R. préserrés. En outre, la semelle supérieure de la poutre est, quant à elle, fixée par des boulons H.R. préserrés à un couvre-joint de 20 mm d'épaisseur soudé sur la tête de la colonne.

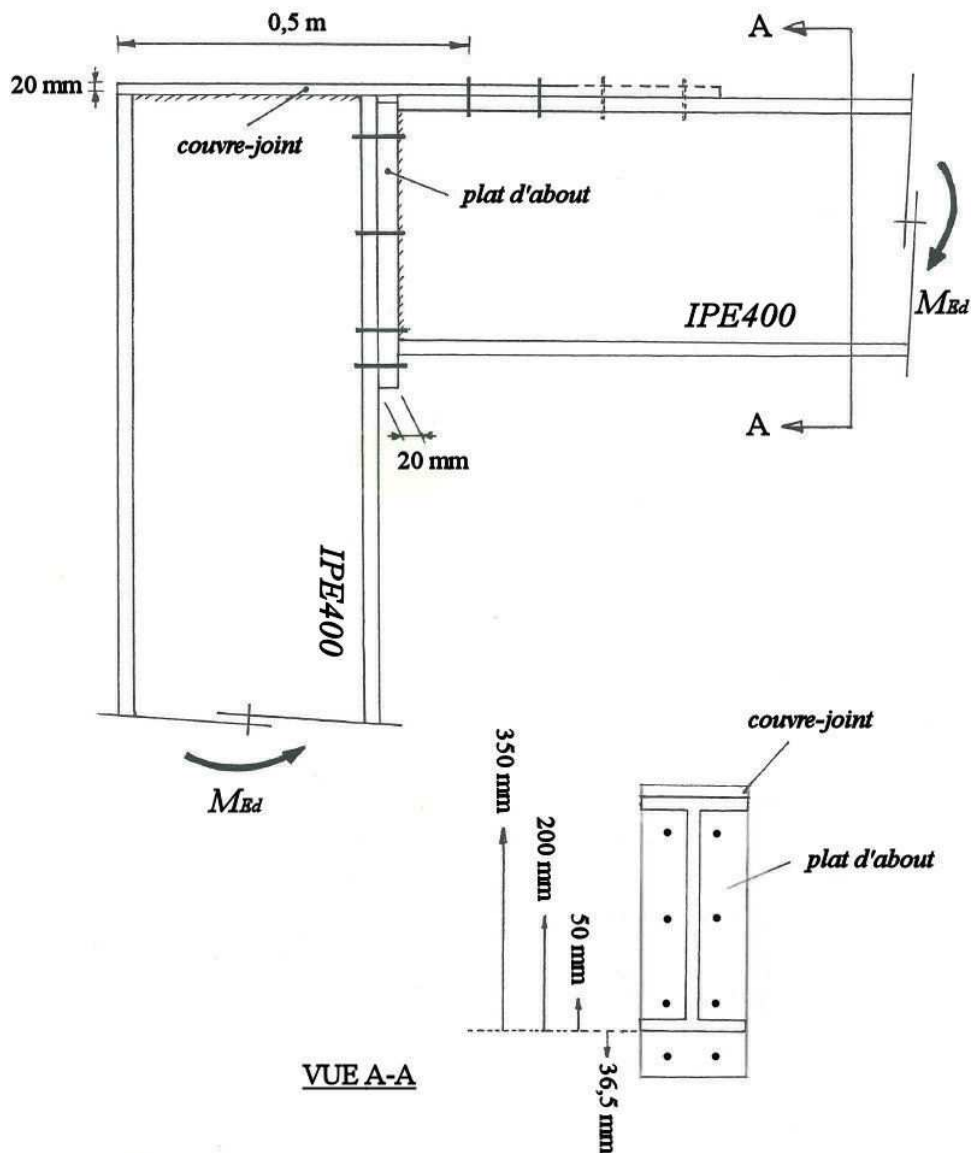


Figure 54

On demande de :

- Vérifier la résistance des boulons H.R. préserrés du plat d'about et les contraintes dans le couvre-joint ; dans le cas où les contraintes dans le couvre-joint seraient excessives, citer la mesure à prendre pour que la résistance de l'assemblage soit assurée, sans modifier la disposition ni les dimensions adoptées

- Déterminer le nombre de boulons nécessaires pour relier la semelle de la poutre au couvre-joint, donner la disposition de ceux-ci sur le couvre-joint ainsi que la longueur minimale de ce dernier

Données :

- Boulons M24, 10.9
- Charpente : acier S235
- Surfaces d'assemblage traitées : coefficient de frottement $\mu = 0,5$

Exercice 11

Soit l'assemblage de la Figure 55. On demande de déterminer l'effort maximal T qui peut être transmis, en traction ou en compression, par les deux profilés UPN100 au gousset d'assemblage de 10 mm d'épaisseur.

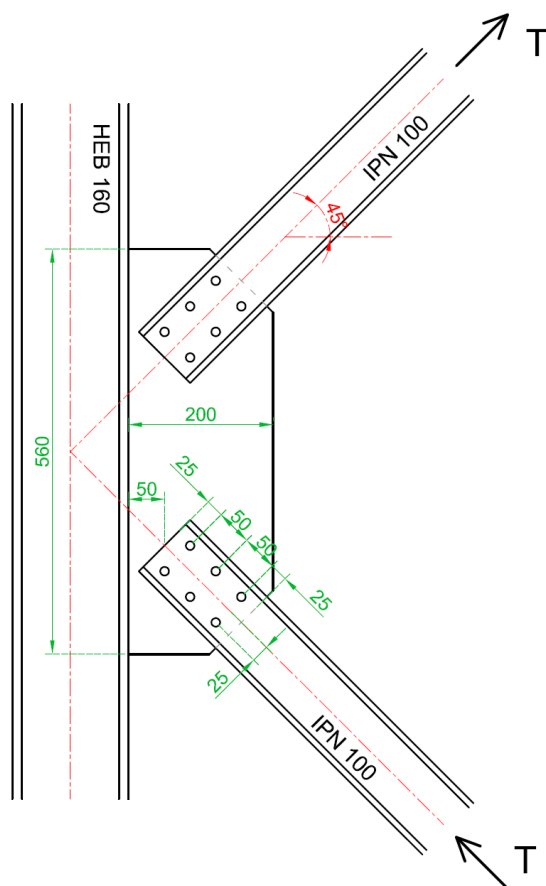


Figure 55 (dimensions en mm)

Données :

- Les profilés UPN sont connectés au gousset par 6 boulons préserrés M12 de type 10.9
- Le gousset et les deux profilés sont en acier S235
- Le coefficient de frottement entre les pièces assemblées vaut $\mu = 0,5$

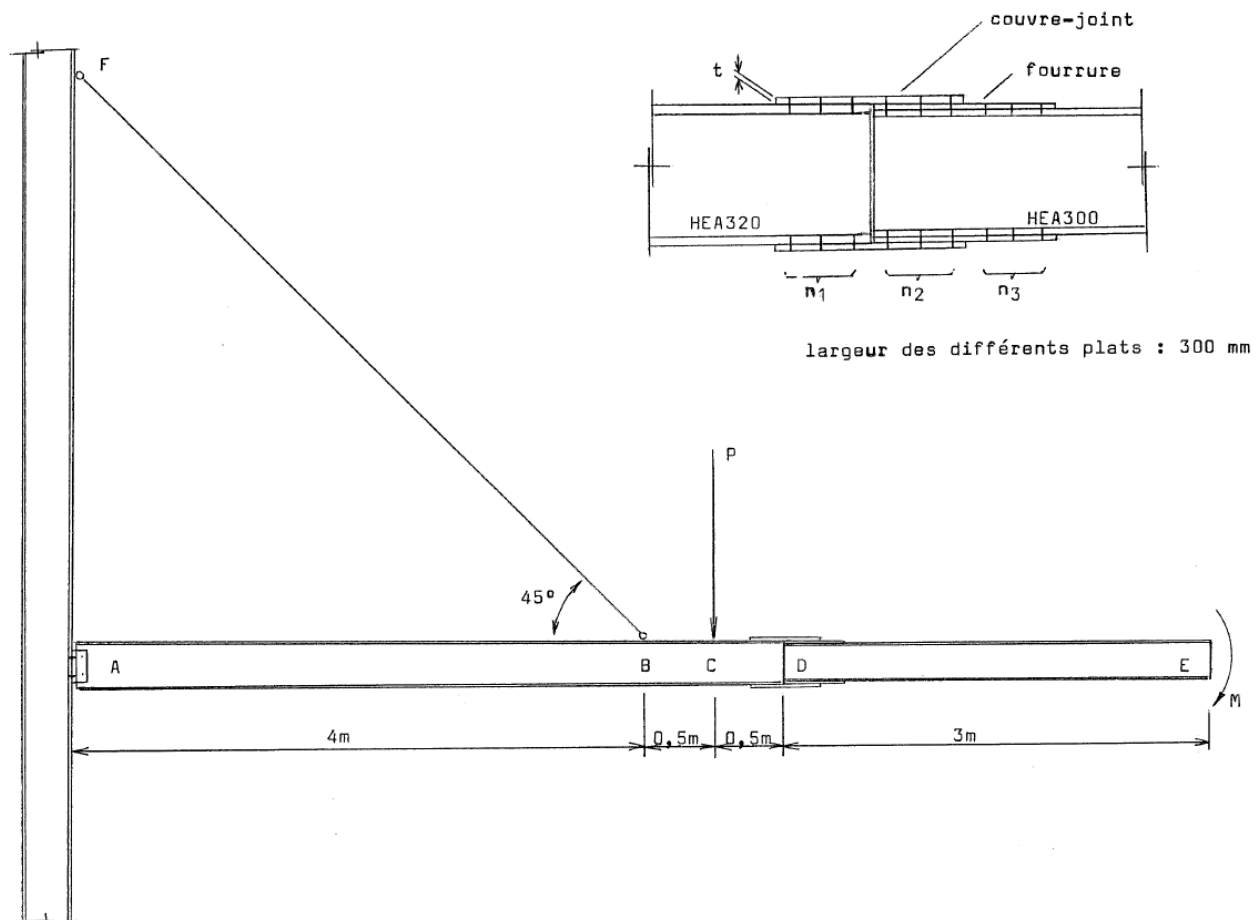
Exercice 12

La poutre AE de la Figure 56 est liaisonnée à une colonne par l'intermédiaire de deux cornières fixées de part et d'autre de l'âme de la poutre. Ces cornières sont boulonnées par une aile sur la semelle de la colonne et par l'autre aile sur l'âme de la poutre. Ce type d'assemblage permet de considérer la poutre comme articulée sur la colonne. L'extrémité E étant libre, la poutre est soutenue en B par un tirant FB incliné à 45° sur l'axe de la poutre. On suppose que la liaison entre le câble et la poutre est réalisée au niveau de l'axe longitudinal de la poutre.

La poutre est constituée de deux tronçons AD et DB, réalisés à l'aide de profilés différents : respectivement un HEA320 et un HEA300. Le détail du joint entre les deux tronçons est également donné à la figure. La structure est soumise à un moment de flexion M en E et à une charge concentrée verticale P en C.

On demande de dimensionner le joint en D entre les deux profilés, ce qui comprend :

- Le calcul du nombre de boulons n_1 , n_2 et n_3
- La détermination de l'épaisseur t du couvre-joint
- La vérification de la résistance des différents plats à l'effort normal et à la pression diamétrale
- Le dessin du joint précisant la disposition des boulons, leur diamètre et les dimensions des plats



Données :

- $P_{Ed} = 130 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 250 \text{ kN.m}$
- Acier S235 pour les plats, cornières et profilés
- Boulons H.R. préserrés de type 10.9
- Coefficient de frottement entre pièces assemblées : $\mu = 0,5$

Exercice 13

Une console servant de support à une poutre de pont roulant est fixée à une colonne à l'aide d'un assemblage à 10 boulons H.R. préserrés, de diamètre M20 et de type 8.8, tel qu'indiqué à la Figure 57. Cette console doit pouvoir supporter, en service, une charge permanente de 160 kN ainsi qu'une surcharge de 110 kN ; les coefficients de pondération des charges sont pris respectivement égaux à 1,4 pour les charges permanentes et à 1,6 pour les charges variables.

On demande de vérifier cet assemblage à l'ELU, sachant que tout glissement doit être empêché et que la contrainte de compression transversale ne peut dépasser 265 MPa dans la partie comprimée de l'assemblage.

