

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



690

## Mémoire de mastère

Université 08 Mai 45 Guelma  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Spécialité : « Génie Civil »  
Option : « conception et calcul de construction »



Présenté par : **ROUABAH ZAHRA.**  
**HAMIDI CHAMS ELHOUDA.**

---

**Thème : Les assemblages boulonnés**

---

Sous la direction de : **Mme Bendjaiche Robila.**

---

**Juin 2011**

---

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de mastère

Université 08 Mai 45 Guelma  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Spécialité : « Génie Civil »  
Option : « conception et calcul de construction »

Présenté par : **ROUABAH ZAHRA.**  
**HAMIDI CHAMS ELHOUDA.**

---

**Thème : Les assemblages boulonnés**

---

Sous la direction de : **Mme Bendjaiche Robila.**

---

**Juin 2011**


---



---

## REMERCIEMENT

*Nous tenons à remercier Mr BOUDJAHAM.H.  
Et notre encadreur M<sup>eme</sup> BENDJAICHE.R.  
Pour aides considérable ; ainsi que tous les  
enseignants de l'institut de génie-civil. Nous  
remercions aussi tous ceux qui nous ont aidés de  
loin ou de près à l'élaboration de ce mémoire.*



Zahra CHAMS

---

---

# Sommaire

*Liste des figures*

*Liste des tableaux*

*Résumé*

*Abstract*

*ملخص*

*Introduction générale*

## CHAPITRE I: fabrication et mécanisation des assemblages.

<b>I.1 : L'ASSEMBLAGE.....</b>	<b>01</b>
<b>I.1.1: Mécanique.....</b>	<b>01</b>
I.1.1.1 : Rivets.....	01
I.1.1.2 : Rivets à anneau.....	01
I.1.1. 3 : Les boulons.....	02
I.1.1.4 : Les boulons précontraints.....	02
I.1.1.5 : Goujons.....	03
<b>I.1.2 : Cohésif.....</b>	<b>03</b>
I.1.1.1 : Soudage.....	04
I.1.1.2 : Coupages.....	05
<b>I.2 : USINAGE.....</b>	<b>05</b>
I.2.1: perçage.....	06
I.2.2 : poinçonnage.....	06

---

---

1.2.3 : taraudage.....	07
1.2.4 : rabotage.....	07
1.2.5 : fraisage.....	07
1.2.6 : tournage.....	07
<b>1.3 : FORMAGE.....</b>	<b>08</b>
1.3.1 : Moulage.....	08
1.3.2 : Forgeage.....	09
1) La forge libre.....	09
2) La forge par estampage.....	10
3) La forge par extrusion.....	10
1.3.3 : Pliage.....	10
1.3.4 : Profilage.....	11
1.3.5 : Cintrage.....	12
1) Cintrage par rouleaux.....	12
2) Cintrage par presse.....	13
3) Cintrage par induction.....	13
4) Crantage.....	14
1.3.6 : Codage.....	14
1.3.7 : Martelage.....	15
1.3.8 : Emboutissage.....	15
<b>1.4. DECOUPAGE.....</b>	<b>15</b>
1.4.1 : sciage.....	16
1.4.2 : fendage.....	17
1.4.3 : grugeage.....	17

---

---

1.4.4 : grignotage.....	18
1.5 : MISE EN ŒUVRE.....	18
1.5.1.préparation.....	19
1.5.2 : montage.....	19
1.5.3: recommandation.....	20

**CHAPITRE. II: les assemblages par rivet et boulons ordinaire.**

II.1 : ASSEMBLAGES RIVES.....	21
II.1.1 : Définition.....	21
II.1.2 : Différents types de rivets.....	22
II.1.3 : Conditions d'épaisseur des pièces a assemblé on vérifie les Conditions suivantes.....	22
II.1.4 : Pression diamétrale.....	23
II.1.5 : Section de calcul des rivets.....	23
II.1.6 : Résistance du rivet.....	23
II.1.7 : Distance s entre axes des rivets.....	23
II.1.8 : Les pinces.....	24
II.4.8.1 : Pince longitudinale.....	24
II.4.8.2 : Pince transversale.....	24
II.1.9 : Perçage des trous des river.....	25
II.1.10 : Abaques de résistance des rivets.....	25
II.2 : ASSEMBLAGES AVEC BOULONS ORDINAIRES.....	27
II.2.1 : Définition.....	27
II.2.2 : Qualité des vis et des écrous.....	27

---

---

II.2.3 : Condition d'épaisseur des pièces a assemblé on vérifie les conditions <i>Suivantes</i> .....	28
II.2.4 : <i>Pression diamétrale</i> .....	28
II.2.5 : <i>Calcul des boulons</i> .....	28
II.2.6 : <i>Conditions de distance des boulons</i> .....	30
II.2.7 : <i>les pince</i> .....	30
II.2.7.1 : <i>Pince longitudinale a //</i> .....	30
II.2.7.2 : <i>Pince transversale a <math>\perp</math></i> .....	31
II.2.8 : <i>Perçage des trous des boulons</i> .....	31
II.2.9 : <i>Position des boulons verticaux</i> .....	32
<b>II.3 : CALCULE DES ASSEMBLAGES AVEC BOULONS ORDINAIRES</b> .....	<b>36</b>
II.3.1.1 : <i>Vérification des éléments tendus</i> .....	38
II.3.1.2 : <i>Remarque concernant les assemblages avec L</i> .....	39
II.3.1.3 : <i>Assemblage avec trous ovalises</i> .....	40
II.3.1.4 : <i>Assemblages avec goussets en flexion</i> .....	41
II.3.2 : <i>Assemblages en console</i> .....	42
II.3.3.1 : <i>Assemblages en extension</i> .....	45
II.3.3.2 : <i>Application du calcul de la mono-cornière au calcul de                 l'échantignolle</i> .....	47
II.3.4.1 : <i>Attaches tournantes</i> .....	48
II.3.4.2 : <i>Éclissages des profils non supportes avec articulation d'un cote</i> ....	49
II.3.4.3 : <i>Éclissages des profils sans articulation</i> .....	49
II.3.5.1 : <i>Attaches poutres sur poutres petits profils</i> .....	52
II.3.5.2 : <i>Attaches poutres sur poutres –grands profils</i> .....	54
II.3.5.3 : <i>Assemblage par encastrement d'âme des profils</i> .....	57

---

II.3.6.1 : Attaches des barres en diagonales.....	58
II.3.6.2 : Attache des pieds de poutres treillis encastrées... ..	61
II.3.6.3 : Goussets de poutres treillis travaillant en flexion.....	61
II.3.6.4 : Goussets d'assemblages en compression. ....	62
II.3.6.5 : Assemblages par goussets des poutres treillis.....	63
II.3.7 : nota concernant les conceptions des attaches mixtes.....	64
II.3.8 : Assemblage des éléments métalliques sur béton par platine d'ancrage.....	64
II.3.8.1 : Platine simple sans moment d'encastrement. ....	64
II. 3.8.2 : Vérification des platines des poteaux.....	66
II.3.8.3 : Calcul des efforts dans les platines encastrées sur fondation.....	67
II. 3.8.4 : Ancrage des pièces de section circulaire (cheminée).....	69

**CHAPITRE. III: ASSEMBLAGES AVEC BOULONS HR  
PRECONTRAINIS ET LES RIVELONS.**

III.1 : ASSEMBLAGES AVEC BOULONS HR PRECONTRAINIS.....	70
III.1.1 : Définition.....	70
III.1.2 : Assemblages sollicités par des efforts perpendiculaires.....	71
III.1.3 : effort admissible par boulons hr et par plan de glissement .....	73
III.1.4 : Coefficient de frottement $\mu_f$ .....	74
III.1.5 : Assemblage tendus ou comprimés – classe 1 et 2.....	75
III.1.6 : Assemblages cisailés.....	75
III.1.7 : Perçages des trous.....	75
III.2 : CALCUL DES ASSEMBLAGES AVEC BOULONS HR.....	76
III.2.1 : Assemblages sollicités en cisaillement.....	76
III.2.2 : Assemblages sollicités en traction dans la direction de l'axe des boulons .....	79



---

III.2.3 : Assemblages sollicités à la fois perpendiculairement et parallèlement à l'axe des boulons.....	80
III.2.4 : Assemblages sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal.....	81
III.2.5 : Remarque concernant l'exécution des encastremets.....	91
III.2.6 : Vérification de l'âme du poteau.....	92
III.2.7 : Remarque concernant les assemblages.....	94
III.3 : ASSEMBLAGES AVEC RIVELONS .....	95
III.3.1 : Principaux types de rivetons .....	95
III.3.2 : Utilisation des rivetons .....	96

### CHAPITRE. IV : étude comparatif entre les différents codes de calcul.

IV.1 : GENERALITE.....	98
IV.1.1 : Réglementation actuelle : l'eurocode 3.....	98
IV.1.2 : Unités.....	98
IV.2 : LES ASSEMBLAGES BOULONNES.....	99
IV.2.1 : Dispositions constructives.....	99
IV.2.1.1 : Pression diamétrale.....	101
IV.2.2 : Dimensionnement des boulons ordinaires (non précontraints).....	101
IV.2.2.1 : Selon la norme NF P 22 430 et les règles CM 66.....	101
IV.2.2.2 : Selon l'eurocode 3.....	102
IV.2.2.3 : Des exercices sur les boulons ordinaires.....	104
IV.2.3 : Dimensionnement des boulons précontraints.....	108
IV.2.3.1 : Selon la norme NF P 22 430 et les règles CM 66.....	108
IV.2.3.2 : Selon l'eurocode 3.....	111
IV.2.3.3 : Des exercices sur les boulons précontraints.....	115

### CHAPITRE. V : calcul pratique d'un cas réelle selon CM 66

---

---

<b>V.1: ATTACHE DES CONTREVENTEMENT</b> .....	125
V.1.1: poutre au vent.....	125
V.1.2: stabilités verticales.....	125
<b>V.2: ASSEMBLAGES POTEAUX TRAVERSE</b> .....	126
V.2.1: prédimensionnement.....	126
V.2.2: étude de l'attache.....	128
V.2.3: vérification.....	128
V.2.4: résistance locale au droit.....	129
V.2.4.1: boulons d'angle.....	129
V.2.4.2: boulons centraux.....	129
V.2.4.3: effort admissible apportée par l'âme.....	129
V.2.5: position de la fibre Neutre.....	130
V.2.5.1: calcul du moment résistant.....	130
V.2.5.2: vérification de l'effort normal.....	131
V.2.5.3: vérification de l'effort tranchant.....	131
V.2.5.4: couple de serrage.....	132
<b>V.3: ASSEMBLAGE TRAVERSE –TRAVERSE</b> .....	132
V.3.1: prédimensionnement.....	133
V.3.2: étude de l'attache.....	133
V.3.3: vérification.....	134
V.3.3.1: résistance locale de la platine au droit.....	134
V.3.3.2: traction admissible apportée par l'âme.....	134
V.3.3.3: position de la fibre neutre.....	134
V.3.3.4: Moment résistant.....	135
V.3.3.5: Vérification de l'effort normal.....	135
V.3.3.6: Vérification de l'effort tranchant.....	136

---

---

V.3.3.7: <i>Couple de serrage</i> .....	136
<b>V.4: ASSEMBLAGE CONSOLE-POTEAU</b> .....	<b>136</b>
V.4.1: <i>Vérification</i> .....	137
V.4.1.1: <i>cordons des semelles</i> .....	137
V.4.2.2: <i>cordons d'âme</i> .....	137
<b>V.5: BASES DES POTEAUX</b> .....	<b>138</b>
V.5.1: <i>dimensionnement des platines</i> .....	138
V.5.2: <i>calcul de la bèche</i> .....	141
V.5.3: <i>calcul des raidisseurs</i> .....	142
<b>V.6: TIGES D'ANCRAGES</b> .....	<b>143</b>

*Conclusion générale.*

---

---

---

## Liste des figures

<i>Fig.1.1 : l'assemblage par rivets.....</i>	<i>1</i>
<i>Fig.1.2 : l'assemblage par boulons.....</i>	<i>2</i>
<i>Fig.1.3 : les Serrage contrôlé de boulons précontraints avec une clé Dynamométrique .....</i>	<i>3</i>
<i>Fig.1.4 : Goujons disposés sur des poutres pour réaliser un plancher mixte Acier /béton.....</i>	<i>3</i>
<i>Fig.1.5 : Assemblage de poutre par soudure .....</i>	<i>5</i>
<i>Fig.1.6: Angle collé.....</i>	<i>5</i>
<i>Fig.1.7 : Machine équipée de broche de perçage multiple .....</i>	<i>6</i>
<i>Fig.1.8 : Poinçonneuse.....</i>	<i>7</i>
<i>Fig.1.9 : Surface et boulons fraisés .....</i>	<i>7</i>
<i>Fig.1.10: tournage.....</i>	<i>8</i>
<i>Fig.1.11 : le moulage.....</i>	<i>9</i>
<i>Fig.1.12 : Forgeage d'un tube sans soudure .....</i>	<i>10</i>
<i>Fig.1.13 : Pliage d'une tôle et escalier en tôle pliée .....</i>	<i>11</i>
<i>Fig.1.14 : le profilage .....</i>	<i>12</i>
<i>Fig.1.15 : le cintrage.....</i>	<i>13</i>
<i>Fig.1.16 : le cintrage par rouleaux.....</i>	<i>14</i>
<i>Fig.1.17 : le cintrage par presse .....</i>	<i>14</i>
<i>Fig.1.18 : le cintrage par induction.....</i>	<i>14</i>
<i>Fig.1.19 : cintrage d'une tôle nervurée par crantage .....</i>	<i>15</i>
<i>Fig.1.20 : Codage d'un H.....</i>	<i>15</i>

---

---

---

<i>Fig.1.21 : le découpage.....</i>	<i>16</i>
<i>Fig.1.22 : sciage.....</i>	<i>18</i>
<i>Fig.1.23 : Découpage numérique de poutres alvéolaires .....</i>	<i>18</i>
<i>Fig.1.24: grugeage.....</i>	<i>19</i>
<i>Fig.1.25: Grignoteuse .....</i>	<i>19</i>
<i>Fig.1.26: mise en œuvre.....</i>	<i>20</i>
<i>Fig.1.27 : la préparation.....</i>	<i>21</i>
<i>Fig.1.28 : le montage de pièces.....</i>	<i>21</i>
<i>Fig.2.1 : différents type de rivets.....</i>	<i>24</i>
<i>Fig.2.2 : les pinces longitudinales dans les rivets.....</i>	<i>26</i>
<i>Fig.2.3 : les pinces transversales dans les rivets.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig.2.4 : abaque de résistance des rivets simple cisaillement.....</i>	<i>28</i>
<i>Fig.2.5 : abaque de résistance des rivets double cisaillement.....</i>	<i>29</i>
<i>Fig.2.6 : les boulons ordinaires.....</i>	<i>30</i>
<i>Fig.2.7 : les efforts de cisaillement dans la partie lisse et la partie fileté.....</i>	<i>32</i>
<i>Fig.2.8 : les efforts de cisaillement dans partie fileté.....</i>	<i>32</i>
<i>Fig.2.9 : les efforts de cisaillement dans la partie lisse.....</i>	<i>32</i>
<i>Fig.2.10 : les conditions de distance des boulons.....</i>	<i>33</i>
<i>Fig.2.11 : les pinces longitudinales dans les boulons ordinaires.....</i>	<i>34</i>
<i>Fig.2.12 : vérification des éléments tendus.....</i>	<i>38</i>
<i>Fig.2.13 : ligne de risque de déchirure possible.....</i>	<i>38</i>
<i>Fig.2.14 : la section nette la plus faible.....</i>	<i>39</i>
<i>Fig.2.15 : assemblages cornier sur un gousset .....</i>	<i>39</i>
<i>Fig.2.16 : assemblage avec trous ovalises.....</i>	<i>40</i>

---

---

<i>Fig.2.17 : assemblages avec goussets en flexion.</i> .....	41
<i>Fig.2.18 : l'attache avec un gousset unique.</i> .....	42
<i>Fig.2.19 : assemblages en console.</i> .....	43
<i>Fig.2.20 : une rangée des boulons.</i> .....	44
<i>Fig.2.22 : trois rangées des boulons.</i> .....	44
<i>Fig.2.23 : deux rangées des boulons décalent.</i> .....	45
<i>Fig.2.24 : les assemblages en extension.</i> .....	46
<i>Fig.2.25 : les assemblages en extension avec mono- cornière.</i> .....	47
<i>Fig.2.26 : la couverture est fixée par crochets.</i> .....	47
<i>Fig.2.27 : la couverture est en bac acier visse sur les pannes.</i> .....	48
<i>Fig.2.28 : assemblages crée un moment de torsion.</i> .....	48
<i>Fig.2.29: éclissages des profils avec articulation d'un cote.</i> .....	49
<i>Fig.2.30 : éclissages des profils sans articulation.</i> .....	49
<i>Fig.2.31 : couvre – joints.</i> .....	50
<i>Fig.2.32 : attaches poutre sur poutre petits profils.</i> .....	52
<i>Fig.2.33 : attaches poutre sur poutre grands profils.</i> .....	54
<i>Fig.2.34 : cisaillement des boulons.</i> .....	55
<i>Fig.2.35 : les attaches.</i> .....	57
<i>Fig.2.36 : assemblage par encastrement d'âme des profils.</i> .....	57
<i>Fig.2.37 : la ligne d'épure de la diagonale.</i> .....	58
<i>Fig.2. 38 : les attaches des équerres boulonnées.</i> .....	59
<i>Fig.2.39 : attache sur gousset.</i> .....	59
<i>Fig.2.40: cisaillement vertical des boulons.</i> .....	60
<i>Fig.2.41: attaches des pieds de poutres treillis encastrees.</i> .....	61
<i>Fig.2.42 : goussets de poutres treillis travaillant en flexion.</i> .....	61

---

---

<i>Fig.2.43: assemblage en comprissions</i> .....	62
<i>Fig.2.44 : goussets avec épures des barres</i> .....	62
<i>Fig.2.45 : goussets des poutres treillis</i> .....	63
<i>Fig.2.46 : les efforts apportés par les barres de treillis</i> .....	63
<i>Fig.2.47 : platine simple sans moment d'encastrement</i> .....	64
<i>Fig.2.48 : appui articulée</i> .....	65
<i>Fig.2.49 : transmettre l'effort au béton par l'intermédiaire d'un grain</i> <i>D'articulation</i> .....	66
<i>Fig.2.40: les platines des poteaux</i> .....	66
<i>Fig.2.51 : plaque d'angle</i> .....	67
<i>Fig.2.52 : des efforts dans les platines encastées sur fondation</i> .....	67
<i>Fig.2.53: ancrage des pièces de section circulaire</i> .....	68
<i>Fig. 3.1 : boulon à haute résistance</i> .....	70
<i>Fig.3.2 : emploi des boulons HR avec d'autres procédés de liaison</i> .....	71
<i>Fig.3.3 : entraxe des boulons HR, pinces longitudinales et pinces transversales</i> .....	72
<i>Fig.3.4 : les assemblages avec couvre de joints</i> .....	76
<i>Fig.3.5 : assemblages concentriques avec couvre joints rigides</i> .....	77
<i>Fig.3.6: cas de l'assemblage en console</i> .....	78
<i>Fig.3.7 : assemblages excentriques</i> .....	78
<i>Fig.3.8 : couvre-joints d'âme de poutre</i> .....	79
<i>Fig.3.9: attaches non raidies</i> .....	79
<i>Fig.3.10: attaches raidies</i> .....	80
<i>Fig.3.11 : deux files de boulons</i> .....	82
<i>Fig.3.12 : la résistance de l'assemblage</i> .....	82

---

---

<i>Fig.3.13 : la résistance de l'assemblage au moment fléchissant et un effort tranchant.....</i>	<i>83</i>
<i>Fig.3.14 : effort admissible de compression.....</i>	<i>84</i>
<i>Fig.3.15 : effort N1 admissibles de la partie tendue de l'ensemble.....</i>	<i>84</i>
<i>Fig.3.16 : notation poutres.....</i>	<i>85</i>
<i>Fig.3.17 : notation poteaux.....</i>	<i>86</i>
<i>Fig.3.18 : raidisseur entre boulons extérieurs.....</i>	<i>89</i>
<i>Fig.3.19 : assemblages à 4 files de boulons.....</i>	<i>90</i>
<i>Fig.3.20 : remarque concernant l'exécution des encastrements.....</i>	<i>91</i>
<i>Fig.3.21 : vérification de l'âme de poteau.....</i>	<i>92</i>
<i>Fig.3.22 : raidissage horizontal de l'âme du poteau.....</i>	<i>92</i>
<i>Fig.3.23 : remarque concernant les assemblages.....</i>	<i>94</i>
<i>Fig.3.24 : remarque concernant les assemblages.....</i>	<i>94</i>
<i>Fig.3.25 : description du rivelon.....</i>	<i>95</i>
<i>Fig.4.1: pinces transversales de trou oblong.....</i>	<i>99</i>
<i>Fig.4.2: notations pour l'espacement des systèmes de fixations.....</i>	<i>100</i>
<i>Fig.4.3: éléments comprimés : espacements en quinconce.....</i>	<i>100</i>
<i>Fig.4.4 : éléments tendus : espacements en quinconce.....</i>	<i>100</i>
<i>Fig.4.5 : pression diamétrale.....</i>	<i>101</i>
<i>Fig.4.6 : les sections cisailées.....</i>	<i>103</i>
<i>Fig.4.7 : assemblage de deux cornières sur un gousset.....</i>	<i>105</i>
<i>Fig.4.8 : assemblage d'une cornière en console sur un poteau.....</i>	<i>107</i>
<i>Fig.4.9 : vérification de la cornière en console.....</i>	<i>107</i>
<i>Fig.4.10 : boulons précontraintes.....</i>	<i>109</i>