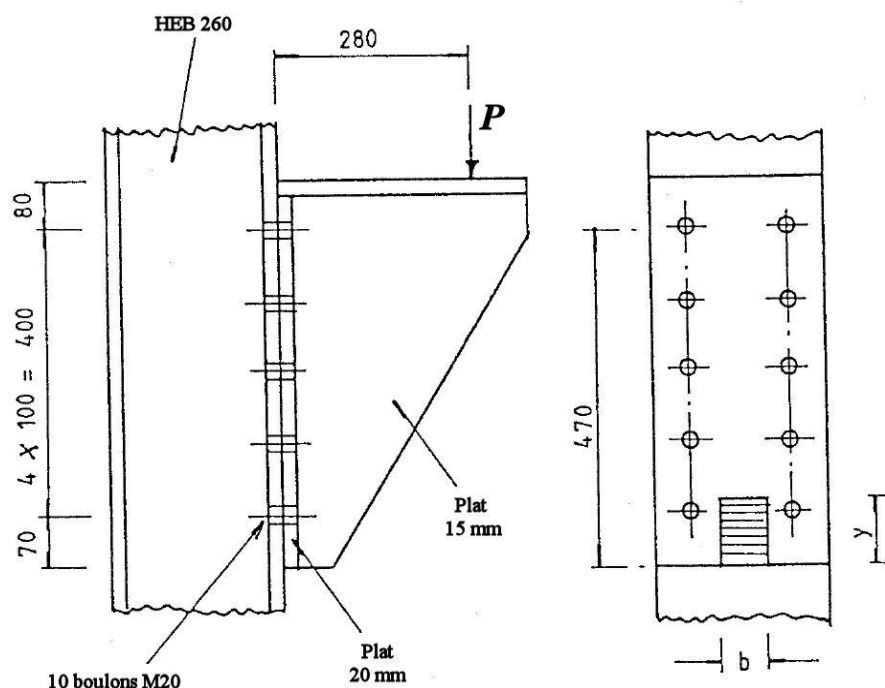


Figure 57

Données :

- Acier S235
- Coefficient de frottement : $\mu = 0,4$
- On néglige le poids propre de la console

Exercice 14

On demande de déterminer la charge pondérée maximale P_{Ed} que peut supporter la console de l'Exercice 13 (Figure 57) si l'on admet cette fois que se produise à l'ELU un certain glissement et décolllement entre le plat d'about de la console et la semelle de la colonne (boulons non préserrés).

Exercice 15

L'assemblage de la Figure 58 est destiné à transmettre un effort tranchant $V_{Ed} = P_{Ed}$ et un moment de flexion $M_{Ed} = P_{Ed} \cdot d$ (avec $d = 3 m$). On demande de déterminer la charge maximale $P_{Ed,max}$ pouvant être reprise par l'assemblage et la poutre, si ces contraintes représentent les contraintes les plus défavorables le long de la poutre et que tout danger d'instabilité est écarté.

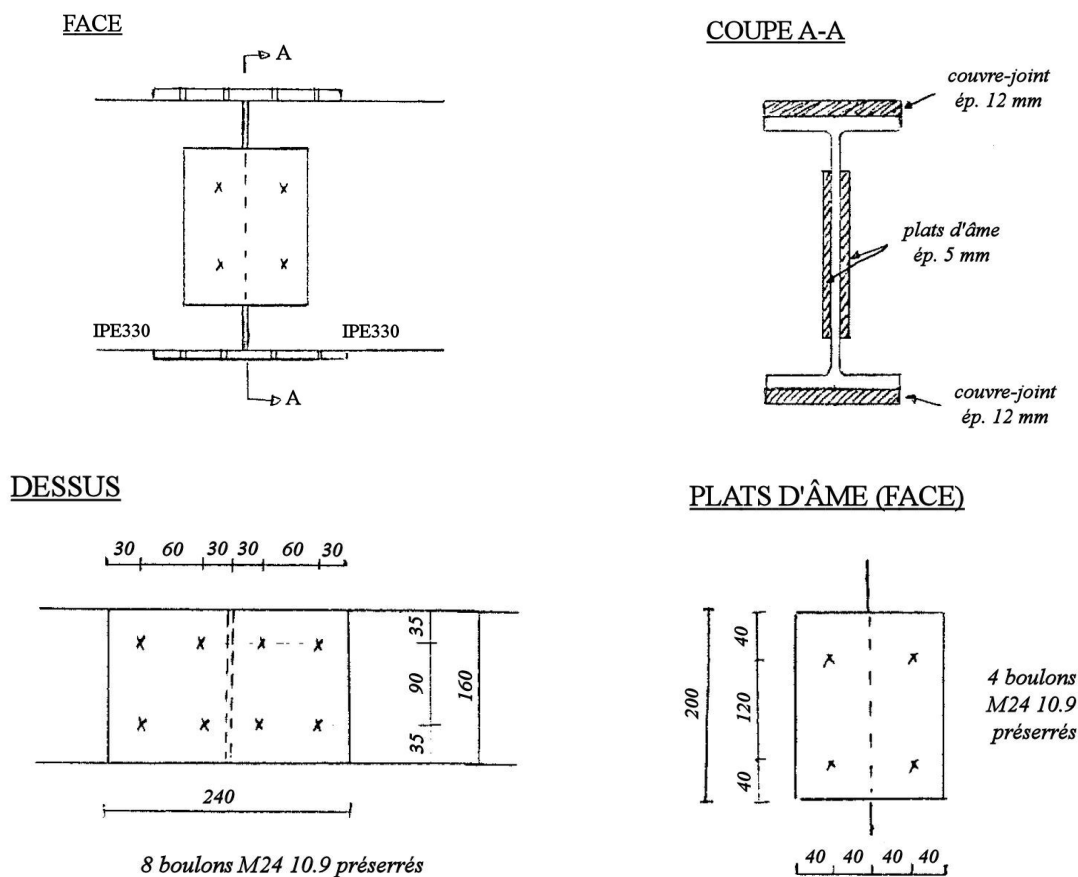


Figure 58

Données :

- Acier S235
- Boulons H.R. préserrés M24 de type 10.9
- Coefficient de frottement entre pièces assemblées : $\mu = 0,5$

Exercice 16

Expliquez comment vous vérifieriez la résistance de l'assemblage représenté à la Figure 59 ci-dessous, sous l'effet uniquement d'un moment M_{Ed} donné.

Pour cela, il faudra notamment :

- déterminer le cheminement des efforts ;
- préciser les vérifications à effectuer (composantes d'assemblage sollicitées et donc modes de ruines possibles) ;
- définir l'effort sollicitant chacune de ces composantes en fonction de M_{Ed} ;
- en déduire la manière de calculer le moment résistant de l'assemblage.

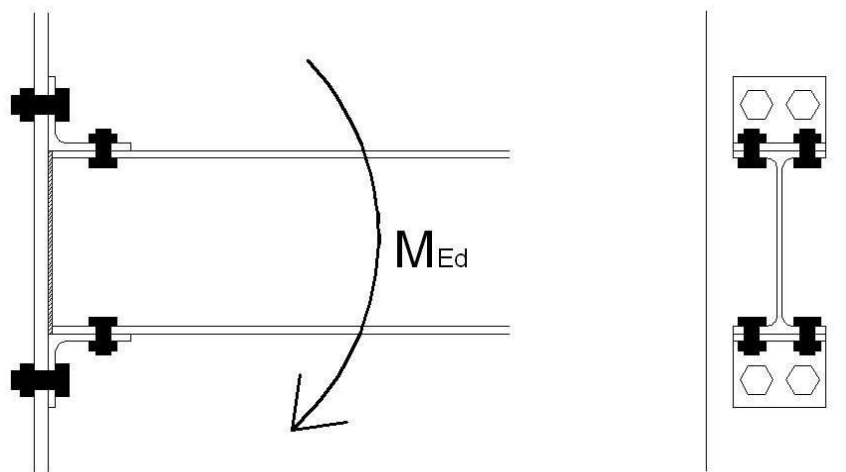


Figure 59: Assemblage

I.5. EXERCICES RÉCAPITULATIFS

Exercice 1

La structure de la Figure 60 est constituée de deux portiques principaux équidistants de 10 mètres et soumis, au niveau de la poutre continue supérieure, à une charge uniformément répartie variable (appliquée sur la semelle supérieure du profilé). Les colonnes des portiques sont articulées en base quel que soit le sens de flexion ; elles sont constituées de profilés HE160A fléchis autour de leur axe fort dans le plan des portiques principaux. Toutes les poutres de la structure sont réalisées à l'aide de profilés IPE300 fléchis autour de leur axe fort.

Les déplacements transversaux des nœuds E, H, R et U sont empêchés grâce à la présence de contreventements efficaces. Les assemblages réalisés aux nœuds B, O, K, Y et C, P, M, Z permettent de supposer l'articulation parfaite de l'ensemble des barres qui y aboutissent.

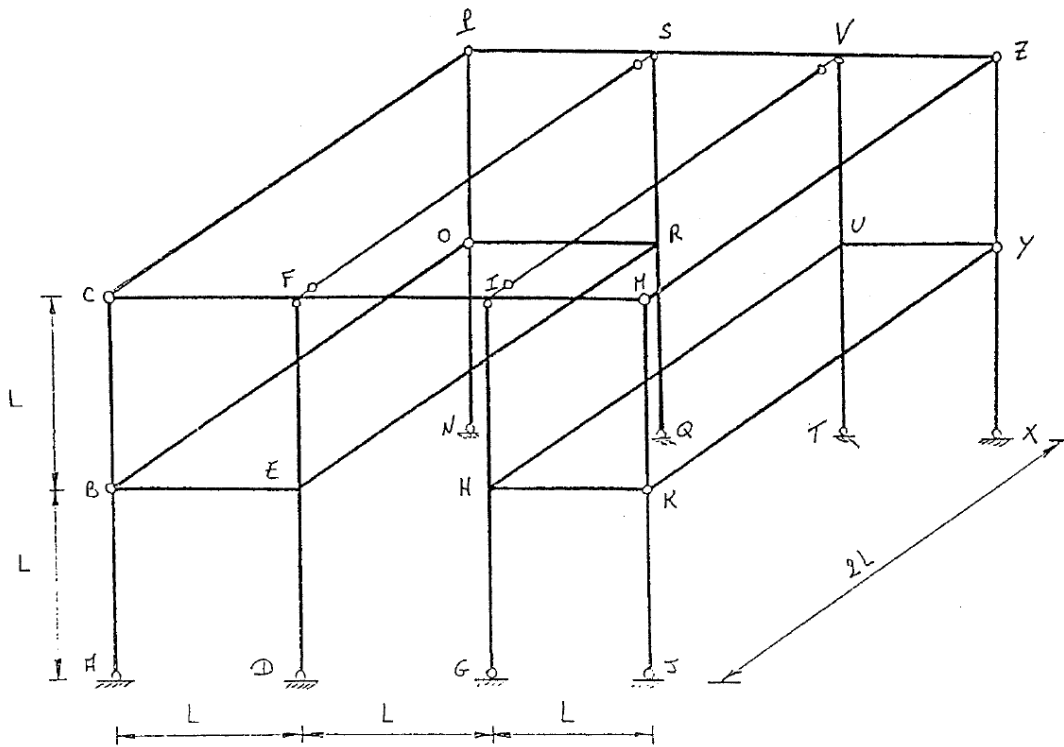


Figure 60

On demande :

- De déterminer les diagrammes d'efforts internes de l'ensemble des éléments (poutres et colonnes) de la structure
- De déterminer la charge uniformément répartie p_1 provoquant la ruine (ou la déformation excessive) des poutres continues CFIM et PSVZ
- De déterminer la charge uniformément répartie p_2 provoquant l'instabilité de la colonne la plus faible

- D'en déduire la charge uniformément répartie maximale p_{max} à laquelle peut être soumise la structure

Données :

- $L = 5 \text{ m}$
- Acier S235
- Flèche maximale admissible des poutres en service : 1/300 de la portée
- On supposera la présence d'appuis à fourche en C, F, I, M, P, S, V et Z
- On négligera le poids propre des éléments

Indications :

Pour une poutre à trois travées égales (de longueur l chacune) posée sur quatre appuis simples et uniformément chargée (charge p), la valeur du moment de flexion sur les appuis intérieurs est égale à $-pl^2/10$. Les réactions d'appuis sont respectivement de $4pl/10$ et $11pl/10$ pour les appuis extérieurs et intérieurs.

Exercice 2

Un hall industriel est constitué d'un certain nombre de portiques équidistants tels que celui représenté à la Figure 61. Ce hall peut être considéré comme contreventé quel que soit la direction d'application des charges horizontales éventuelles. La couverture des faces verticales du hall est assurée par des tôles minces pliées à froid solidarisiées aux colonnes (sur leur semelle extérieure) et au système de contreventement.