---



---

<i>Fig.4.11 : assemblages en traction.....</i>	<i>110</i>
<i>Fig.4.12 : effort incliné à l'axe des boulons .....</i>	<i>111</i>
<i>Fig.4.13 : l'effort de précontrainte et l'effort de cisaillement.....</i>	<i>111</i>
<i>Fig.4.14 : Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction...</i>	<i>113</i>
<i>Fig.4.15 : Assemblages par un moment fléchissant et un effort tranchant.....</i>	<i>114</i>
<i>Fig.4.16 : Résistance de l'assemblage au moment fléchissant .....</i>	<i>115</i>
<i>Fig.4.17 : la résistance de l'âme du poteau .....</i>	<i>115</i>
<i>Fig.4.18 : attache d'une cornière sur un gousset.....</i>	<i>116</i>
<i>Fig.4.19 : attache deux cornières sur un gousset .....</i>	<i>117</i>
<i>Fig.4.20 : T fixé par quatre boulons.....</i>	<i>119</i>
<i>Fig.4.21: assemblage sollicité selon deux directions. ....</i>	<i>120</i>
<i>Fig.4.22: couvre-joints.....</i>	<i>121</i>
<i>Fig.4.23 : Couvre-joints d'âme.....</i>	<i>123</i>
<i>Fig.5.1 : poutre au vent soumis au cisaillement.....</i>	<i>125</i>
<i>Fig.5.2 : poutre au vent soumis au cisaillement.....</i>	<i>126</i>
<i>Fig.5.3 : assemblage Poteau traverse.....</i>	<i>127</i>
<i>Fig.5.4 : position de la fibre neutre.....</i>	<i>130</i>
<i>Fig.5.5 : assemblages traverse – traverse.....</i>	<i>132</i>
<i>Fig.5.6 : position de la fibre neutre.....</i>	<i>135</i>
<i>Fig.5.7 : assemblage console-poteau.....</i>	<i>137</i>
<i>Fig.5.8 : platine sou poteaux.....</i>	<i>139</i>
<i>Fig.5.9 : la bèche.....</i>	<i>142</i>
<i>Fig.5.10 : tiges d'ancrage.....</i>	<i>144</i>
<i>Fig.5.11: tige d'ancrage pour potelets.....</i>	<i>146</i>

---

---

---

## *Liste des tableaux*

<i>Tableaux 2.1 : les diamètres des rivets les plus couramment utilisés.....</i>	<i>24</i>
<i>Tableaux 2.2 : qualité des vis et des écrous.....</i>	<i>30</i>
<i>Tableaux 2.3 : les diamètres utilisés en charpente métallique.....</i>	<i>30</i>
<i>Tableaux 2.4 : résistance maximum des boulons.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableaux 2.5 : tableaux des trusquinages et perçage L.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableaux 2.6 : la distance entre deux boulons.....</i>	<i>55</i>
<i>Tableaux 3.1 : les classes des boulons HR.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableaux 3.2 : la position des pinces et les entraxe.....</i>	<i>73</i>
<i>Tableaux 3.3 : tableaux des valeurs <math>p_v</math> en fonctions <math>d</math> et des <math>\sigma_{eb}</math>.....</i>	<i>73</i>
<i>Tableaux 3.4 : tableaux des couples de serrage C des boulons HR.....</i>	<i>73</i>
<i>Tableaux 3.5 : la préparation des surfaces et la qualité des aciers.....</i>	<i>74</i>
<i>Tableaux 3.6 : les positions des boulons.....</i>	<i>87</i>
<i>Tableaux 4.1 : le tableau donne les équivalences entre les unités pratiques.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableaux 4.2 : contrainte caractéristique des boulons.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableaux 4.3 : valeur de la section résistante <math>A_s</math> des boulons à la traction.....</i>	<i>104</i>
<i>Tableaux 4.4 : caractéristiques mécanique des boulons selon leur classe d'acier....</i>	<i>104</i>
<i>Tableaux 4.5 : caractéristiques mécanique des boulons.....</i>	<i>112</i>
<i>tableaux 4.6 : tableaux de comparatif les différents code de calcul.....</i>	<i>124</i>

---

---

---

## RESUME

*L'objet du présent travail de recherche qui permettra d'effectuer une étude sur le comportement des assemblages métalliques*

*La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres, poutres-poutres ... etc.) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature.*

*Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les Assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique,*

*Ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites.*

*Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.*

---

---

### *Abstract*

*The purpose of this research work that will conduct a study on the behavior of metal assemblies.*

*The essential feature of metal buildings is to be composed of a set of bar elements (columns, beams, girders, beams, etc ....) consist of rolled or welded often shape d (I or H) that must be assembled together to form the frame.*

*The connections between these elements represent what is commonly called the Assemblages.*

*These are components specific to the metal construction, they play a very important role, we can define them as focal points that bring solidarity and several elements together, we ensure the transmission and distribution of various stresses between the elements assembled, without generating unwanted forces .*

*A poorly-designed assembly, miscalculated or poorly made can lead to the collapse of the structure. Thus the design and calculation of assemblies is of paramount importance.*

---

---

## ملخص

الغرض من هذا البحث هو إنشاء برنامج حساب يسمح بدراسة سلوك الروابط المعدنية والخاصية الأساسية للمنشآت المعدنية هي أن تكون مركبة من مجموعة من العناصر (الأعمدة, العوارض .....الخ)

حيث أنها تحتوي على قضيب مصفح أو ملح, وفي الكثير من الأحيان تكون على شكل I . H ويجب تجميعها مع لتكوين الإطار.

والربط بين هذه العناصر تمثل مايسمى عموما التجميع وهي مكونات محددة في الإنشاءات المعدنية وتؤدي دورا هاما للغاية, لهذا يمكن لنا أن نحدد جهات التنسيق والتضامن التي تجمع عدة عناصر معا, وضمان النقل والتوزيع يشدد بين مختلف عناصر تجميعها دون توليد القوى الغير مرغوب فيها

والتجميع الذي يكون سيء التصميم والحساب يؤدي إلي انهيار الهيكل وبالتالي تصميم وحساب الجمعيات هو أمر بالغ الأهمية.

---

## Introduction général

Une charpente métallique se compose de différentes pièces : poutres, poteaux, fermes, ..... elle est destinée à supportée des efforts. La résistance des matériaux nous permet de déterminer la répartition des efforts entre les différentes pièces et même à l'intérieur des pièces.

Pour Concevoir un assemblage correct, il faut faire d'abord l'inventaire de tous les efforts qui peuvent être amenés par les pièces à assembler et leur trouver dans tous les cas un cheminement possible, compatible avec les déformations et la résistance des organes d'assemblages et des extrémités des pièces, il faut s'assurer, ensuite, que toutes les forces aboutissant à l'assemblage sont en équilibre.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitation entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- soit bout à bout (éclissages, rabouages),
- soit concourantes (attaches poutre /poteau, treillis et systèmes réticulés).

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des percages ou la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent).

C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

les anciens ont couture de dire qu'une charpente sous – dimensionnée, mais correctement assemblée, est préférable à une charpente correctement dimensionnée, mais mal assemblée.

Dans le premier cas, la réserve de plasticité autorisera l'apparition de grandes déformations, qui préviendront du risque possible.

En revanche, dans le second cas, aucune déformation prémonitoire ne sera observable avant la rupture brutale.

---

Mais un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte. Il faut assurer, au travers de l'assemblage, la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d'effort ou de moments secondaires parasites. Pour cela, quelques précautions élémentaires sont à prendre :

Il faut proscrire tout assemblage par recouvrement simple ( figure A ) et utiliser un assemblage symétrique par double couvre-joint ( figure B )

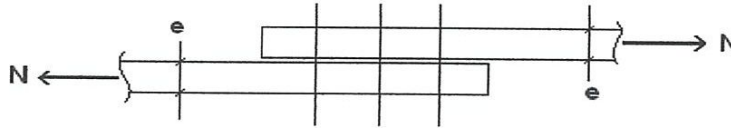


figure .A.

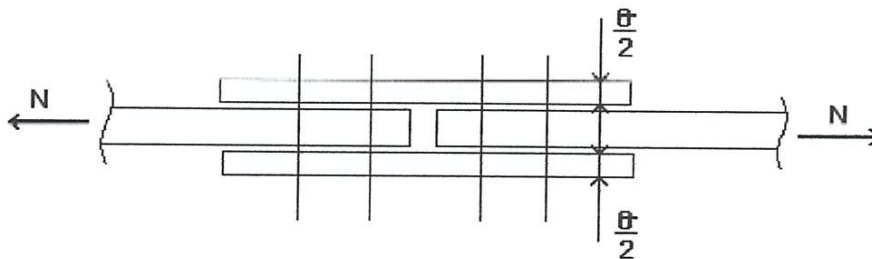


figure .B.

En effet, dans le cas de la figure A, la dissymétrie crée un moment de flexion parasite et l'assemblage se déforme, comme le montre la figure C.

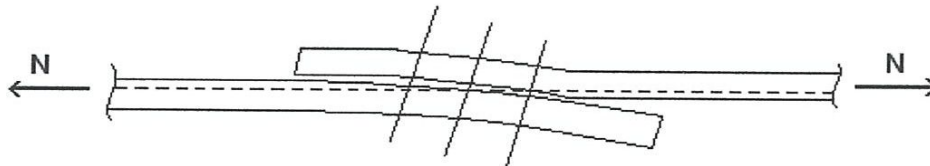


figure .C.

Il faut par ailleurs s'assurer que les axes neutres des barres soient concourants aux nœuds des treillis dans les systèmes réticulés. Ce n'est souvent pas le cas pour les treillis réalisés en cornières, du fait de la non-superposition des axes neutres et des axes de trusquinage. Il convient alors de prendre en compte les majorations des contraintes engendrées par les moments secondaires, tant au niveau des barres qu'au niveau du gousset (ligne de déchirure)

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité.
- Leur résistance.