Dans le cas où l'on applique uniquement une charge uniformément répartie p (charge variable) sur la semelle supérieure de la poutre, on demande :

- De calculer :
 - La charge axiale de plastification de la section transversale des colonnes
 - La charge axiale critique d'Euler des colonnes
 - La charge de flambement réelle des colonnes chargées centriquement
 - La réaction maximale qui peut être transmise aux colonnes par la poutre
- D'en déduire p_{max} et de dimensionner la poutre pour qu'elle puisse supporter cette charge

Données :

- Acier S235
- Les colonnes sont constituées de profilés HE100A
- La poutre sera faite d'un profilé de type IPE
- La flèche maximale admissible de la poutre est fixée à 1/500 de sa portée
- On considérera que l'appui en pied de colonne réalise un encastrement parfait pour les deux sens de flexion

- On admettra que la torsion de l'extrémité supérieure des colonnes est empêchée par les poutres transversales et les barres de contreventement qui y aboutissent
- On supposera que la couverture de façade est suffisamment raide et suffisamment solidarifiée aux colonnes pour empêcher le flambement de ces dernières autour de leur axe faible
- On négligera le poids propre des éléments

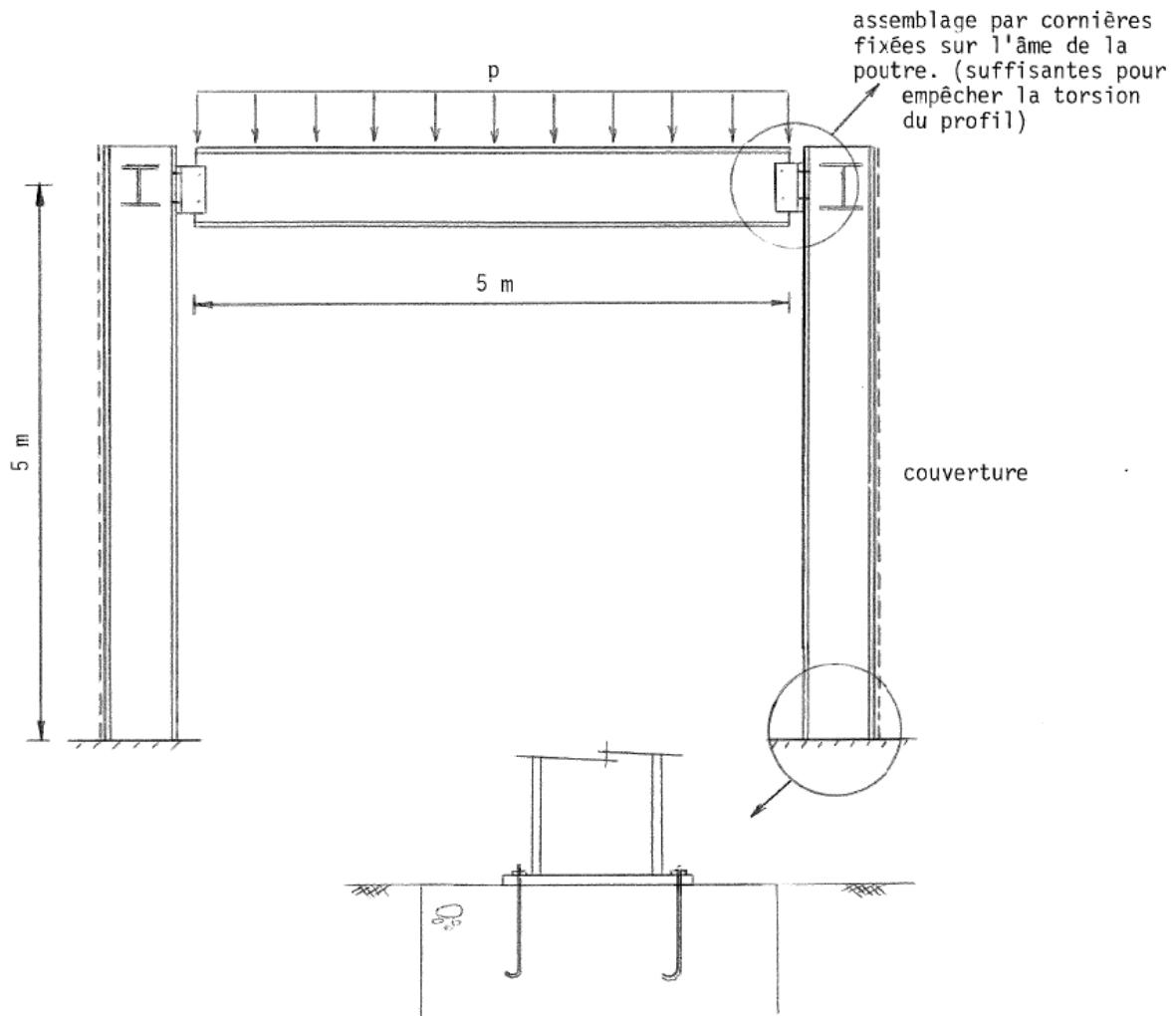


Figure 61

Exercice 3

Le portique contreventé de la Figure 62 est constitué de deux colonnes identiques et d'une poutre sur laquelle agit une charge variable uniformément répartie p (appliquée sur la semelle supérieure). Dans le plan du portique, les colonnes sont fléchies autour de leur axe faible (inertie I_h) et la poutre autour de son axe fort (inertie I_L). La colonne AB est articulée à ses deux extrémités tandis que la colonne CD est encastree en base et assemblée rigidement à la poutre BC en tête.

On demande :

- De dimensionner économiquement la colonne AB (profilé de type HEA), si l'on suppose a priori que le profilé de la poutre BC est une IPE270
- De justifier le choix d'une IPE270 pour réaliser la poutre, si l'on utilise le profilé déterminé ci-dessus pour la réalisation des colonnes AB et CD, et de juger de la nécessité de se prémunir contre le déversement de la poutre
- De vérifier si le profilé choisi pour réaliser les colonnes est effectivement en mesure de supporter les efforts auxquels est soumise la colonne CD

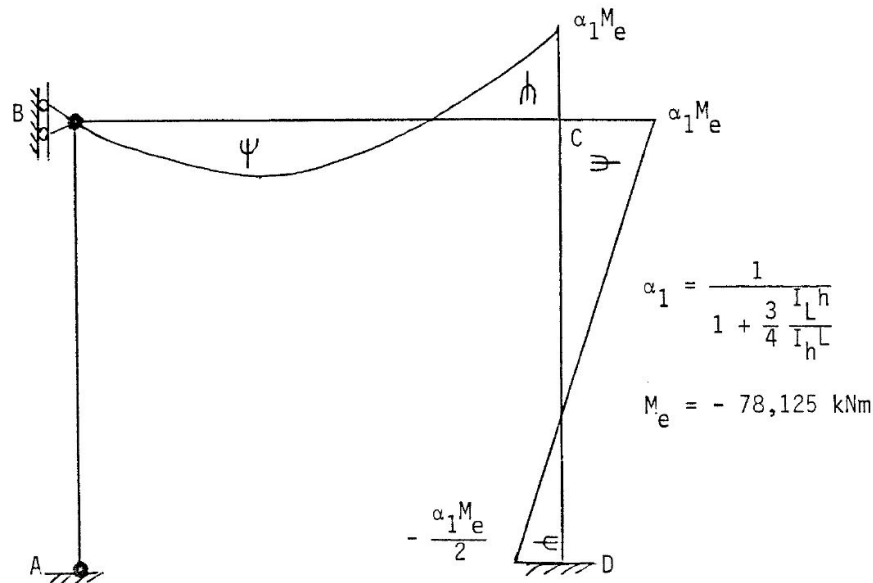


Figure 62

Données :

- $p_{Ed} = 25 \text{ kN/m}$
- Longueur de la poutre : $L = 5 \text{ m}$, hauteur des colonnes : $h = 8 \text{ m}$
- Acier S235
- Flèche maximale admissible pour la poutre sous charges de service : $1/350$ de la portée
- Toute instabilité des colonnes dans le plan perpendiculaire au portique est supposée empêchée
- On admettra que les conditions d'appui de la poutre en B et C sont telles que la rotation de torsion de celle-ci ainsi que son déplacement transversal perpendiculairement au plan du portique sont empêchées (appuis à fourche)
- Diagramme de moment : voir Figure 62

Exercice 4

Soit le portique plan de la Figure 63, soumis, en service, aux charges suivantes (le poids propre des éléments sera négligé) :

- Charge verticale variable uniformément répartie $p = 11 \text{ kN/m}$ sur les poutres BD et DF (agissant sur la semelle supérieure du profilé)
- Charges verticales permanentes concentrées $P = 300 \text{ kN}$ en tête des colonnes (en B, D et F)
- Charge horizontale variable uniformément répartie $q = 1 \text{ kN/m}$ sur les colonnes extérieures AB et EF (agissant sur la semelle extérieure du profilé)

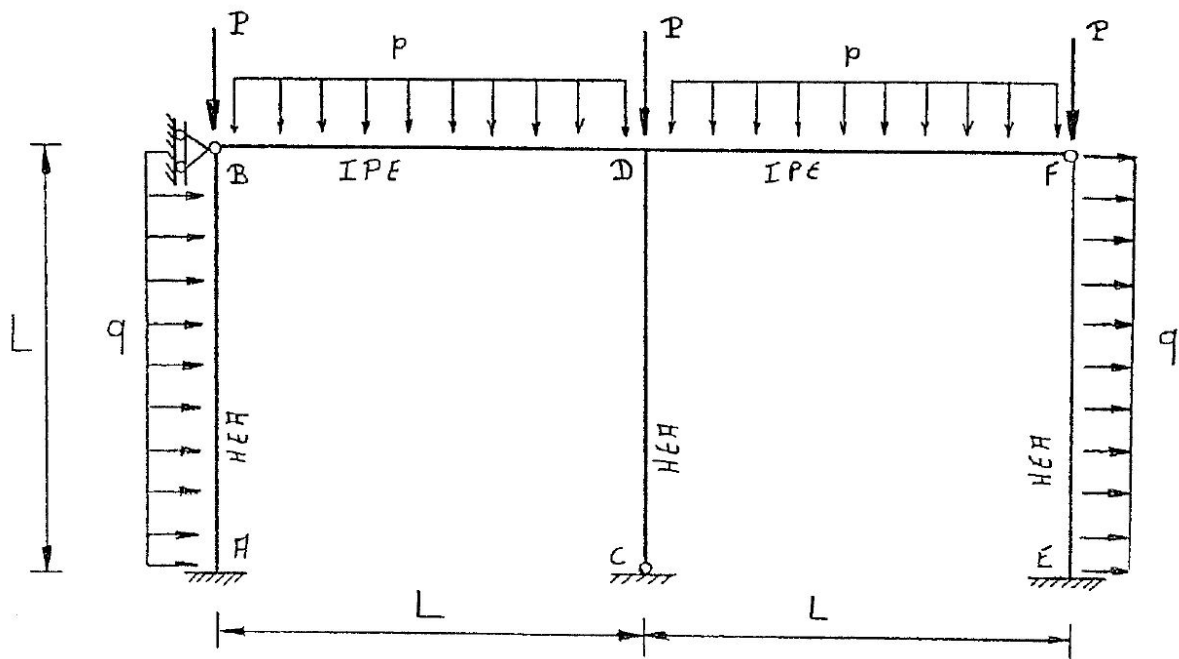


Figure 63

Un système de contreventement empêche tout déplacement transversal des extrémités supérieures des colonnes (B, D et F) dans les deux directions principales. Les colonnes AB et EF sont considérées encastées dans la fondation (respectivement en A et E) pour la flexion dans les deux plans principaux. Les assemblages en C, B et F peuvent être assimilés à des rotules parfaites pour la flexion dans les deux plans principaux ; tandis que les assemblages poutre-colonne en D sont considérés parfaitement rigides pour la flexion dans le plan du portique. Les assemblages aux extrémités des poutres BD et DF sont conçus de manière à empêcher la rotation de torsion de celles-ci.

Les profilés utilisés pour la réalisation des colonnes et des poutres sont respectivement de type HEA et IPE ; ces profilés sont tous disposés de manière à fléchir autour de leur axe fort dans le plan du portique.