### 1) Classification par rigidité.

**Assemblages désignés comme articulations:** Un assemblage peut être considéré comme articulé s'il ne peut développer des moments significatifs qui seraient susceptibles d'exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.

Les assemblages de type articulé doivent être capables de transmettre les efforts calculés lors de leur conception ainsi que d'accepter les rotations qui en résultent.

**Assemblages rigides :** Un assemblage peut être considéré comme rigide si sa déformation n'a pas d'influence significative sur la répartition des efforts et des moments dans la structure, ni sur la déformation d'ensemble de celle-ci.

Les déformations des assemblages rigides ne doivent pas conduire à une réduction de la résistance de la structure supérieure à 5 %

Les assemblages rigides doivent être capables de transmettre les efforts et moments calculés lors de leur dimensionnement.

**Assemblage semi rigide :** Les assemblages qui ne satisfont pas aux critères concernant les assemblages rigides ou les assemblages articulés seront classés comme des assemblages semi-rigides.

Les assemblages semi-rigides doivent permettre de prévoir le niveau d'interaction entre les éléments structuraux, en se basant sur les caractéristiques moment-rotation des nœuds.

Ils doivent également être aptes à transmettre les efforts et moments calculés lors de leur conception.

## 2) Classification par résistance.

**Assemblages de type articulé :** Un assemblage de type articulé doit être à même de transmettre les efforts calculés, sans développer de moment significatifs qui pourraient exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.

La capacité de rotation d'un assemblage de type articulé doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques nécessaires sous les charges de calcul.

**Assemblage à résistance complète :** On peut considérer qu'un assemblage est à résistance complète si sa résistance de calcul est au moins égale à la plus grande des résistances des éléments structuraux connectés.

Si la capacité de rotation d'un assemblage à résistance complète est limitée, les effets d'un dépassement éventuel de cette résistance doivent être pris en compte. Si la résistance de calcul d'un assemblage est égale à au moins 1.2 fois la résistance plastique de calcul de l'élément structural, il n'est pas nécessaire de vérifier sa capacité de rotation.

---



*Assemblages à résistance partielle.*

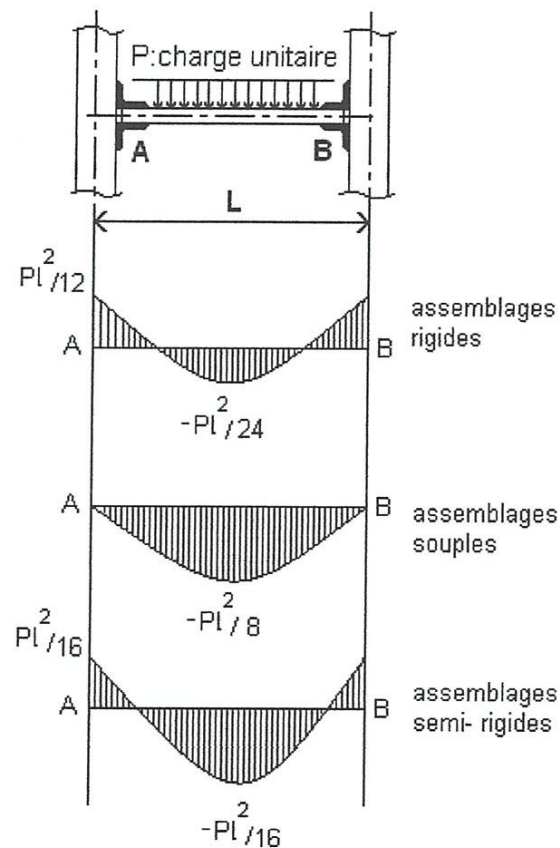
La résistance d'un assemblage à résistance partielle est par définition inférieure à celle de l'élément structural assemblé.

La capacité de rotation d'un assemblage à résistance au droit duquel se forme une rotule plastique doit être suffisante pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques nécessaires sous les charges de calcul.

La capacité de rotation peut être démontrée expérimentalement. Cette démonstration expérimentale n'est pas requise lorsque l'on utilise des dispositions constructives dont la pratique a démontré qu'elles avaient les propriétés adéquates.

La rigidité d'un assemblage à résistance partielle doit être telle qu'aucune des capacités de rotation des rotules plastiques nécessaire ne soit dépassée sous les charges de calcul.

La figure montre l'intérêt des assemblages semi-rigides (moment en travée et moment sur appuis égaux).



Diagrammes de moment fléchissant avec divers modes de liaison

---

chapitre  
.1.

**fabrication et  
mécanisation des  
assemblages.**

---

## 1.1. L'assemblage :

### 1.1.1 Mécanique

Les assemblages mécaniques sont réalisés par rivets, boulons et goujons.

Ils sont fréquemment réalisés en atelier et sur chantier. Les conditions climatiques n'ont pas d'influences sur ce type d'assemblage.

Ce sont des assemblages par pression et frottement de pièces l'une contre l'autre.

#### 1.1.1.1 Rivets

Les rivets sont, en construction métallique, le moyen d'assemblage le plus ancien qui soit utilisé. Actuellement l'emploi du rivet est limité et on lui préfère les boulons, les rivets à anneau et la soudure. On les rencontre essentiellement dans les ouvrages existants datant de la fin XIX<sup>ème</sup> début XX<sup>ème</sup>.

Le rivet se compose d'une tige cylindrique lisse surmontée d'une tête ronde à son extrémité. Passé dans le trou des deux pièces à assembler le rivet à la pose est chauffé pour être écrasé et former la seconde tête. En refroidissant, le corps se rétracte et sert fortement ensemble les pièces à assembler.

Les assemblages par rivets servent aux pièces d'épaisseur faible ou moyenne, comme les tôles et les profilés, en charpente et en chaudronnerie. Ils nécessitent un perçage préalable des pièces à assembler, ainsi que l'emploi de riveteuses, machines qui servent à écraser l'extrémité du rivet opposée à la tête, afin de réaliser l'assemblage. Le rivetage peut se faire à froid pour les petits diamètres et à chaud à partir d'un diamètre de 10 à 28 mm.

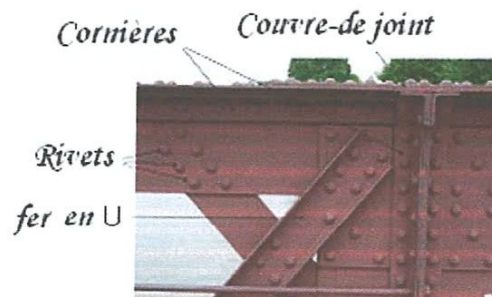


Fig.1.1 : Charpente assemblée par rivets.

#### 1.1.1.2 Rivets à anneau

*Les rivets à anneau tiennent du rivet (par sa tête et son mode d'application par sertissage) et du boulon (par sa tige rainurée et sa haute résistance à la traction).*

*Le rivet se compose d'une tige cylindrique rainurée surmontée d'une tête ronde à son extrémité et d'une tige de préhension séparée par une section affaiblie. Le rivet est passé dans le trou des deux pièces à assembler. L'anneau pressé par la pression du pistolet hydraulique se déforme et vient remplir les rainures alors que la tige de préhension se rompt au droit de la section affaiblie. Une forte compression des pièces à assembler est obtenue autour du rivet donnant des caractéristiques analogues aux assemblages par boulons précontraints.*

### **1.1.1.3. Les boulons**

*Les boulons sont composés d'une vis et d'un écrou. Ils sont utilisés lorsque l'on désire démonter ultérieurement les pièces ou que les autres type d'assemblages mécaniques ne correspondent pas aux performances souhaitées.*

*On distingue deux types de boulons :*

- *les boulons de charpente qui sont couramment employés dans les assemblages faiblement sollicités*
- *les boulons à haute résistance qui sont utilisés dans les ouvrages d'art ou les assemblages sont sollicités fortement.*

*Il y a lieu néanmoins d'éviter le desserrage ultérieur des pièces en utilisant des rondelles, des contre-écrous ou des goupilles fendues*



*Fig. 1.2 : assemblages par boulons.*

### **1.1.1.4. Les boulons précontraints**

*Les boulons précontraints permettent d'être serrés très fortement. Ce serrage provoque une forte pression sur les pièces assemblées autour du boulon.*

*Pour effectuer le serrage on utilise soit une clé dynamométrique soit des boulons conçus de façon à ce que la tige casse lorsque le couple de serrage nécessaire est atteint.*



Fig. 1.3 : Serrage contrôlé de boulons précontraints avec une clé dynamométrique

#### 1.1.1.5. Goujons

On distingue deux types de goujons : les goujons filetés et les goujons lisses.

Les goujons filetés sont des tiges cylindriques filetés à l'une ou aux deux de ses extrémités et qui ne traversent pas la pièce sur laquelle ils sont fixés.

Quand le filetage n'est que sur une des extrémités, le goujon est soudé sur la pièce qu'il ne traverse pas sur la partie lisse. Quand le filetage est sur les deux extrémités, le goujon est vissé sur la pièce qu'il ne traverse pas. La partie filetée qui ressort dans les deux cas reçoit l'écrou pour le serrage de la pièce.

Les goujons lisses sont des tiges cylindriques lisses possédant une tête. Ils sont assemblés par soudure ou par clous sur la semelle de la poutre.

Ils sont utilisés dans les assemblages de structure métallique mixte, le plus souvent acier/béton. Ils assurent une liaison mécanique pour solidariser les deux matériaux. Ils jouent le rôle de connecteurs qui s'oppose au glissement longitudinal comme au soulèvement.



Fig.1.4 : Goujons disposés sur des poutres pour réaliser un plancher mixte acier/béton.