On demande :

- De dimensionner les poutres BD et DF
- De dimensionner les colonnes AB, CD et EF, toutes trois constituées du même profilé

- De concevoir, puis de dimensionner, les deux assemblages boulonnés qui, en D, permettent le transfert du moment de flexion et de l'effort tranchant des poutres BD et DF à la colonne CD

Données :

- Acier S235
- $L = 10\text{ m}$
- Flèche maximale admissible pour les poutres : $1/500$ de la portée
- Les assemblages doivent être conçus de telle façon que l'extrémité supérieure de la colonne CD ne dépasse pas le niveau de la semelle supérieure des poutres (voir Figure 64)

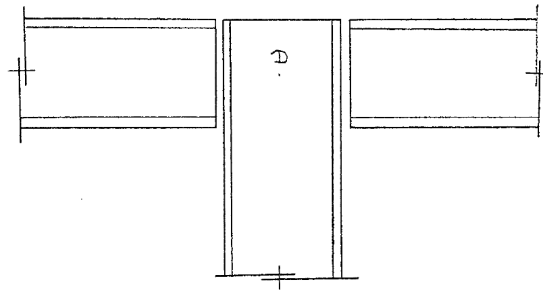


Figure 64

II. SOLUTIONS

II.1. MEMBRURES COMPRIMÉES

Exercice 1

Colonne encastree en base : $L_{fl} = 5,816 \text{ m}$

Colonne rotulee en base : $L_{fl} = 11,832 \text{ m}$

Exercice 2

Colonnes exterieures : $L_{fl} = 2,995 \text{ m}$

Colonnes interieures : $L_{fl} = 2,829 \text{ m}$

Exercice 3

$L_{fl} = 2,276 \text{ m}$

$N_{b,Rd} = 854,5 \text{ kN}$

Exercice 4

2 deforme'es de flambement de la structure a considerer :

- Mode 1 : noeuds fixes transversalement
- Mode 2 : noeuds transversalement deplaçables

6 colonnes a verifier :

- AB (ou OP) et HI dans le mode 1
- FG (ou TU), MN, CE (ou QS) et JL dans le mode 2

Multiplicateur critique : $\lambda_{cr} = \min(\lambda_{cr,i}) = \lambda_{cr,HI,mode1} = 6,18$

Multiplicateur de ruine : $\lambda_u = \min(\lambda_{u,i}) = \lambda_{u,HI,mode1} = 1,4$

Exercice 5

a) Propriétés du PRS

Classe 1

$$M_{y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 196,4 \text{ kN.m}$$

$$I_y = 11724 \text{ cm}^4$$

b) Instabilité de la structure

2 déformées de flambement de la structure à considérer :

- Mode 1 : nœuds fixes transversalement
- Mode 2 : nœuds transversalement déplaçables

2 colonnes à vérifier : BC (ou HI) et EF dans le mode 2

$$\text{Multiplicateur critique : } \lambda_{cr} = \lambda_{cr,EF,mode2} = 5,17$$

$$\text{Multiplicateur de ruine : } \lambda_u = \lambda_{u,EF,mode2} = 1,73$$

Exercice 6

2 déformées de flambement de la structure à considérer :

- Mode 1 : nœuds fixes transversalement
- Mode 2 : nœuds transversalement déplaçables

4 colonnes à vérifier :

- BF (ou CG) dans le mode 1
- AE (ou DH) dans le mode 1 ou le mode 2
- EI (ou HL) et FJ (ou GK) dans le mode 2

$$\text{Multiplicateur de ruine : } \lambda_u = \lambda_{u,BF,mode1} = 405,3/P \text{ (avec } P \text{ en kN)} \rightarrow P_{max} = 405,3 \text{ kN}$$

Exercice 7

$$\text{Flambement d'axe fort : } L_{fl,y} = 5,019 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,y} = 583,1 \text{ kN}$$

$$\text{Flambement d'axe faible : } L_{fl,z} = 4,2 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,z} = 140,2 \text{ kN}$$

$$\text{Conclusion : } N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = 140,2 \text{ kN} \rightarrow P_{Ed,max} = 80,9 \text{ kN (charge pondérée)}$$

Exercice 8

a) Effort de compression maximal dans CD

Flambement d'axe fort : $L_{fl,y} = 2,063 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,y} = 866,8 \text{ kN}$

Flambement d'axe faible : $L_{fl,z} = 1,877 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,z} = 767,2 \text{ kN}$

Conclusion : $N_{Ed,max} = N_{b,Rd} = 767,2 \text{ kN}$

b) Entre-distance des portiques pour que $N_{b,Rd,y} = N_{b,Rd,z}$

Il faudrait $L_{fl,z} = 1,106 \text{ m}$, càd $K_z = 0,316 \rightarrow$ Impossible

Exercice 9

a) Effort normal ultime de la colonne AB

Flambement d'axe fort : $L_{fl,y} = 4,496 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,y} = 866,6 \text{ kN}$

Flambement d'axe faible : $L_{fl,z} = 3,626 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,z} = 668,0 \text{ kN}$

Conclusion : $N_{b,Rd} = 668,0 \text{ kN}$

b) Condition d'égale résistance

Pour le portique originel, la condition d'égale résistance n'est pas satisfaite.

Pour qu'elle le soit et que $N_{b,Rd}$ reste identique, il faudrait : $L_{fl,z} = 3,626 \text{ m}$ (inchangé) et $L_{fl,y} = 6,654 \text{ m}$.

Pour obtenir $K_y = 1,331$, il faut :

- Supprimer le contreventement dans la direction E-B-F
- Remplacer l'appui simple en base de colonne (A) par un appui apportant une restrainte flexionnelle d'axe fort (proche de l'encastrement)
- Remplacer les assemblages rotulés aux extrémités de la poutre en E et F par des assemblages rigides

Exercice 10

a) Colonne AB

Flambement d'axe fort – tronçon AI : $L_{fl,y} = 6,014 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,y} = 806,1 \text{ kN}$

Flambement d'axe faible – tronçon AI : $L_{fl,z} = 8 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,z} = 229,1 \text{ kN}$

Conclusion : $N_{b,Rd} = 229,1 \text{ kN} \rightarrow P_{Ed,1} \leq 122,3 \text{ kN}$

b) Colonne CD

Flambement d'axe fort – tronçon JE : $L_{fl,y} = 2,923 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,y} = 1149,8 \text{ kN}$

Flambement d'axe fort – tronçon ED : $L_{fl,y} = 3,638 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,y} = 1085,0 \text{ kN}$

Flambement d'axe faible – tronçon JD : $L_{fl,z} = 8 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,z} = 229,1 \text{ kN}$

Conclusion : $N_{b,Rd} = 229,1 \text{ kN} \rightarrow P_{Ed,2} \leq 122,3 \text{ kN}$

c) Colonne HG

Flambement d'axe fort : $L_{fl,y} = 3,189 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,y} = 620,9 \text{ kN}$

Flambement d'axe faible : $L_{fl,z} = 3,294 \text{ m} \rightarrow N_{b,Rd,z} = 400,1 \text{ kN}$

Conclusion : $N_{b,Rd} = 400,1 \text{ kN} \rightarrow P_{Ed,3} \leq 250,1 \text{ kN}$

Exercice 11

$P_{a,Ed,max} = 1603,0 \text{ kN}$, $P_{b,Ed,max} = 1594,9 \text{ kN}$ et $P_{c,Ed,max} = 639,3 \text{ kN}$

Exercice 12

$P_{a,Ed,max} = 506,3 \text{ kN}$, $P_{b,Ed,max} = 1062,9 \text{ kN}$ et $P_{c,Ed,max} = 2128,8 \text{ kN}$

Exercice 13

$P_{Ed,max} = 1009,3 \text{ kN}$ (flambement colonnes FE et IH)

Exercice 14

$P_{Ed,max} = 855,75 \text{ kN}$ (flambement colonne soumise à 2P, étage supérieur)

Exercice 15

Si $P_{Ed} = 0$: $q_{Ed,max} = 80,0 \text{ kN/m}$ (flambement colonne EF)

Si $q_{Ed} = q_{Ed,max}$: $P_{Ed,max} = 299,3 \text{ kN}$ (flambement colonne ED)

II.2. POUTRES FLÉCHIES – DÉVERSEMENT

Exercice 1

$$k_z = 1, k_w = 1, C_1 = 2,6, C_2 = 1,8, k_c = 0,62$$

$$\text{Cas 1 : } z_g = 0 \text{ mm, } M_{cr} = 73,2 \text{ kN.m, } M_{b,Rd} = 60,5 \text{ kN.m} \rightarrow p_{Ed,max} = 29,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Cas 2 : } z_g = 100 \text{ mm, } M_{cr} = 36,5 \text{ kN.m, } M_{b,Rd} = 31,0 \text{ kN.m} \rightarrow p_{Ed,max} = 14,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Cas 3 : } z_g = -91,5 \text{ mm, } M_{cr} = 139,5 \text{ kN.m, } M_{b,Rd} = 78,3 \text{ kN.m} \rightarrow p_{Ed,max} = 37,6 \text{ kN/m}$$

Exercice 2

$$k_z = 0,5, k_w = 0,5, C_1 = 2,6, C_2 = 1,8, k_c = 0,62$$

$$z_g = -76 \text{ mm, } M_{cr} = 2451,1 \text{ kN.m, } M_{b,Rd} = 135,1 \text{ kN.m} \rightarrow p_{Ed,max} = 64,8 \text{ kN/m}$$

Exercice 3

a) Détermination de P_{max}

ELS :

$$P \leq 16,51 \text{ kN}$$

ELU :

2 tronçons à vérifier : EB et BF (ou symétriques)

$$\cdot \text{ EB : } M_{b,Rd} = 47,64 \text{ kN.m} \rightarrow P \leq 35,3 \text{ kN}$$

$$\cdot \text{ BF : } M_{b,Rd} = 73,90 \text{ kN.m} \rightarrow P \leq 23,5 \text{ kN}$$

Conclusion :

$$P_{max} = 16,51 \text{ kN}$$

b) Utilité des entretoises

Tronçon AB (et symétrique CD) :

$$M_{b,Rd} = 31,44 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 22,28 \text{ kN.m} \rightarrow \text{OK sans entretoise en E (et G)}$$

Tronçon BC :

$$M_{b,Rd} < M_{cr} = 29,59 \text{ kN.m} < M_{Ed} = 52 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Entretoise nécessaire en F}$$

Exercice 4

a) AB

$$C_1 = 1,3$$

$$M_{b,Rd} = 147,3 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 127 \text{ kN.m}$$

b) BC

$$C_1 = 2,7$$

$$M_{b,Rd} = 215,4 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 127 \text{ kN.m}$$

Exercice 5

a) BC

$$M_{b,Rd} = 86,15 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 61,19 \text{ kN.m}$$

b) CD

$$M_{b,Rd} = 75,81 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 36,2 \text{ kN.m}$$

c) DE

$$M_{b,Rd} = 86,15 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 56,39 \text{ kN.m}$$

Exercice 6

a) BC

$$M_{b,Rd} = 314,1 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 260 \text{ kN.m}$$

b) CD

$$M_{b,Rd} = 295,2 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 260 \text{ kN.m}$$

c) DE

$$M_{b,Rd} = 316,5 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 208 \text{ kN.m}$$

Exercice 7

$$q_{max} = 8,03 \text{ kN/m (ELU déterminant)}$$

$$\text{Flèche sous } q = q_{max} : f = 5,1 \text{ mm} < L/300 = 10 \text{ mm}$$

II.3. MEMBRURES COMPRIMÉES ET FLÉCHIES

Exercice 1

a) Classe de section

Classe 1

b) Vérification de l'élément à l'ELU

Résistance et stabilité en travée

Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$
$$= \frac{200}{0,950 \cdot 1705,4} + 0,999 \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{200}{10193,6}} \cdot \frac{0,679 \cdot 33}{1,038 \cdot 119,4} \right] = 0,31 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

Sollicitations de la section d'extrémité la plus sollicitée :

- $M_{Ed} = 33 \text{ kN.m}$
- $N_{Ed} = 200 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 11,8 \text{ kN}$

Influence de V_{Ed} sur $M_{y,Rd}$: négligeable

Influence de N_{Ed} sur $M_{y,Rd}$: négligeable

Vérification : $M_{Ed} = 33 \text{ kN.m} < M_{y,Rd} = 119,4 \text{ kN.m}$

Exercice 2

a) Pas d'instabilité hors plan

Résistance et stabilité en travée

Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{500}{0,549 \cdot 2285,6} + 0,867 \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{500}{1967,5}} \cdot \frac{1 \cdot 100}{0,973 \cdot 261,3} \right] = 0,856 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

Influence de N_{Ed} sur $M_{y,Rd}$: à considérer → moment résistant réduit

Vérification : $M_{Ed} = 100 \text{ kN.m} < M_{y,N,Rd} = 233,4 \text{ kN.m}$

b) Déversement et flambement d'axe faible permis

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{500}{0,549 \cdot 2285,6} + 0,867 \cdot \left[\frac{2,080}{0,577} \cdot \frac{1}{1 - \frac{500}{1967,5}} \cdot \frac{1 \cdot 100}{0,911 \cdot 261,3} \right] = 2,16 > 1 \quad !!!$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{500}{0,229 \cdot 2285,6} + 0,325 \cdot \left[0,513 \cdot \frac{2,080}{0,577} \cdot \frac{1}{1 - \frac{500}{1967,5}} \cdot \frac{1 \cdot 100}{0,468 \cdot 261,3} \right] = 1,61 > 1 \quad !!!$$

Résistance des sections d'extrémité

Influence de N_{Ed} sur $M_{y,Rd}$: à considérer → moment résistant réduit

Vérification : $M_{Ed} = 100 \text{ kN.m} < M_{y,N,Rd} = 233,4 \text{ kN.m}$

Exercice 3

Résistance et stabilité en travée

Symétrie axe fort / axe faible → Vérification de stabilité identique selon les deux plans :