#### 1.1.2 Cohésif

*Les assemblages cohésifs sont assurés par les soudures et les collages.*

*Ils sont réalisés le plus fréquemment en atelier. Sur le chantier, son emploi est moins généralisé. Les conditions climatiques ne sont pas toujours favorables à sa mise en œuvre.*

*Dans le cas des soudures, il est important de réaliser l'assemblage en assurant la continuité métallique pour la tenue mécanique et pour l'étanchéité.*

### **1.1.2.1. Soudage**

*C'est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux ou plusieurs pièces de formes diverses à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé ou une soudure qui assure une continuité de la matière entre les parties.*

*On distingue deux types de soudage :*

- *le soudage homogène lorsque les deux pièces à assembler sont de composition chimique identique ou voisine ainsi que le métal d'apport utilisé pour la confection du joint.*
- *le soudage hétérogène lorsque la composition chimique des pièces est différente ou lorsque le métal d'apport est différent. Dans ce cas le métal d'apport est toujours un alliage présentant un point de fusion inférieur à celui de base des pièces. On parle alors de brasage.*

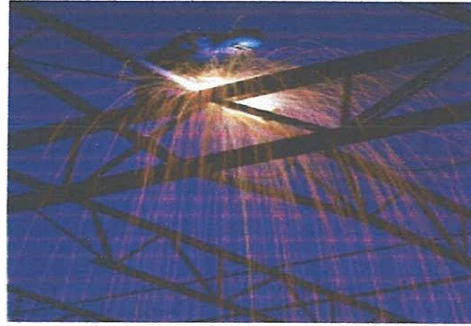
*Le soudage peut s'effectuer :*

- *manuellement à l'arc, avec électrode qui est le moyen utilisé pour souder dans les endroits difficiles d'accès et appliqué sur chantier,*
- *sous flux électro conducteur, par bombardement électronique,*
- *sous jet de plasma ou à l'aide d'un laser.*

*La soudure permet :*

- *la réalisation d'assemblages rigides, donc peu déformables,*
- *la diminution du temps de préparation des pièces de l'assemblage par rapport au boulonnage,*
- *la simplification des assemblages,*
- *une amélioration de l'apparence de la construction,*
- *et la réalisation d'un assemblage étanche.*

*La soudure nécessite des précautions particulières de mise en œuvre pour assurer pleinement son rôle de liaison.*



*Fig.1.5 : Assemblage de poutre par soudure.*

### **1.1.2.2. Collages**

*C'est un procédé d'assemblage chimique qui met en œuvre des colles thermoplastiques ou thermodurcissables.*

*C'est un moyen d'assemblage récent surtout utilisé pour le collage des tôles d'acier.*

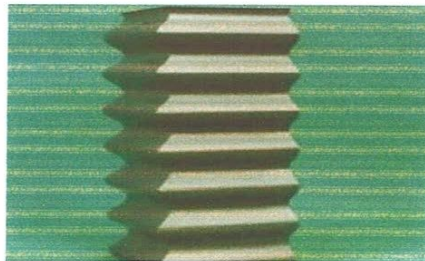
*Les avantages du collage sont :*

- *la réduction du poids d'assemblage,*
- *une étanchéité parfaite,*
- *une bonne résistance aux agents corrosifs,*
- *la possibilité d'assembler des tôles minces et de matériaux différents*
- *le procédé non destructeur (pas de chauffage et d'intervention mécanique),*
- *une bonne répartition des charges,*
- *la faculté d'amortissement des vibrations des joints,*
- *le bon aspect du joint,*
- *pas de déformations ni de contraintes résiduelles importantes,*
- *la structure interne des pièces à assembler n'est pas modifiée*
- *et le temps réduit de préparation des pièces.*

*Cependant il faut noter que la colle a des limites d'application qui sont dues à :*

- *sa mauvaise tenue au feu qui fait que les assemblages porteur ne peuvent être collés,*
- *sa durabilité qui est mal connue*

*et sa résistance qui n'est pas aussi bonne qu'un assemblage soudé.*



*Fig .1.6 Angle collé.*

## 1.2. Usinage

L'usinage est une opération qui se réalise en atelier ou en usine et qui consiste à agir sur la pièce pour atteindre des géométries précises et parfois complexes.

La plupart de ces opérations sont pratiquées lors de la réalisation d'un prototype. Perçage, poinçonnage et taraudage sont beaucoup plus présent dans la construction métallique.

Aujourd'hui, les principales opérations d'usinage s'effectuent à l'aide de machines à commande numérique permettant d'atteindre plus de précisions dimensionnelles.

Toutes ces opérations doivent être réalisées avant l'application d'un revêtement de protection ou de finition afin de ne pas le détériorer

### 1.2.1. Perçage

Le perçage permet de pratiquer des trous cylindriques dans une pièce, en prévision d'un assemblage, comme le passage d'un boulon. Il peut être taraudé pour recevoir une vis ou rester lisse pour permettre le passage d'une gaine.

Les trous réalisés avec les perceuses fixes ne dépassent pas 65 mm de diamètre. Les trous de diamètre plus gros sont réalisés par découpage thermique au laser ou autre.

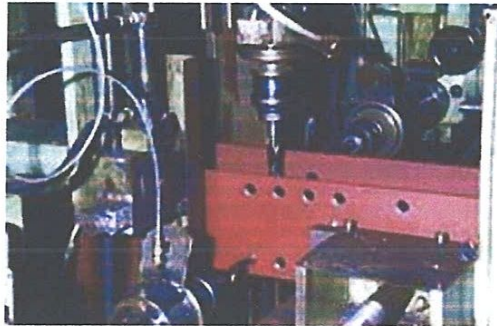


Fig .1.7 : Machine équipée de broche de perçage multiples.

### 1.2.2. Poinçonnage

Le poinçonnage permet de pratiquer des trous cylindriques ou oblongs dans une pièce à l'aide d'une poinçonneuse. Cet usinage est surtout utilisé dans le cadre de petite ou grande série de pièce.

Le principe est proche de celui d'une perforatrice à papier. Le poinçon qui a la forme du trou à faire est frappé par une presse. Il vient perforer la pièce métallique posée sur une table.



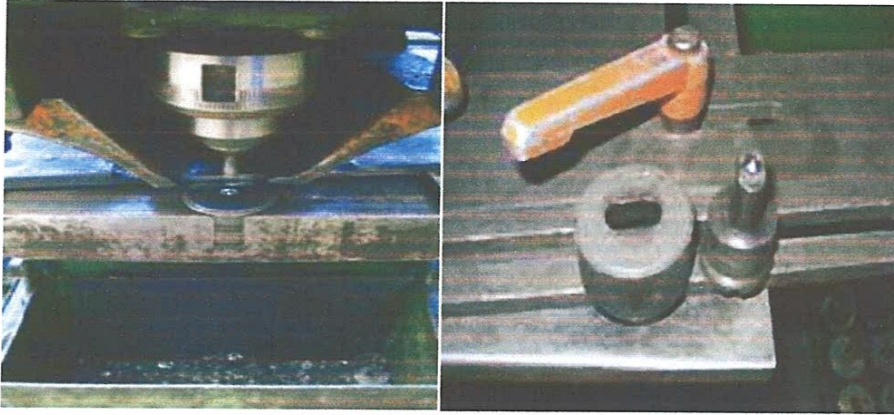


Fig. 1.8 : Poinçonneuse

### 1.2.3. Taraudage

Le taraudage permet de préparer un trou pour recevoir une vis. L'outil, le taraud, réalise une saignée hélicoïdale calibrée au pas de la vis dans le trou.

Le filetage est l'opération qui permet de réaliser le sillon sur une tige cylindrique. Cette opération se fait sur un tour.

### 1.2.4. Rabotage

Le rabotage permet de réaliser des surfaces planes sur la pièce.

### 1.2.5. Fraisage

Le fraisage permet de réaliser des formes complexes dans les pièces.

L'outil (fraise) tourne sur lui-même, autour d'un axe tandis que la pièce peut se déplacer dans trois directions orthogonales.

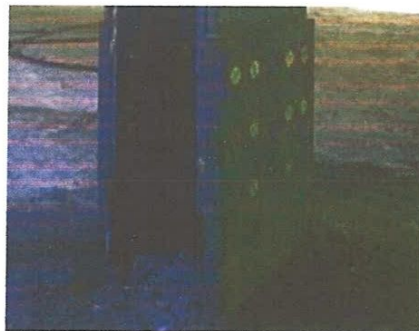


Fig.1.9 : Surface et boulons fraisés

### 1.2.6. Tournage

Le tournage permet de réaliser des surfaces de révolution (cylindre, cône, sphère, ellipsoïde) en faisant tourner la pièce sur elle-même.

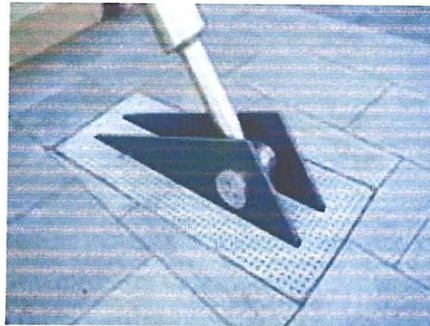


Fig.1.10 : le tournage. )

### 1.3. Formage

L'opération de formage consiste à changer de forme les produits industrialisés.

C'est une étape d'adaptation du produit industriel pour répondre aux spécificités tant architecturales que constructives du bâtiment.

Cette mise en forme de l'acier est obtenue par sa capacité de se déformer plastiquement, à chaud ou à froid, sans se rompre.

Les opérations de formage peuvent se succéder sur une même pièce pour obtenir une forme plus sophistiquée. Elles ont cependant un ordre logique pour que chaque opération soit réalisable.

#### 1.3.1. Moulage

Le moulage est une opération qui consiste à mettre l'acier en forme dans un moule.

Cette technique se pratique dans une fonderie. Elle permet d'obtenir des pièces complexes en petite ou grande série ayant la forme et les dimensions définitives désirées.

Le procédé consiste à porter l'acier à l'état liquide ( $1500^{\circ}\text{C}$ ) et à le couler dans des moules en sable ou en matériaux réfractaires qu'il remplit et dans lesquels il va se solidifier.