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \alpha^* \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ &= \frac{750}{0,908 \cdot 2176,1} + 0,989 \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{750}{7218,5}} \cdot \frac{0,778 \cdot 71,25}{1,080 \cdot 193,2} + 0,6 \cdot \frac{1}{1 - \frac{750}{7218,5}} \cdot \frac{0,778 \cdot 71,25}{1,054 \cdot 193,2} \right] \\ &= 0,853 < 1 \end{aligned}$$

Résistance des sections d'extrémité

Section en tête à vérifier :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^\beta = \left(\frac{71,25}{164,3} \right)^{1,918} + \left(\frac{71,25}{164,3} \right)^{1,918} = 0,403 < 1$$

Exercice 4

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ &= \frac{150}{0,434 \cdot 1265} + 0,879 \cdot \left[\frac{k_{LT}(Q_{Ed})}{0,613} \cdot \frac{1}{1 - \frac{150}{765,2}} \cdot \frac{C_{m,y}(Q_{Ed}) \cdot Q_{Ed} \cdot 10000}{4 \cdot k_{yy,mod}(Q_{Ed}) \cdot 100,9 \cdot 10^6} \right] \leq 1 \end{aligned}$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{150}{0,175 \cdot 1265} + 0,506 \cdot \left[0,515 \cdot \frac{k_{LT}(Q_{Ed})}{0,613} \cdot \frac{1}{1 - \frac{150}{765,2}} \cdot \frac{C_{m,y}(Q_{Ed}) \cdot Q_{Ed} \cdot 10000}{4 \cdot k_{zy,mod}(Q_{Ed}) \cdot 100,9 \cdot 10^6} \right] \leq 1$$

- Conclusion :

$$Q_{Ed,max} \approx 9350 \text{ N}$$

Pour cette valeur de la charge transversale :

- Vérification de la stabilité d'axe fort : $0,938 \leq 1$
- Vérification de la stabilité d'axe faible : $1 \leq 1$

Résistance des sections d'extrémité

$$N_{Ed} = 150 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1265 \text{ kN}$$

Exercice 5

a) Efforts internes – élément BF

- Moment AF : diagramme linéaire, $M_{Ed,y,B} = -52,75 \text{ kN.m}$ et $M_{Ed,y,F} = +26,37 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant (flexion AF) : constant, $V_{Ed} = 19,78 \text{ kN}$
- Effort normal : constant, $N_{Ed} = 57,91 \text{ kN}$ (compression)

b) Vérification de l'élément BF à l'ELU

Résistance et stabilité en travée

Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \frac{57,91}{0,993 \cdot 2643,7} + 1 \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{57,91}{55007}} \cdot \frac{0,685 \cdot 52,75}{1,00 \cdot 325} \right] = 0,133 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{Ed} = 52,75 \text{ kN.m} < M_{y,Rd} = 325 \text{ kN.m}$$

Exercice 6

a) Efforts internes

- Moment AF : $M_{Ed,B_{AB}} = 142,4 \text{ kN.m}$, $M_{Ed,B_{BC}} = 57,6 \text{ kN.m}$,
 $M_{Ed,B_{BD}} = 200 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant (flexion AF) : $V_{Ed,AB} = 17,8 \text{ kN}$, $V_{Ed,BC} = 14,4 \text{ kN}$,
 $V_{Ed,BD} = 500 \text{ kN}$
- Effort normal : $N_{Ed,AB} = 650 \text{ kN}$, $N_{Ed,BC} = 150 \text{ kN}$

b) Vérification de l'élément BF à l'ELU

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$
$$= \frac{650}{0,801 \cdot 2643,7} + 0,976 \cdot \left[\frac{1,064}{0,996} \cdot \frac{1}{1 - \frac{650}{5913,4}} \cdot \frac{0,907 \cdot 142,4}{0,978 \cdot 325,0} \right] = 0,783 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$
$$= \frac{650}{0,465 \cdot 2643,7} + 0,800 \cdot \left[0,513 \cdot \frac{1,064}{0,996} \cdot \frac{1}{1 - \frac{650}{5913,4}} \cdot \frac{0,907 \cdot 142,4}{0,824 \cdot 325,0} \right] = 0,766 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{Ed} = 142,4 \text{ kN.m} < M_{y,N,Rd} = 280,5 \text{ kN.m}$$

Exercice 7

a) Diagramme de moment

$$M_{Ed,B_{AB}} = -276,1 \text{ kN.m}, \quad M_{Ed,AB/2} = -48,0 \text{ kN.m}, \quad M_{Ed,B_{BC}} = -329,0 \text{ kN.m}, \\ M_{Ed,BC/2} = -74,5 \text{ kN.m}, \quad M_{Ed,DB} = -83,9 \text{ kN.m}, \quad M_{Ed,B_{BE}} = -30,1 \text{ kN.m}$$

b) Vérification de l'élément BD à l'ELU

Efforts internes

$$M_{Ed,y} = 83,9 \text{ kN.m (constant sur BD)}, \quad V_{Ed} = 0 \text{ kN}, \quad N_{Ed} = 476,0 \text{ kN}$$

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ = \frac{476}{0,929 \cdot 2643,7} + 0,998 \cdot \left[\frac{1,038}{0,943} \cdot \frac{1}{1 - \frac{476}{17205,8}} \cdot \frac{1 \cdot 83,9}{1,016 \cdot 325,0} \right] = 0,481 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ = \frac{476}{0,844 \cdot 2643,7} + 0,993 \cdot \left[0,513 \cdot \frac{1,038}{0,943} \cdot \frac{1}{1 - \frac{476}{17205,8}} \cdot \frac{1 \cdot 83,9}{0,997 \cdot 325,0} \right] = 0,363 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{Ed} = 83,9 \text{ kN.m} < M_{y,N,Rd} = 305,1 \text{ kN.m}$$

Exercice 8

a) Inertie des sections de la traverse

$$I_{max} = 218\,764\,745 \text{ mm}^4, I_{min} = 213\,031\,412 \text{ mm}^4 \rightarrow I_{moy} = 21590 \text{ cm}^4$$

b) Diagramme de moment

$$M_{Ed,B_{AB}} = 59,3 \text{ kN.m}, \quad M_{Ed,B_{BD}} = -59,3 \text{ kN.m}, \quad M_{Ed,DB/2} = 168,2 \text{ kN.m}, \\ M_{Ed,D_{BD}} = -104,3 \text{ kN.m}, \quad M_{Ed,D_{CD}} = 104,3 \text{ kN.m}$$

c) Vérification de la colonne AB à l'ELU

Efforts internes

$$M_{Ed,y,B} = 59,3 \text{ kN.m}, V_{Ed} = 14,8 \text{ kN}, N_{Ed} = 95,5 \text{ kN}$$

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ = \frac{95,5}{0,921 \cdot 1265} + 0,999 \cdot \left[\frac{1}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{95,5}{7389,4}} \cdot \frac{0,946 \cdot 59,3}{1 \cdot 100,9} \right] = 0,645 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ = \frac{95,5}{0,628 \cdot 1265} + 0,979 \cdot \left[0,515 \cdot \frac{1}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{95,5}{7389,4}} \cdot \frac{0,946 \cdot 59,3}{0,972 \cdot 100,9} \right] = 0,412 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{Ed} = 59,3 \text{ kN.m} < M_{y,Rd} = 100,9 \text{ kN.m}$$

Exercice 9

a) Efforts internes dans la colonne AB

- Effort normal : $N_{Ed} = 37,5 \text{ kN}$
- Moment AF : $M_{y,Ed,A} = 3,8 \text{ kN.m}$, $M_{y,Ed,B} = 7,6 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant – flexion AF : $V_{AF,Ed} = 2,28 \text{ kN}$
- Moment af : $M_{z,Ed,A} = 1,65 \text{ kN.m}$, $M_{z,Ed,B} = 3,3 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant – flexion af : $V_{af,Ed} = 9,89 \text{ kN}$

b) Vérification de la colonne AB à l'ELU

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \alpha^* \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{k_{yz,mod} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{37,5}{0,784 \cdot 499,1} + 0,992 \cdot \left[\frac{1}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{37,5}{1019,3}} \cdot \frac{0,904 \cdot 7,6}{0,984 \cdot 19,5} + 0,688 \cdot \frac{1}{1 - \frac{37,5}{397,2}} \cdot \frac{0,657 \cdot 3,3}{0,754 \cdot 9,7} \right]$$

$$= 0,688 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{k_{zz,mod} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{37,5}{0,473 \cdot 499,1} + 0,948 \cdot \left[0,523 \cdot \frac{1}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{37,5}{1019,3}} \cdot \frac{0,904 \cdot 7,6}{0,908 \cdot 19,5} + \frac{1}{1 - \frac{37,5}{397,2}} \cdot \frac{0,657 \cdot 3,3}{1,019 \cdot 9,7} \right]$$

$$= 0,589 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^1 = \left(\frac{7,6}{19,5} \right)^2 + \left(\frac{3,3}{9,7} \right)^1 = 0,493 < 1$$

Exercice 10

a) Tronçon AB

Efforts internes

- Effort normal : $N_{Ed} = 1450 \text{ kN}$
- Moment AF : $M_{y,Ed,A} = -9,05 \text{ kN.m}$, $M_{y,Ed,B} = 18,1 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant – flexion AF : $V_{AF,Ed} = 5,4 \text{ kN}$

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$
$$= \frac{1450}{0,994 \cdot 1984,8} + 1,000 \cdot \left[\frac{1,357}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1450}{39134,4}} \cdot \frac{0,749 \cdot 18,1}{1 \cdot 271,7} \right] = 0,805 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$
$$= \frac{1450}{0,633 \cdot 1984,8} + 0,595 \cdot \left[0,6 \cdot \frac{1,357}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1450}{39134,4}} \cdot \frac{0,749 \cdot 18,1}{0,6 \cdot 271,7} \right] = 1,196 > 1 \quad !!!$$

Résistance des sections d'extrémité

$$\sigma_{VM,max} = 187,3 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

b) Tronçon BC

Efforts internes

- Effort normal : $N_{Ed} = 1300 \text{ kN}$
- Moment AF : $M_{y,Ed,B} = -56,9 \text{ kN.m}$, $M_{y,Ed,C} = 75 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant – flexion AF : $V_{AF,Ed} = 37,7 \text{ kN}$

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$
$$= \frac{1300}{0,994 \cdot 1984,8} + 1,000 \cdot \left[\frac{1,092}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1300}{39134,4}} \cdot \frac{0,768 \cdot 75}{1 \cdot 271,7} \right] = 0,898 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$
$$= \frac{1300}{0,633 \cdot 1984,8} + 0,661 \cdot \left[0,6 \cdot \frac{1,092}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1300}{39134,4}} \cdot \frac{0,768 \cdot 75}{0,6 \cdot 271,7} \right] = 1,193 > 1 !!!$$

Résistance des sections d'extrémité

$$\sigma_{VM,max} = 218,8 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Exercice 11

a) Efforts internes dans la colonne AB

- Effort normal : $N_{Ed} = 4 \text{ kN}$
- Moment AF : $M_{y,Ed} = -0,5 x^2 + 7,75 x - 17,5 \text{ kN.m}$, avec $x = 0$ en A et $x = 10$ en B
- Effort tranchant – flexion AF : $V_{AF,Ed,A} = 7,75 \text{ kN}$, $V_{AF,Ed,B} = -2,25 \text{ kN}$

b) Vérification de la colonne AB à l'ELU

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{4}{0,243 \cdot 499,1} + 0,979 \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{147,7}} \cdot \frac{1,002 \cdot 17,5}{0,994 \cdot 19,5} \right] = 0,943 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{y,Ed} = 17,5 \text{ kN.m} \leq M_{y,Rd} = 19,5 \text{ kN.m}$$

Exercice 12

a) Efforts internes dans la poutre ACDB

- Effort normal : $N_{Ed,AC} = N_{Ed,DB} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed,CD} = 44,6 \text{ kN}$
- Moment AF : $M_{y,Ed,AC/2} = M_{y,Ed,DB/2} = 35,60 \text{ kN.m}$, $M_{y,Ed,C_{AC}} = M_{y,Ed,D_{DB}} = -51,29 \text{ kN.m}$, $M_{y,Ed,C_{CD}} = M_{y,Ed,D_{CD}} = -47,48 \text{ kN.m}$, $M_{y,Ed,E} = 13,77 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant – flexion AF : $V_{AF,Ed,A} = 27,75 \text{ kN}$, $V_{AF,Ed,C_{AC}} = -42,25 \text{ kN}$, $V_{AF,Ed,C_{CD}} = 35 \text{ kN}$, $V_{AF,Ed,D_{CD}} = -35 \text{ kN}$, $V_{AF,Ed,D_{DB}} = 42,25 \text{ kN}$, $V_{AF,Ed,B} = -27,75 \text{ kN}$

b) Vérification de la travée CD à l'ELU

Résistance et stabilité en travée

$$L_{fl,y} = 5,025 \text{ m}, L_{fl,z} = 10,5 \text{ m}, L_{LT} = 10,5 \text{ m}, k_z = 1, k_w = 1, C_1 = 4,1, k_c = 0,5$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{44,6}{0,773 \cdot 1063,4} + 0,995 \cdot \left[\frac{1,159}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{44,6}{2060,3}} \cdot \frac{0,996 \cdot 47,48}{0,954 \cdot 76,4} \right] = 0,820 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{44,6}{0,135 \cdot 1063,4} + 0,770 \cdot \left[0,515 \cdot \frac{1,159}{1} \cdot \frac{1}{1 - \frac{44,6}{2060,3}} \cdot \frac{0,996 \cdot 47,48}{0,780 \cdot 76,4} \right] = 0,684 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{y,Ed} = 47,48 \text{ kN.m} \leq M_{y,Rd} = 76,4 \text{ kN.m}$$