Pendant cette phase de solidification et de refroidissement certains défauts doivent être évités pour conférer à la pièce toutes ces caractéristiques techniques avec :

- les criques (fissures produites par le déchirement du métal au cours du refroidissement),
- les soufflures (trous formés par des bulles de gaz libérées par le métal au cours de sa

*solidification),*

- *les hétérogénéités (la solidification et le refroidissement sont des processus anisotropes qui provoquent dans le métal ou l'alliage des hétérogénéités physiques – textures et chimiques – cas des alliages et des métaux impurs),*

*dimensionnelles avec :*

- *le retrait (contraction du métal lors du refroidissement, d'abord à l'état liquide, puis solide, par rapport aux parois du moule),*

*et esthétiques avec :*

- *la retassure (creux formé au sommet de la pièce, provenant de la contraction de volume du métal au cours de la solidification).*

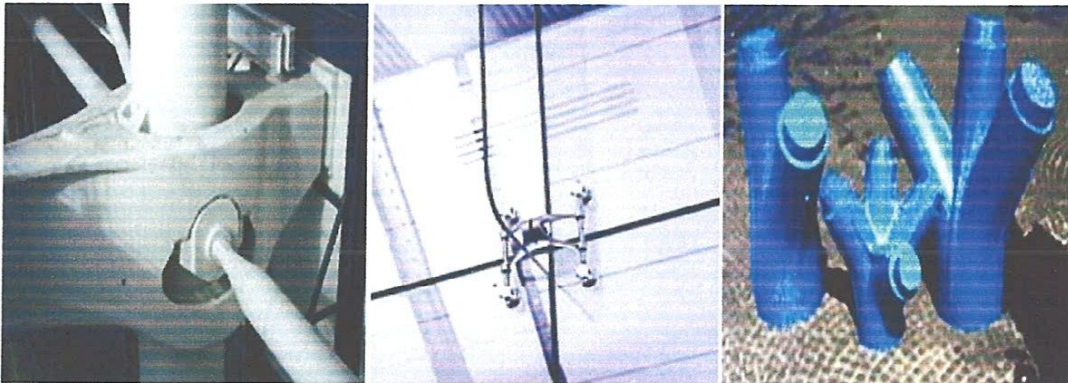
*Après le démoulage, une phase de finition peut être appliquée sur les pièces. Elle comporte les opérations suivantes :*

- *de contrôles (métrologie, analyse de la composition chimique, essais mécaniques, rayons X...),*
- *d'ébarbage pour l'élimination des appendices (jets et masselottes),*
- *de traitements thermiques pour modifier les caractéristiques mécaniques,*

*et éventuellement*

- *d'usinage des zones de fixation,*
- *de traitements de surface: polissage, mordantage des alliages de magnésium, émaillage des fontes, etc.*

*Les pièces moulées en acier permettent de recevoir de fortes charges. Elles sont utilisées dans les nœuds d'assemblage, les pièces d'appuis.*



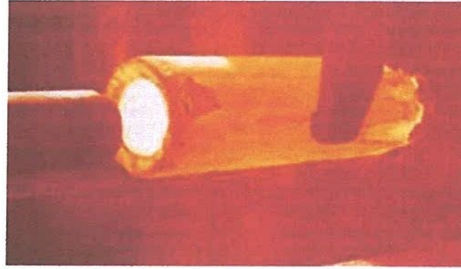
*Fig. 1.11 : Le moulage.*

### 1.3.2. Forgeage

*Le forgeage est une opération qui consiste à changer de forme une pièce d'acier par pression ou par choc à l'aide d'outils.*

*La température de l'acier peut varier de la température ambiante à des températures où le métal reste solide et devient plus facile à déformer qui est de 1250°C pour l'acier.*

*L'effort de frappe qui est déployé est toujours supérieur à celui de la limite d'élasticité.*



*Fig. 1.12 : Forgeage d'un tube sans soudure.*

### **1. La forge libre**

*Cette technique de forgeage est la plus ancienne*

*Elle permet d'obtenir à chaud des pièces ébauchées ou finies dont la forme est atteinte au terme d'un nombre plus ou moins grand de transformations successives.*

*Ne nécessitant pas d'outillages spécifiques, cette technique, mécanique (marteau-pilon) ou manuelle, est appliquée lorsqu'il s'agit de produire, dans des délais parfois courts, des pièces à l'unité ou en très petites séries.*

### **2. La forge par estampage**

*Cela consiste à former, après chauffage, des pièces brutes par pression entre deux blocs - les matrices - portant en creux la forme exacte du produit à réaliser.*

*Cette technique de fabrication suppose l'exécution préalable d'outillages spécifiques aux produits à confectionner. Elle n'est donc utilisée que lorsque le nombre de pièces à produire est assez élevé.*

*Elle permet d'obtenir une précision dimensionnelle et le formage du produit à grande vitesse a pour effet d'ennoblir au maximum le métal par l'affinage de son grain.*

*La masse des pièces ainsi produites ne dépasse pas, en général, 250 kilogrammes pour l'acier, mais, dans certains cas exceptionnels et avec des outillages appropriés, on atteint des masses de l'ordre d'une tonne.*

### **3. La forge par extrusion**

*Ce procédé plus récent, repose sur le même principe que l'estampage, mais elle est conduite à froid.*

À la température ambiante, on contraint le matériau à remplir complètement la forme en creux d'une matrice grâce à une très forte pression exercée sur un poinçon.

Ce procédé donne des pièces aux formes encore plus précises que celles qui sont réalisées avec les deux premiers procédés et présentant des états de surface excellents, ce qui permet souvent de les utiliser sans usinage complémentaire.

La masse moyenne des pièces extrudées est de l'ordre d'un kilogramme.

### 1.3.3. Pliage

Le pliage est un mode de transformation qui permet de réaliser sur une pièce plane des plis.

Réalisées sur une presse plieuse, cette opération de pliage est destinée aux petites séries de formes spécifiques.

La tôle, après avoir été pressée pour être maintenue, est emboutie par une lame à la pointe calibrée selon les plis à effectuer.

L'angle de pliage est obtenu suivant la forme de la lame, de l'ouverture du vé dans lequel la tôle se loge et que l'angle se forme et de la pression exercée sur la tôle.

Suivant les machines utilisées on distingue plusieurs types de pliage : par tablier, en l'air, en fond de vé ou en frappe.

Le pliage doit être étudié afin de ne pas altérer le revêtement (protection et/ou finition) par le pli et/ou le pressage.

Le pliage permet de réaliser de multiples éléments de façade et de couverture comme les coques ou les accessoires.

La longueur maximale de pliage est de 15 mètres. Mais elle est surtout donnée par la capacité des machines.

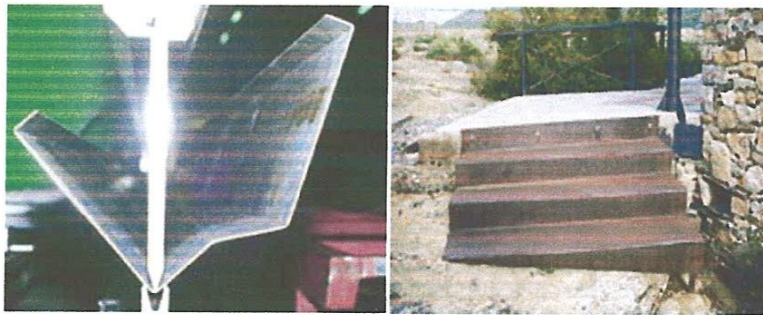


Fig. 1.13 : Pliage d'une tôle . Escalier en tôle pliée

### 1.3.4. Profilage

*Le profilage est un mode de transformation à froid qui consiste à partir d'une feuille plane à aboutir à un profilé ou à une feuille structurée.*

*Cette opération est réalisée sur des lignes de profilage équipées de galets métalliques qui déforment progressivement la tôle jusqu'à l'obtention du profil recherché.*

*La variété des formes et des hauteurs de nervures sont obtenues par autant de jeux de lignes de galets.*

*Les qualités des revêtements métalliques et organiques pendant toute l'opération quand il s'agit d'acier galvanisé et/ou prélaqué sont préservées pendant l'opération.*

*Cette une technique industrielle qui permet de produit de grande quantité de profils ou de tôles profilés.*

*On utilise des tôles d'acier dont l'épaisseur est de 0,1 à 10 mm.*

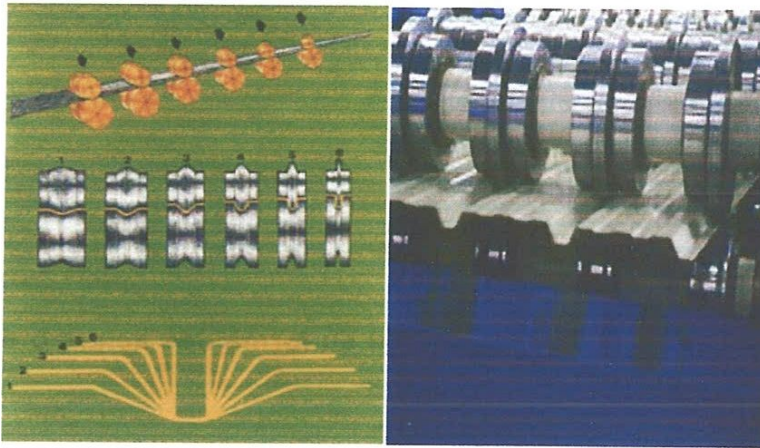


Fig.1.14 : le profilage.

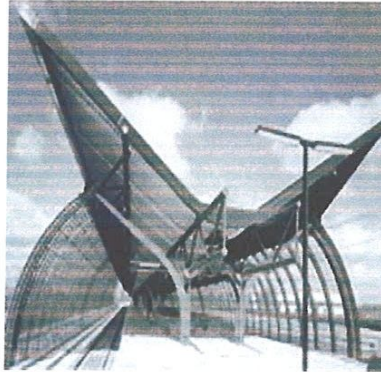
### 1.3.5. Cintrage

*Le cintrage est un mode de transformation qui permet de courber une pièce rectiligne.*

*La courbure peut être réalisée en cercle ou en parabole sur le champ ou sur la face d'une pièce.*

*Différentes techniques de cintrage existent en fonction du type de pièce à cintrer.*

*Les rayons de cintrage dépendent des techniques et des machines.*



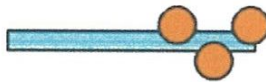
*Fig.1.15 : le cintrage.*

### **1. Cintrage par rouleaux**

*Il se réalise par le passage progressif de la pièce à travers un outillage adapté à sa forme.*

*A chaque passage à travers les rouleaux, un peu plus de courbure est mise sur la pièce. Ce procédé est répété jusqu'à ce que la courbe soit obtenue.*

*Cette technique de cintrage est économique mais entraîne des déformations sur la barre. Elle s'applique plus particulièrement aux profils plats.*



*Fig.1.16 : le cintrage par rouleaux.*

### **2. Cintrage par presse**

*Pour le cintrage par presse, la pièce à cintrer est posée sur une table. Un vérin hydraulique vient ponctuellement déformer la pièce par poussée afin de la courber. Cette opération est répétée plusieurs fois à plusieurs endroits pour atteindre la courbure désirée.*

*Pour obtenir plus facilement avec ce procédé des rayons fermés et avec le moins de déformation dans la pièce, on pratique le cintrage sur demi-profils ajourés.*

*La technique consiste à faire des entailles dans la partie la plus difficile à cintrer comme avec une feuille de papier lorsque l'on veut faire un cercle ou un cylindre.*

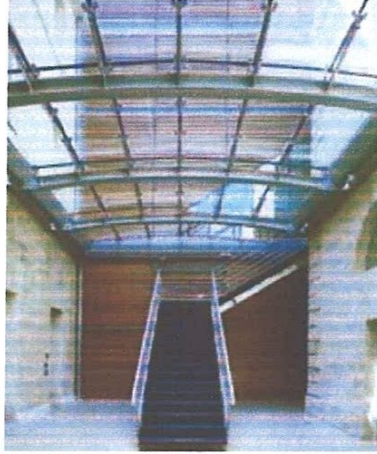


Fig.1.17 : le cintrage par presse.