Exercice 13

$$L_{fl,y} = 5,025 \text{ m}, L_{fl,z} = 21 \text{ m}, (L_{LT} = 21 \text{ m}, k_z = 1, k_w = 1, C_1 = 4,1, k_c = 0,5)$$

$$\text{On obtient : } N_{cr,z} = 43,5 \text{ kN} < N_{Ed} = 44,6 \text{ kN} \rightarrow \text{Instable !!}$$

Exercice 14

a) Colonne centrale DEF

Profilé HEA300

$$\text{Compression maximale : } N_{b,Rd} = 1814 \text{ kN} > N_{Ed} = 1500 \text{ kN}$$

Flexion maximale :

- FE simplement fléchi : $M_{b,Rd} = M_{pl,Rd} = 325,0 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 296,1 \text{ kN.m}$
- ED comprimé et fléchi :
 - Stabilité selon l'axe fort : $0,522 < 1$
 - Stabilité selon l'axe faible : $0,521 < 1$
 - Sections d'extrémité : $M_{y,N,Rd} = 266,6 \text{ kN.m} > M_{y,Ed} = 78,9 \text{ kN.m}$

b) Colonnes extérieures

Colonne de gauche ABC :

- BC simplement fléchi : $M_{b,Rd} = M_{pl,Rd} = 325,0 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 283,0 \text{ kN.m}$

- AB comprimé et fléchi :
 - Stabilité selon l'axe fort : $0,641 < 1$
 - Stabilité selon l'axe faible : $0,587 < 1$
 - Sections d'extrémité : $M_{y,N,Rd} = 266,6 \text{ kN.m} > M_{y,Ed} = 92 \text{ kN.m}$

→ Profilé HEA300 OK

Colonne de droite GHI :

- HI simplement fléchi : $M_{b,Rd} = M_{pL,Rd} = 325,0 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 309,1 \text{ kN.m}$
- GH comprimé et fléchi :
 - Stabilité selon l'axe fort : $0,577 < 1$
 - Stabilité selon l'axe faible : $0,554 < 1$
 - Sections d'extrémité : $M_{y,N,Rd} = 266,6 \text{ kN.m} > M_{y,Ed} = 65,9 \text{ kN.m}$

→ Profilé HEA300 OK

Exercice 15

a) Colonne au vent

Résistance et stabilité en travée

Section de classe 2 sous M+N, $L_{fl,y} = 12 \text{ m}$, $L_{fl,z} = 4,2 \text{ m}$, $L_{LT} = 6 \text{ m}$, $k_z = 0,7$, $k_w = 1$, $C_1 = 3,0$, $k_c = 0,6$, $C_{m,y,0} = 0,971$

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{105,15}{0,753 \cdot 1365,4} + 0,985 \cdot \left[\frac{1,28}{0,868} \cdot \frac{1}{1 - \frac{105,15}{1800,6}} \cdot \frac{0,990 \cdot 48,87}{0,947 \cdot 199,0} \right] = 0,473 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pL,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{105,15}{0,283 \cdot 1365,4} + 0,833 \cdot \left[0,526 \cdot \frac{1,28}{0,868} \cdot \frac{1}{1 - \frac{105,15}{1800,6}} \cdot \frac{0,990 \cdot 48,87}{0,785 \cdot 199,0} \right] = 0,469 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{y,Ed} = 48,87 \text{ kN.m} \leq M_{y,Rd} = 199,0 \text{ kN.m}$$

b) Colonne sous le vent

Résistance et stabilité en travée

$$C_1 = 1,85, k_c = 0,7, C_{m,y,0} = 0,988$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{103,11}{0,753 \cdot 1365,4} + 0,985 \cdot \left[\frac{1,332}{0,628} \cdot \frac{1}{1 - \frac{103,11}{1800,6}} \cdot \frac{0,996 \cdot 43,2}{0,945 \cdot 199,0} \right] = 0,559 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{103,11}{0,283 \cdot 1365,4} + 0,836 \cdot \left[0,526 \cdot \frac{1,332}{0,628} \cdot \frac{1}{1 - \frac{103,11}{1800,6}} \cdot \frac{0,996 \cdot 43,2}{0,779 \cdot 199,0} \right] = 0,510 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

Sollicitations plus faibles que pour la colonne au vent.

Exercice 16

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \alpha^* \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{k_{yz,mod} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ &= \frac{162,035}{0,174 \cdot 3784,3} + 0,820 \cdot \left[\frac{1,028}{0,574} \cdot \frac{1}{1 - \frac{162,035}{771,0}} \cdot \frac{0,969 \cdot 180}{1,0 \cdot 482,4} + 0 \right] \\ &= 0,918 < 1 \end{aligned}$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{k_{zz,mod} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ &= \frac{162,035}{0,261 \cdot 3784,3} + 0,907 \cdot \left[0,6 \cdot \frac{1,028}{0,574} \cdot \frac{1}{1 - \frac{162,035}{771,0}} \cdot \frac{0,969 \cdot 180}{0,6 \cdot 482,4} + 0 \right] \\ &= 0,908 < 1 \end{aligned}$$

Résistance des sections d'extrémité

$$\sigma_{VM,max} = 147,6 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Exercice 17

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \alpha \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{1130}{0,932 \cdot 4476,6} + 0,996 \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{1130}{19870,7}} \cdot \frac{0,898 \cdot 350}{1,048 \cdot 436,295} + 0 \right]$$

$$= 0,997 < 1$$

- Vérification de la stabilité selon l'axe faible :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_z \cdot \left[\beta \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \frac{1130}{0,850 \cdot 4476,6} + 0,980 \cdot \left[0,616 \cdot \frac{1}{1 - \frac{1130}{19870,7}} \cdot \frac{0,898 \cdot 350}{1,010 \cdot 436,295} + 0 \right]$$

$$= 0,754 < 1$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{y,Ed} = 350 \text{ kN.m} < M_{y,N,Rd} = 434,8 \text{ kN.m}$$

Exercice 18

- a) Classe de section

Classe 1

- b) Coefficient d'équivalence

Connaissant les efforts au second ordre:

$$C_m = K_{réel} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right) = 1,020 \cdot \left(1 - \frac{191,65}{3770,7} \right) = 0,968$$

Sans connaître les efforts au second ordre : utiliser une formule approchée.

- c) Vérification de BC

Résistance et stabilité en travée

- Vérification de la stabilité selon l'axe fort (pas de déplacement hors plan):

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \mu_y \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\ &= \frac{191,65}{0,842 \cdot 1909,9} + 0,992 \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{191,65}{3770,7}} \cdot \frac{0,968 \cdot 189,5}{1,005 \cdot 222,94} \right] \\ &= 0,975 < 1 \end{aligned}$$

Résistance des sections d'extrémité

$$M_{y,Ed} = 189,5 \text{ kN.m} < M_{y,Rd} = 222,94 \text{ kN.m}$$

II.4. ASSEMBLAGES

Exercice 1

a) Configuration a)

Cisaillement des boulons \rightarrow nombre de boulons nécessaires : $n \geq 3,4 \rightarrow n = 4$

Résistance en sections des plats \rightarrow épaisseur minimale des plats :

- Section brute : $t \geq 8,5 \text{ mm}$
- Section nette : $t \geq 10,9 \text{ mm}$

$\rightarrow t = 12 \text{ mm}$

Disposition des boulons : 2 rangées de 2 boulons avec, par exemple, $e_1 = 30 \text{ mm}$, $p = 50 \text{ mm}$, $e_2 = 40 \text{ mm}$, $w = 70 \text{ mm}$

Pression diamétrale (pour la disposition de boulons et l'épaisseur de plats ci-dessus) : OK

$$n \cdot R_p = 310,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 300 \text{ kN}$$

b) Configuration b)

2 assemblages identiques à celui de la configuration a). On en déduit :

- Nombre de boulons : 4 (pour chacun des 2 assemblages ! – donc 8 au total), avec la même disposition qu'en a)
- Épaisseur des plats et du couvre-joint : $t = 12 \text{ mm}$

c) Configuration c)

2 assemblages identiques successifs.

Cisaillement des boulons \rightarrow nombre de boulons nécessaires : $n = 2$ (pour chacun des 2 assemblages ! – donc 4 au total)

Résistance en sections des plats et couvre-joints $\rightarrow t_{\text{plat}} = 12 \text{ mm}$, $t_{\text{couvrejoints}} = 6 \text{ mm}$

Disposition des boulons : 1 rangée de 2 boulons avec $e_1 = 55 \text{ mm}$

Pression diamétrale (pour la disposition de boulons et l'épaisseur de plats ci-dessus) : OK

$$n \cdot R_p = 331,3 \text{ kN} > N_{Ed} = 300 \text{ kN}$$

Exercice 2

a) Coefficient de frottement $\mu = 0,3$

Non-glissement des plats \rightarrow nombre de boulons nécessaires : $n \geq 7,1 \rightarrow n = 8$
(disposés en 4 rangées de 2 boulons)

Résistance en sections des plats \rightarrow épaisseur minimale des plats :

- Section brute : $t \geq 8,5 \text{ mm}$
- Section nette : $t \geq 10,8 \text{ mm}$

$\rightarrow t = 12 \text{ mm}$

Pression diamétrale \rightarrow pince et entraxe minimaux : $e_1 \geq 24 \text{ mm}$ et $p \geq 44 \text{ mm}$

b) Coefficient de frottement $\mu = 0,5$

Non-glissement des plats \rightarrow nombre de boulons nécessaires : $n = 5$

Résistance en sections des plats \rightarrow épaisseur minimale des plats :

- Section brute : $t \geq 8,5 \text{ mm}$
- Section nette : $t \geq 10,2 \text{ mm}$

$\rightarrow t = 12 \text{ mm}$

Pression diamétrale \rightarrow pince et entraxe minimaux : $e_1 \geq 24 \text{ mm}$ et $p \geq 44 \text{ mm}$

Exercice 3

Effort maximal transmissible par les plats : $N_{Ed,max} = 366,6 \text{ kN}$

Nombre de boulons nécessaires si les platines sont infiniment rigides : $n \geq 5,2 \rightarrow n = 6$

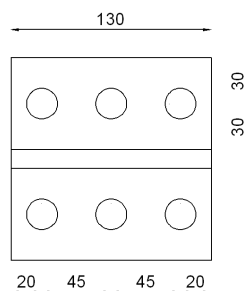


Figure 65

Effort de levier si les platines ne sont pas infiniment rigides, pour la disposition de boulons de la Figure 65 :

- $t = 10 \text{ mm}$: $Q = 0,37 \cdot N_b$, avec $N_b = N_{Ed}/6 \rightarrow N_{1\text{boulon (avec } Q)} = 1,37 \cdot N_{Ed}/6$
- $t = 20 \text{ mm}$: $Q = 0,31 \cdot N_b$

- $t = 30 \text{ mm} : Q = 0,14 \cdot N_b$
- $t = 40 \text{ mm} : Q = 0 \rightarrow$ pas d'effet levier car platines suffisamment rigides

Exercice 4

$n \geq 2,6 \rightarrow$ 4 boulons (symétrie !)