### 3. Cintrage par induction

Le cintrage à chaud d'une pièce est obtenue par un bras de levier qui va donner le rayon de cintrage. Un courant électrique, appliqué à la barre, chauffe une couche périphérique d'environ 5 cm rendant le métal plus souple. La barre passe à travers un rouleau et suit l'arc de cercle défini par le bras articulé.

Le rayon de courbure obtenu peut être beaucoup plus faible qu'avec le cintrage à froid et avec moins de déformations.

Ce procédé est d'un coût plus élevé mais il permet de cintrer les tubes et les profilés.

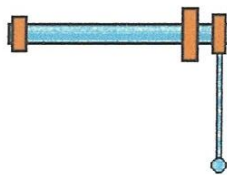


Fig.1.18 : le cintrage par induction.

### 4. Crantage

Le crantage s'applique aux tôles déjà pliées ou profilées afin de leur donner la courbure souhaitée.

L'opération consiste à poinçonner la pièce, sans la perforer, par des plis perpendiculaire aux nervures, pour lui donner son rayon de courbure.





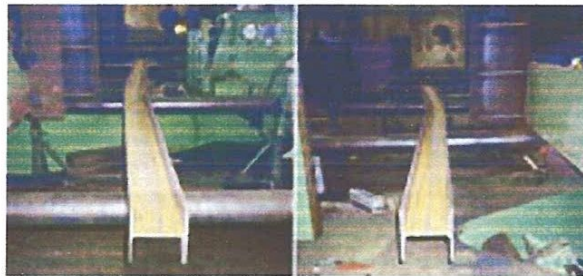
*Fig.1.19 : cintrage d'une tôle nervurée par crantage*

### **1.3.6. Codage**

*Le codage est un mode de transformation à froid. Il permet de réaliser d'un profilé droit un profilé courbé.*

*Un presse hydraulique déforme ponctuellement le profil. Cette opération peut être répétée plusieurs fois à des endroits différents de la pièce.*

*Cette technique aussi appelée contre fléchage en suivant un arc parabolique permet d'obtenir une contre-flèche sur les poutres.*



*Fig.1.20 : Codage d'un H*

### **1.3.7. Martelage**

*Le martelage à la main consiste à obtenir un objet de forme déterminée sans joint ni assemblage, à partir d'une feuille de métal plane à froid.*

*Cette méthode onéreuse qui est utilisée lorsque la fabrication d'outillages utilisés pour l'emboutissage n'est pas justifiée par le peu de pièces à faire.*

*Elle permet aussi de tester la possibilité de réalisation de la pièce, par la capacité qu'à la feuille à se déformer sans se rompre pour épouser la forme de l'objet.*

### 1.3.8. Emboutissage

L'emboutissage est une opération de déformation d'une feuille de métal plane en une surface complexe.

La forme est obtenue par une matrice fixe qui reçoit un poinçon, négatif de la matrice, actionné par une presse. La profondeur d'emboutissage est variable de quelques millimètres à plusieurs dizaine de centimètres

L'opération se fait à froid pour les aciers à haute formabilité, du à la présence d'aluminium, ou à chaud pour les aciers moins ductiles en réchauffant le métal entre 200 et 500°C selon sa composition chimique.

L'épaisseur des feuilles d'aciers utilisées va de 1,5 à 10 mm.

Les produits emboutis sont largement présents dans le bâtiment en parement et habillage avec les tôles gauffrées, en équipement avec le mobilier métallique, les appareils de chauffage et de ventilation, etc.

### 1.4. Découpage

Le découpage des éléments est la première étape qui participe à la fabrication d'un ouvrage.

Cette opération consiste à réduire et à adapter les dimensions des pièces d'origine par des coupes droites ou biaises.

On établit une ébauche de chacune des pièces entrant dans réalisation de l'ouvrage. Après avoir reproduit sur chaque pièce son tracé définitif, la première phase consiste à découper chaque élément.

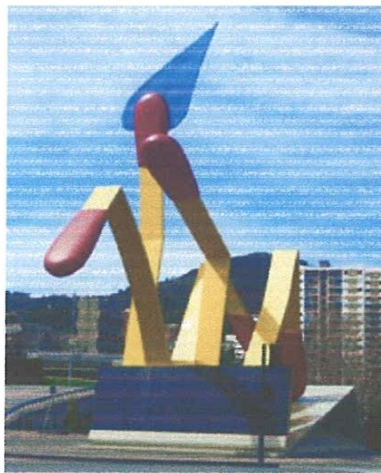


Fig.1.21 : le découpage.

### 1.4.1. Sciage

On peut scier ou tronçonner les divers profilés et tubes de la construction à la main ou mécaniquement. On peut cisailer de manière rectiligne ou curviligne avec des molettes ou des couteaux vibrants, dans le cas des produits plats. On peut également effectuer un découpage thermique (oxycoupage) au chalumeau, laser ou plasma pour des découpes complexes.

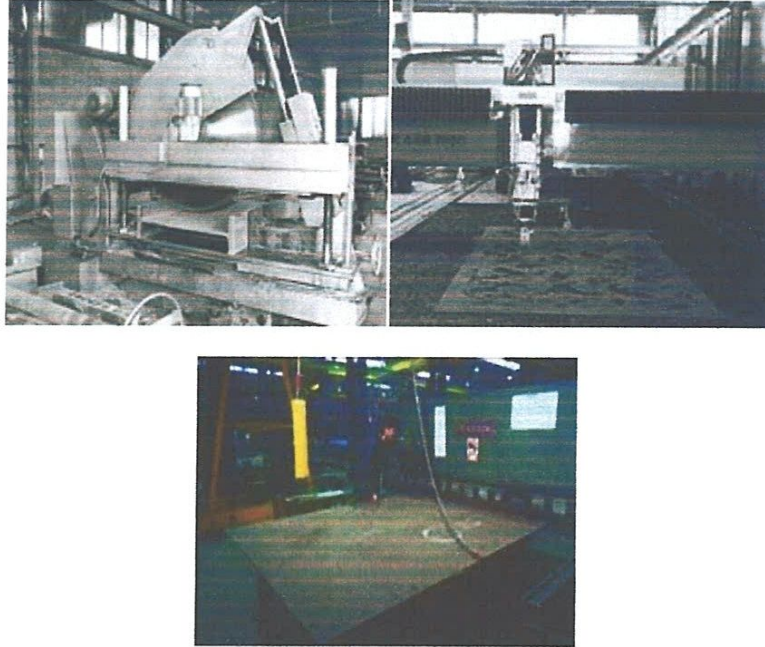
Le sciage à froid, manuel ou automatisé, avec une scie circulaire permet d'éviter les surchauffes et par conséquent les déformations en bout de la pièce. La lame est lubrifiée pour améliorer la coupe et éviter la chauffe pendant l'opération. Cette technique est cependant contrainte au diamètre de la lame qui donne la largeur et la hauteur de coupe. Elle peut atteindre un diamètre de un mètre.

Les stations de découpage thermique sont robotisées et pilotées par informatique. Elles permettent d'obtenir une grande précision et finition du travail. La tête de découpe étant posée sur un pont roulant les découpes peuvent s'effectuer dans les deux directions et s'appliquent à de grandes dimensions.

Le découpage au laser permet de scier des épaisseur de métal allant de 0,1 à 20 mm. Celui au plasma est plus destiné au découpage des tôles fortes. Il va de 8 à 600 mm avec une précision de 0,5 à 2 mm.

Ces opérations de découpage n'ont pas toujours lieu, lorsqu'on emploie par exemple des barres profilées telles que les poutrelles. Il s'agira simplement dans certains cas de réduire la longueur par tronçonnage.

Cela se fait de manière automatique. Les tâches sont guidées par un automate qui déplace la pièce, place une butée à la longueur définie et commande un outil pour la découpe.



*Fig.1.22 : le sciage.*

#### **1.4.2. Fendage**

*Cette opération consiste à faire d'un profilé en I ou en H deux profils en T non standardisés.*

*Ce découpage est utilisé par exemple pour la fabrication de poutre alvéolaire ou pour modifier la hauteur de l'âme d'un profilé.*

*Le fendage est réalisé par oxycoupage.*



*Fig.1.23. Découpage numérique de poutres alvéolaires.*

### 1.4.3. Grugeage

Cette opération d'atelier consiste à modifier localement la section d'un profilé par découpage soit au chalumeau, soit à l'aide d'une machine équipée d'un emporte-pièce appelé grugeoir.

Cette usinage est indispensable, notamment pour réaliser l'assemblage de poutrelles dont les ailes supérieures ou inférieures sont arasées.



Fig.1.24 : le grugeage.

### 1.4.4. Grignotage

Cette opération d'atelier ou de chantier consiste à réaliser une découpe non linéaire sur des tôles fines planes, ondulées ou nervurées.

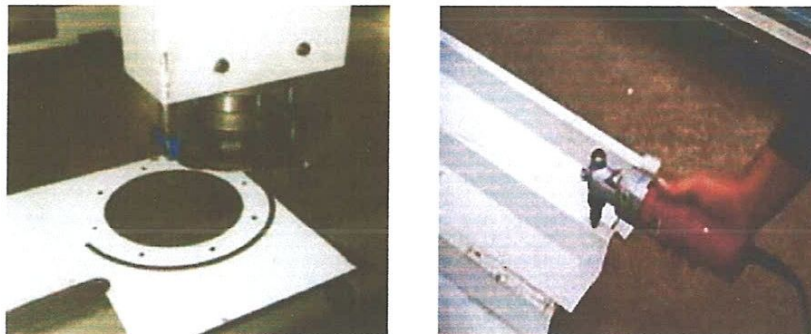


Fig.1.25 : Grignoteuse.

### 1.5. Mise en œuvre

L'acier, comme d'autres matériaux, impose une rigueur dans l'acte de construire.

La construction acier est, en règle générale, composée de pièces dont les usinages, permettant leur assemblage, sont réalisés en atelier, c'est à dire hors du chantier.