Exercice 5

A vérifier séparément :

- Reprise de F (frottement entre les plats)
- Reprise de M (boulons tendus + zone de contact comprimée)

Reprise de F :

$$F_{Rd} = 162,7 \text{ kN} > F_{Ed} = 40 \text{ kN}$$

Reprise de M :

$$N_{b,max} = \sigma_{max} \cdot A_b = \frac{M_{Ed} \cdot y_{max}}{I} = \frac{40 \cdot 10^6 \cdot (68,5 + 123 + 6,9)}{21026674} \cdot 157 \text{ N} = 59,25 \text{ kN}$$

$$< N_{b,Rd} = 90,4 \text{ kN}$$

Exercice 6

a) Boulons ordinaires 6.8

Cisaillement des boulons \rightarrow nombre de boulons M16 nécessaires : $n \geq 5,9 \rightarrow n = 6$

Pression diamétrale \rightarrow pince et entraxe minimaux : $e_1 \geq 24 \text{ mm}$ et $p \geq 40 \text{ mm}$

Résistance en sections des plats :

- Section brute : $N_{pl,Rd} = 352,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 232,6 \text{ kN}$
- Section nette : $N_{u,Rd} = 348,8 \text{ kN} > N_{Ed} = 232,6 \text{ kN}$

b) Boulons préserrés 10.9

Non-glissement \rightarrow nombre de boulons M16 nécessaires : $n \geq 9,2 \rightarrow n = 10$

Pression diamétrale : OK avec les pinces et entraxes minimaux autorisés ($e_1 = 20 \text{ mm}$, $p = 40 \text{ mm}$). Pour la semelle de l' IPE : $n \cdot R_p = 499,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 261,1 \text{ kN}$

Résistance en sections des plats :

- Section brute : $N_{pl,Rd} = 352,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 232,6 \text{ kN}$
- Section nette : $N_{Rd,net} = 225,6 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 214,0 \text{ kN}$

Exercice 7

Effort de cisaillement résultant dans le boulon le plus sollicité, sous l'application simultanée de l'effort tranchant F_{Ed} et du moment de torsion $M_{t,Ed}$:

$$T_{max,Ed} = \sqrt{T_{Mt,x}^2 + (T_{Mt,y} + T_F)^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{t,Ed} \cdot y_{max}}{J'}\right)^2 + \left(\frac{M_{t,Ed} \cdot x_{max}}{J'} + 12500\right)^2} \text{ N}$$
$$= \sqrt{\left(\frac{M_{t,Ed} \cdot 100,37}{54543,4}\right)^2 + \left(\frac{M_{t,Ed} \cdot 40}{54543,4} + 12500\right)^2}$$

(avec $M_{t,Ed}$ exprimé en $N \cdot mm$)

On doit avoir :

$$T_{max,Ed} \leq R_s = 44349 \text{ N}$$

D'où :

$$M_{t,Ed,max} = 19,27 \text{ kN} \cdot m$$

Exercice 8

a) Boulons M20 6.8 non préserrés

Cisaillement des boulons :

$$N_{Ed} \leq 332,6 \text{ kN}$$

Pression diamétrale :

$$N_{Ed} \leq 323,1 \text{ kN}$$

Résistance en sections du plat A :

A vérifier : 1 section brute (1-1) et 3 sections nettes (2-2, 3-3, 4-4) – voir Figure 66

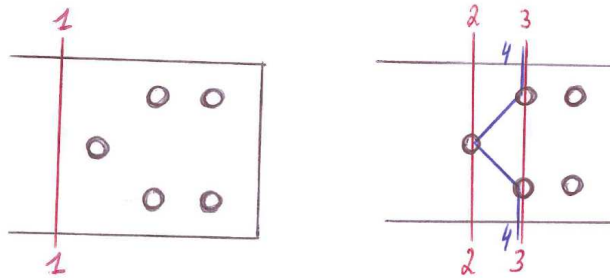


Figure 66

Section brute 1-1 : $N_{pl,Rd} = 352,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$

Sections nettes :

- 2-2 : $N_{u,Rd} = 332 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$
- 3-3 : $N_{u,Rd} = 275 \text{ kN} > N_{Ed} = 224 \text{ kN}$
- 4-4 : $N_{u,Rd} = 290 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$

Résistance en sections du plat B :

A vérifier : 1 section brute (1-1) et 4 sections nettes (2-2, 3-3, 4-4, 5-5) – voir Figure 67

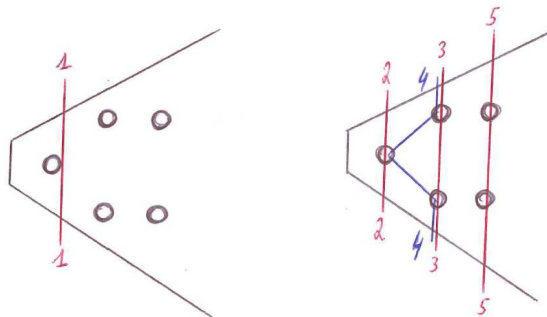


Figure 67

Section brute : la section 1-1 est la seule qu'il est nécessaire de vérifier dans le plat B

$$N_{pl,Rd} = 242,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 56 \text{ kN}$$

Sections nettes :

- 2-2 : $N_{u,Rd} = 176 \text{ kN} > N_{Ed} = 56 \text{ kN}$
- 3-3 : $N_{u,Rd} = 275 \text{ kN} > N_{Ed} = 168 \text{ kN}$
- 4-4 : $N_{u,Rd} = 290 \text{ kN} > N_{Ed} = 168 \text{ kN}$
- 5-5 : $N_{u,Rd} = 430 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$

b) Boulons M20 10.9 préserrés

Non glissement :

$$N_{Ed} \leq 352 \text{ kN}$$

Pression diamétrale :

OK car OK en a)

Résistance en sections du plat A :

A vérifier : 1 section brute (1-1) et 3 sections nettes (2-2, 3-3, 4-4) – voir Figure 66

Section brute 1-1 : idem a)

Sections nettes :

- 2-2 : $N_{Rd,net} = 300,8 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 257,6 \text{ kN}$
- 3-3 : $N_{Rd,net} = 249,1 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 179,2 \text{ kN}$
- 4-4 : $N_{Rd,net} = 262,7 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 212,8 \text{ kN}$

Résistance en sections du plat B :

A vérifier : 1 section brute (1-1) et 4 sections nettes (2-2, 3-3, 4-4, 5-5) – voir Figure 67

Section brute : idem a)

Sections nettes :

- 2-2 : $N_{Rd,net} = 159,8 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 33,6 \text{ kN}$
- 3-3 : $N_{Rd,net} = 249,1 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 123,2 \text{ kN}$
- 4-4 : $N_{Rd,net} = 262,7 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 100,8 \text{ kN}$
- 5-5 : $N_{Rd,net} = 390,1 \text{ kN} > N_{Ed,net} = 235,2 \text{ kN}$

Exercice 9

Un exemple de dimensionnement pour la console et ses assemblages (joint et encastrement) est présenté aux figures suivantes (Figure 68 et Figure 69) :

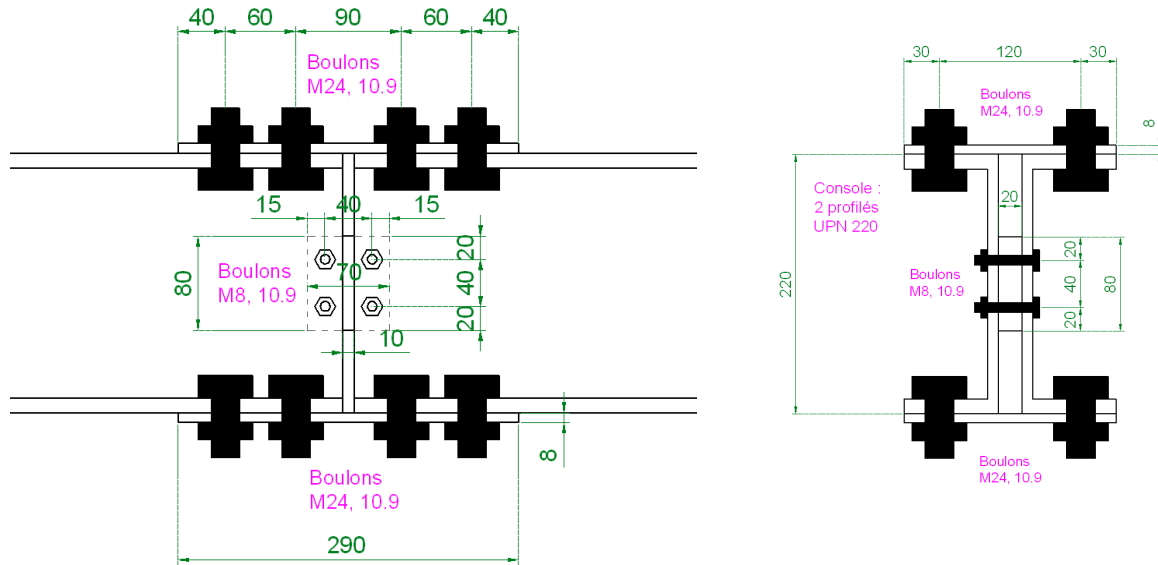


Figure 68: Joint

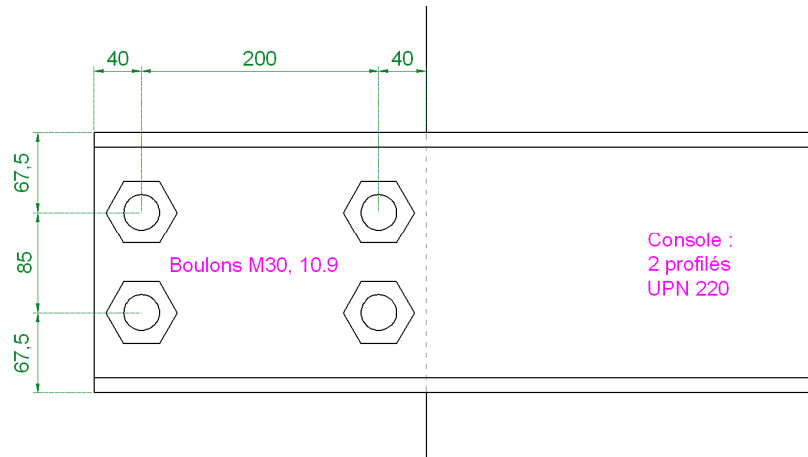


Figure 69: Encastrement

Exercice 10

a) Boulons du plat d'about et contraintes dans le couvre-joint (section brute)

Boulon le plus tendu : $\sigma_{b,max} = 186,3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow F_{b,Ed} = 65,78 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 203,2 \text{ kN}$

Couvre-joint (section brute) : $\sigma_{cj,max} = 246,1 \text{ N/mm}^2 > f_y/\gamma_{M0} = 235 \text{ N/mm}^2 \quad !!$
 \rightarrow choisir une nuance d'acier plus élevée (S275)

b) Connexion du couvre-joint

Effort à transmettre : $F_{Ed} = 855,2 \text{ kN}$

Nombre de boulons : $n \geq 8,4 \rightarrow n = 10$ (5 rangées de 2 boulons)

Pression diamétrale :

- pour la semelle de la poutre : $e_1 \geq 22 \text{ mm}$ et $p \geq 46 \text{ mm}$
- pour le couvre-joint : moins restrictif

Disposition des boulons : $e_1 = 30 \text{ mm}$, $p = 60 \text{ mm}$, $e_2 = 40 \text{ mm}$ et $w = 100 \text{ mm}$
→ longueur du couvre-joint : 770 mm

Résistance du couvre-joint en section nette : $F_{Rd,net} = 704 \text{ kN} < F_{Ed,net} = 786,8 \text{ kN} !!$
(pour acier S275) → nécessaire de passer à un acier de nuance S355 : $F_{Rd,net} = 908 \text{ kN}$

Exercice 11

Non-glissement entre UPN et gousset : $T_{Ed} \leq 144,0 \text{ kN}$

UPN – section brute : $T_{Ed} \leq 317,2 \text{ kN}$

UPN – section nette : $T_{Ed} \leq 235,6 \text{ kN}$

Arrachement de bloc (on vérifie l'âme de l'UPN car gousset plus épais) : $T_{Ed} \leq 214,5 \text{ kN}$

Pression diamétrale (on vérifie l'âme de l'UPN car gousset plus épais) : $T_{Ed} \leq 263,9 \text{ kN}$

Résistance en section du gousset : $T_{Ed} \leq 285,9 \text{ kN}$ (vérification élastique sécuritaire)

Conclusion : $T_{Ed,max} = 144,0 \text{ kN}$

Exercice 12

a) Couvre-joint

Exemple de dimensionnement :

- Epaisseur des couvre-joints : $t = 12 \text{ mm}$
- Boulons : diamètre M27, nuance 10.9, $n_1 = n_2 = 6$, $e_1 = 40 \text{ mm}$, $p = 70 \text{ mm}$,
 $e_2 = 75 \text{ mm}$, $w = 150 \text{ mm}$

Vérifications correspondantes :

- Couvre-joint en section brute : $F_{cj,Rd} = 846,0 \text{ kN} > F_{cj,Ed} = 776,4 \text{ kN}$
- Boulons en cisaillement : $F_{b,Rd} = 792 \text{ kN} > F_{Ed} = 776,4 \text{ kN}$
- Couvre-joint en section nette : $F_{net,Rd} = 676,8 \text{ kN} > F_{net,Ed} = 672,9 \text{ kN}$
- Pression diamétrale (couvre-joint) : $F_{pd,Rd} = 846,0 \text{ kN} > F_{Ed} = 776,4 \text{ kN}$

b) Fourrure

Exemple de dimensionnement :

- Boulons : M27 10.9, $n_3 = 4$, $e_1 = 40 \text{ mm}$, $p = 70 \text{ mm}$, $e_2 = 75 \text{ mm}$, $w = 150 \text{ mm}$

Vérifications correspondantes :

- Fourrure en section brute : $\sigma_{max} = 122,0 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$
- Boulons en cisaillement : $F_{b,Rd} = 528 \text{ kN} > F_{Ed} = 354,2 \text{ kN}$
- Fourrure en section nette : $F_{net,Rd} = 564,0 \text{ kN} > F_{net,Ed} = 283,4 \text{ kN}$
- Pression diamétrale (fourrure) : $F_{pd,Rd} = 470,0 \text{ kN} > F_{Ed} = 354,2 \text{ kN}$

Exercice 13

Non-glissement sous V_{Ed} : $V_{Rd} = 401,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 400 \text{ kN}$

Pression diamétrale sous V_{Ed} :

- Semelle colonne : $V_{Rd} = 2467,5 \text{ kN} > V_{Ed} = 400 \text{ kN}$
- Plat d'about : $V_{Rd} = 2820 \text{ kN} > V_{Ed} = 400 \text{ kN}$

Non-décollement dans la zone en traction sous M_{Ed} : $F_{b,Rd} = 100,4 \text{ kN} > F_{b,max} = 71,5 \text{ kN}$

Contrainte de compression maximale sous M_{Ed} : $\sigma_{max,compr} = 99,5 \text{ N/mm}^2 < 265 \text{ N/mm}^2$

Exercice 14

Contrainte de compression maximale : $\sigma_{max,compr} \leq 265 \text{ N/mm}^2 \rightarrow P_{Ed} \leq 1065,6 \text{ kN}$

Boulons : interaction traction + cisaillement

- Traction due à M_{Ed} : maximale pour la rangée de boulon supérieure
- Cisaillement dû à V_{Ed} : hypothèse d'équirépartition entre les boulons

$\rightarrow P_{Ed} \leq 550,5 \text{ kN}$

Pression diamétrale :

- Semelle colonne : $P_{Ed} \leq 2467,5 \text{ kN}$
- Plat d'about : $P_{Ed} \leq 2820 \text{ kN}$

Conclusion : $P_{Ed,max} = 550,5 \text{ kN}$

Exercice 15

Vérification du profilé : $P_{Ed} \leq 62,98 \text{ kN}$

Vérification de l'assemblage :

- Couvre-joints (section A-A) : $P_{Ed} \leq 52,65 \text{ kN}$
- Plats d'âme (section A-A) : $P_{Ed} \leq 88,13 \text{ kN}$
- Attache des couvre-joints :
 - Non-glissement : $P_{Ed} \leq 49,08 \text{ kN}$
 - Section nette des couvre-joints : $P_{Ed} \leq 45,98 \text{ kN}$
 - Pression diamétrale (semelle IPE330) : $P_{Ed} \leq 48,96 \text{ kN}$
- Attache des plats d'âme :
 - Non-glissement : $P_{Ed} \leq 172,35 \text{ kN}$
 - Section nette des plats d'âme : $P_{Ed} \leq 63,22 \text{ kN}$ en négligeant le fait qu'une partie de l'effort est transférée AVANT la section nette (sécuritaire) → critère non déterminant
 - Pression diamétrale (âme IPE330) : $P_{Ed} \leq 107,54 \text{ kN}$
 - Pression diamétrale (plats d'âme) : $P_{Ed} \leq 109,87 \text{ kN}$

Conclusion: $P_{Ed,max} = 45,98 \text{ kN}$ (plastification de la section nette des couvre-joints)

Exercice 16

La résistance de l'assemblage est donnée par la plus faible des résistances des 2 sections d'assemblage (voir Figure 70) :

$$M_{Rd} = \min(M_{Rd,1}, M_{Rd,2})$$

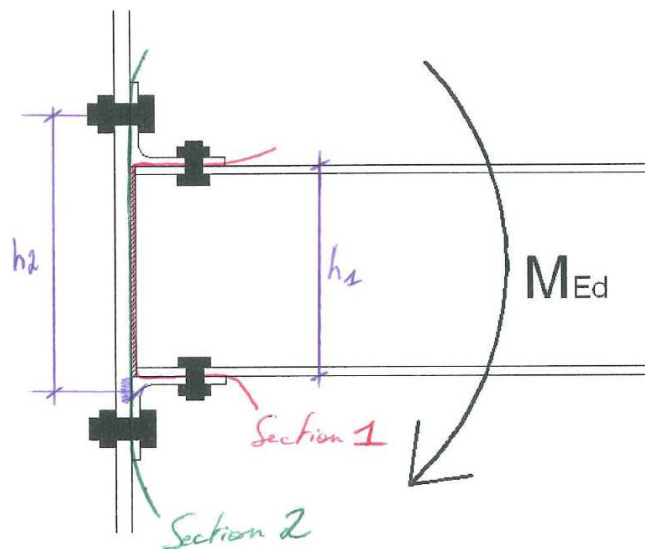


Figure 70

Section 1 : $M_{Rd,1} = F_{Rd,1} \cdot h_1$

où $F_{Rd,1}$ est la résistance de l'assemblage cisailé, considérant les composantes suivantes :

- boulons
- semelle de la poutre
- semelle horizontale de la cornière

Section 2 : $M_{Rd,2} = F_{Rd,2} \cdot h_2$

où $F_{Rd,2}$ est la plus faible des résistances entre :

- la zone tendue
- la zone comprimée

II.5. EXERCICES RÉCAPITULATIFS

Exercice 1

Poutres : $p_1 = 22,9 \text{ kN/m}$ (ELU déterminant)

Colonnes : $p_2 = 0 \text{ kN/m}$

Conclusion : $p_{max} = 0 \text{ kN/m}$

Exercice 2

a) Colonnes

$N_{pL,Rd} = 499,1 \text{ kN}$, $N_{cr,y} = 590,8 \text{ kN}$, $N_{b,Rd} = 323,3 \text{ kN}$

Réaction d'appui de la poutre sur la colonne excentrée de $e = 48 \text{ mm} \rightarrow$ colonne comprimée et fléchie. Réaction excentrée maximale : $R_{Ed,max} = 180,65 \text{ kN} \rightarrow p_{max} = 48,17 \text{ kN/m}$

b) Poutre

IPE 500

ELS : $f = 3,2 \text{ mm} < L/500 = 10 \text{ mm}$

ELU : $M_{b,Rd} = 288,9 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 225,8 \text{ kN.m}$

Exercice 3

a) Colonne AB

HEA120

$N_{B,Rd} = 63,3 \text{ kN} > N_{Ed} = 63,0 \text{ kN}$

b) Poutre

ELU : $M_{b,Rd} = 103,5 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 76,87 \text{ kN.m}$

ELS : $f = 11 \text{ mm} < L/350 = 14,3 \text{ mm}$

c) Colonne CD

Résistance en travée et stabilité d'axe faible : $0,429 < 1$

Résistance des sections d'extrémité : $M_{z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 13,8 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 2,51 \text{ kN.m}$

Exercice 4

a) Poutres

IPE500

ELU : $M_{b,Rd} = 228,0 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 206,25 \text{ kN.m}$

ELS : $f = 5,7 \text{ mm} < L/500 = 20 \text{ mm}$

b) Colonnes

HEA280

Colonne CD : $N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z} = 703,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 611,25 \text{ kN}$

Colonne AB :

- Résistance en travée et stabilité d'axe fort : $0,342 < 1$
- Résistance en travée et stabilité d'axe faible : $0,455 < 1$
- Résistance des sections d'extrémité : $M_{y,N,Rd} = 237,8 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 18,75 \text{ kN.m}$

Colonne EF : moins critique que la colonne AB

c) Assemblage

Un exemple d'assemblage satisfaisant est présenté à la Figure 71. Il permet de transférer les efforts internes $M_{Ed} = 206,25 \text{ kN.m}$ et $V_{Ed} = 103,1 \text{ kN}$ de la poutre à la colonne.

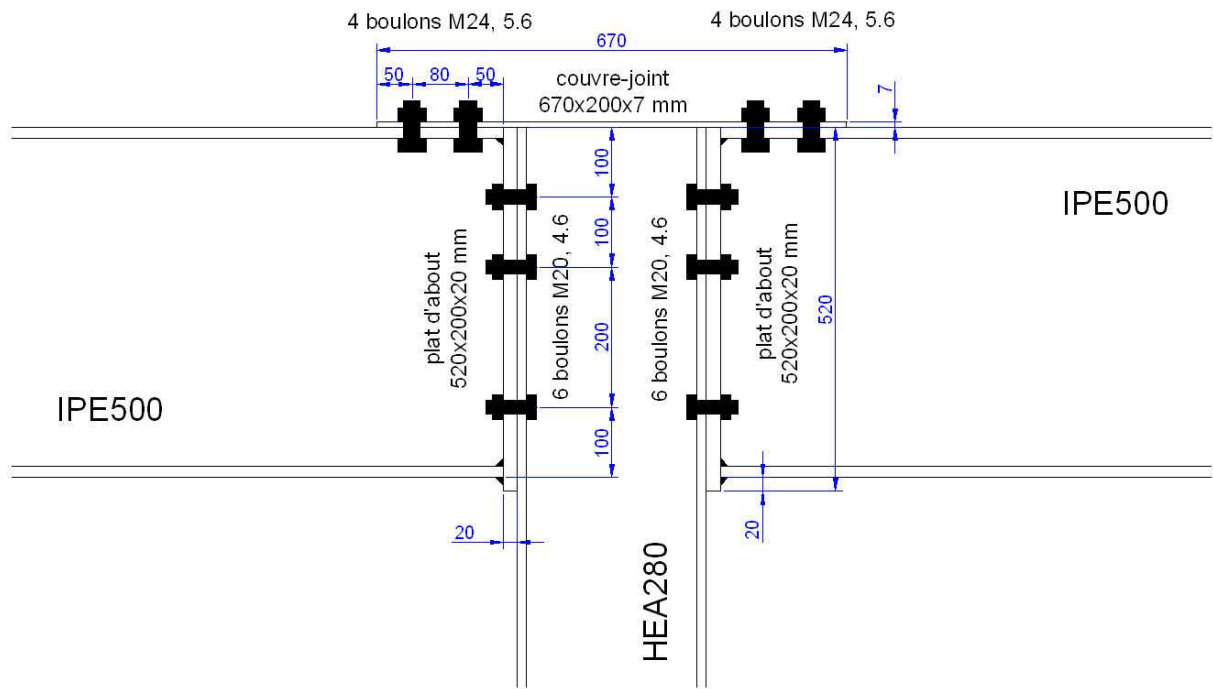


Figure 71

Boulons du plat d'about (M20, 4.6) :

Interaction entre l'effort de traction $F_{traction}$ dû à M_{Ed} et l'effort de cisaillement F_{cis} dû à V_{Ed} .

- Sous l'effet de M_{Ed} : traction dans les 3 rangées de boulons
 - Rangée 1 : $\sigma = 168,7 \text{ N/mm}^2 \rightarrow F_{traction} = 41,3 \text{ kN}$
 - Rangée 2 : $\sigma = 115,3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow F_{traction} = 28,2 \text{ kN}$
 - Rangée 3 : $\sigma = 8,4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow F_{traction} = 2,1 \text{ kN}$
- Sous l'effet de V_{Ed} : cisaillement dans les 6 boulons
Si équirépartition : $F_{cis} = 17,2 \text{ kN}$
- Interaction la plus défavorable :

$$\left(\frac{F_{cis}}{R_s}\right)^2 + \left(\frac{F_{traction}}{R_t}\right)^2 = \left(\frac{17,2}{44,3}\right)^2 + \left(\frac{41,3}{47,0}\right)^2 = 0,92 < 1$$

Rem : les boulons les moins tendus pourraient en fait reprendre davantage de cisaillement.

Pression diamétrale sous l'effet de V_{Ed} :

Semelle de la colonne : $V_{Rd} = 6 \cdot R_p = 1099,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 103,1 \text{ kN}$

Boulons du couvre-joint (M24, 5.6) :

Effort de cisaillement à transmettre : $F_{Ed} = 313,64 \text{ kN}$

Résistance des 4 boulons en cisaillement : $F_{Rd} = 4. R_s = 319,5 \text{ kN} > F_{Ed}$

Couvre-joint :

- Contrainte de traction maximale sous l'effet de M_{Ed} :

$$\sigma_{max} = 225,9 \text{ N/mm}^2 < f_y/\gamma_{M0} = 235 \text{ N/mm}^2$$

- Section nette : $N_{u,Rd} = 343 \text{ kN} > N_{Ed} = 313,64 \text{ kN}$
Rem : $N_{u,Rd\text{-section nette}} = 343 \text{ kN} > N_{pl,Rd\text{-section brute}} = 329 \text{ kN} \rightarrow$ Ductile
- Pression diamétrale : $F_{Rd} = 4. R_p = 332,3 \text{ kN} > F_{Ed} = 313,64 \text{ kN}$