*Ce procédé de construction oblige à concevoir l'ensemble des détails avant la mise en fabrication. Le chantier est une phase de montage et d'assemblage des divers composants du bâtiment.*

*Le matériel nécessaire au travail de l'acier, quand il s'agit de pièces importantes, ne peut être transporté sur chantier. Ainsi, la marge d'erreur des détails techniques doit être la plus petite afin que le chantier se déroule correctement et que les travaux soient réalisés avec le plus grand soin.*



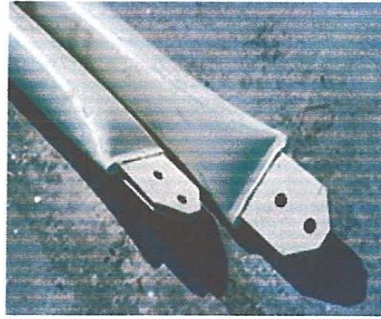
*Fig.1.26 : la mise en œuvre.*

### **1.5.1. Préparation**

*L'emploi des aciers dans la construction nécessite une phase de préparation des pièces en adéquation avec les exigences du projet à réaliser.*

*Les produits finis issus de la sidérurgie et de l'industrie ne correspondent pas nécessairement aux dimensions spécifiques et aux formes requises dans un projet. D'où quelques opérations qui se font en atelier et qui préparent les pièces pour le montage.*

*On va découper, former, usiner les pièces selon les dessins établis par le concepteur.*



*Fig.1.27 : la préparation.*

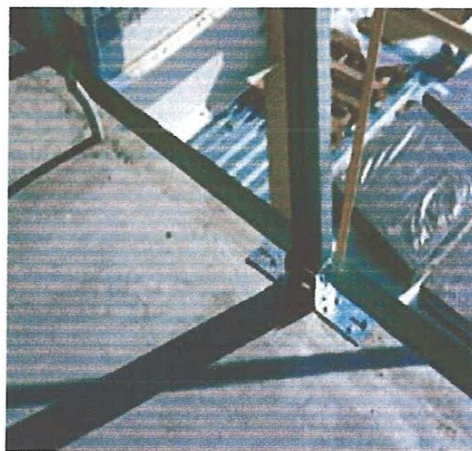
### **1.5.2. Montage**

*Le montage des pièces usinées se réalise sur le chantier.*

*Les pièces sont montées conformément aux plans d'exécution de l'ouvrage. Selon la taille des pièces les moyens de levage seront adaptés au chantier afin de soulever, de dresser et de maintenir les pièces à assembler.*

*L'assemblage des pièces sur chantier consiste en des opérations simplifiées de boulonnage, de rivetage ou de soudage.*

*Il est parfois nécessaire d'achever la mise en œuvre par la mise en place d'une protection supplémentaire contre la corrosion, même si le matériau est déjà traité au moment de sa fabrication.*



*Fig.1.28 : le montage des pièces.*

### **1.5.3. Recommandation**

*Le soin apporté aux ouvrages en acier participe à la qualité des finitions et à la bonne tenue dans le temps du bâtiment. La maintenance sera diminuée si les travaux sont exécutés conformément aux réglementations et si quelques règles sont appliquées pendant le chantier.*

*Dans un souci esthétique on éliminera systématique toutes les particules métalliques provenant de façonnage. Ceci évitera la présence de coulure dû à l'oxydation et à l'écoulement de l'eau sur la surface.*

*De réparer les éclats de peintures avant la mise en service définitive pour éviter l'oxydation de l'acier mis à nu dans des endroits qui sont peu accessibles*



---

chapitre  
.2.

**les assemblages par  
rivets et boulons  
ordinaires**

---

## II.1. ASSEMBLAGES RIVES:

### II.1.1 Définition :

Un rivet une tige cylindrique présentant une tête et dont l'extrémité est refoulée après mise en place du rivet pour constituer une deuxième tête appelée rivure, les 2 pièces à assembler sont serrées entre la tête et la rivure l'assemblage n'est pas démontables pour faciliter la rivure le métal constitutif doit être très malléable on emploie surtout l'acier extra-doux le cuivre le laiton l'aluminium et le duralumin.

#### PRINCIPALES NOTATION POUR L'ENSEMBLE DES MODE DE LIAISONS :

- $A$  = Section d'un élément d'une pièce.  
 $A_s$  = Section résistante d'uns vis.  
 $N$  = Effort normal (ultime) appliqué à l'assemblage.  
 $N_1$  = Effort parallèle à l'axe des boulons.  
 $N_{adm}$  = Résistance limite d'un boulon à l'effort normal.  
 $M$  = Moment fléchissant (ultime) appliqué à l'assemblage.  
 $M_{res}$  = Moment fléchissant résistant (ultime) de l'assemblage.  
 $Q$  = Effort tranchant, ou de glissement appliqué à l'assemblage.  
 $Q_1$  = Effort de glissement repris par un boulon.  
 $Q_{adm}$  = Résistance limite admissible de glissement d'un boulon.  
 $P_v$  = Effort de précontrainte d'un boulon.  
 $a$  = Distance en général.  
 $a_{//}$  = Distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée – dans le  
 Sens de l'effort sollicitant l'assemblage (pièce longitudinale).  
 $a^{\perp}$  = Distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée, dans la  
 Direction normale à l'effort sollicitant l'assemblage (pièce transversale).  
 $b$  = Largeur en général.  
 $b_p$  = Largeur de platine.  
 $b_r$  = Largeur d'un raidisseur.  
 $e$  = Épaisseur d'une pièce assemblée quelconque.  
 $e_a$  = Épaisseur d'âme.  
 $e_{exc}$  = Épaisseur d'une pièce non pincée entre deux autres.  
 $e_{exc}$  = Excentricité.  
 $e_{min}$  = Épaisseur de la plus mince des pièces assemblées (fourrure exclue).  
 $e_s$  = Épaisseur de semelle.  
 $d$  = Diamètre nominal des vis.  
 $d_{tr}$  = Diamètre des trous des vis.  
 $h$  = Hauteur d'un profilé.  
 $l_{eff}$  = Longueur de la ligne de moindre résistance pour le calcul de la section nette.  
 $l_R$  = Longueur d'un raidisseur.  
 $n$  = Nombre de boulons contenus dans un assemblage.

- $n_1$  = Nombre de boulons rencontrés dans la détermination.
- $s$  = Axe des trous en général.
- $s_{//}$  = Entre axe des trous, dans le sens perpendiculaire à l'effort.
- $\sigma_e$  = Limite élastique garantie constituant les pièces.
- $\sigma_{eb}$  = Limite élastique garantie de l'acier constituant les vis.
- $\mu_f$  = Coefficient conventionnel de frottement.

**II.1.2 DIFFERENTS TYPES DE RIVETS:**

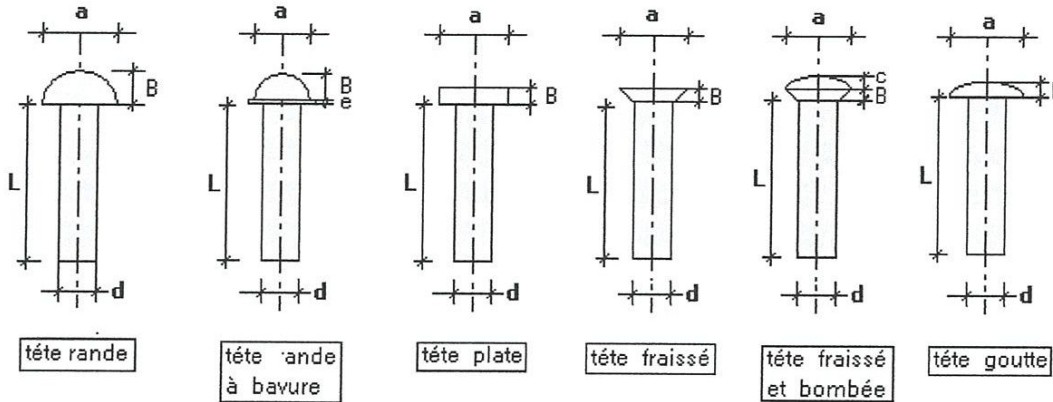


Fig.2.1 : différents types de rivets.

-Les diamètres des rivets les plus couramment utilisés pour les assemblages en charpente sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

Ø diamètre des rivets en « mm »	Tôles et à mes des profilés d'épaisseur : mm	Cornières de largeur d'aile : mm	Ailes de fer U de hauteur : mm	Ailes de poutrelle H de profil
8	2	30		
10	3	35		
12	4	40-45	80	
14	5	50	100 à 130	10 et 12
16	6	60	140 à 160	14
18	7	70	175 à 180	15 et 16
20	8	80-90	200 à 220	18
22	10 à 14	100-120	240 à 300	20
24	> 14	> 120		> 24

Tableau .2.1 : Les diamètres des rivets les plus couramment

### II.1.3 CONDITIONS D'ÉPAISSEUR DES PIÈCES À ASSEMBLER ON VÉRIFIE LES CONDITIONS SUIVANTES:

- **ÉPAISSEUR DES PIÈCES ÉLÉMENTAIRES:**

Les pièces assemblées étant classées par ordre d'épaisseurs décroissantes, en appelant «  $e_2$  » l'épaisseur de la deuxième :

$$\begin{aligned} d_{tr} &\geq e_2 + 2\text{mm} \text{ si on a } e_2 \leq 20\text{mm} \\ d_{tr} &\geq 22\text{mm} \quad \text{si on a } e_2 \geq 20\text{mm} \end{aligned}$$

- **ÉPAISSEUR TOTALE:**

$\Sigma e \leq 4 \cdot d_{tr}$  Toutefois, on peut admettre une épaisseur assemblée supérieure à  $4d$ , à condition de compter sur une résistance au cisaillement réduite (voir section de calcul des rivets ci – après)

### II.1.4 PRESSION DIAMÉTRALE:

S'exprime par.

$$\frac{Q_1}{d_{tr} \cdot e} \leq 2 \sigma_e$$

- Dans le cas où des déformations appréciables apporteraient un gêne dans l'exploitation, et dans le cas de structures avec Effets dynamiques.

$$\frac{Q_1}{d_{tr} \cdot e} \leq 3.5 \sigma_e$$

Dans le cas des assemblages rivés courants.

Avec  $Q_1$  = effort total pondéré de cisaillement exercé sur un rivet par une pièce d'épaisseur.

La condition de pression diamétrale n'intervient qu'en cas d'assemblage de pièces d'épaisseur relativement faible, la résistance des assemblages normaux n'étant limitée que par le cisaillement des rivets.

Dans les assemblages courants, elle n'est déterminante que si le rapport  $d/e$  est supérieur à 6 lorsque le rivet travaille à simple section et à 3 lorsqu'il travaille à double section.

### II.1.5 SECTION DE CALCULE DES RIVETS:

On compte sur un diamètre  $d_{tr}$  (mm) du trou, supérieur de 1mm au diamètre nominale du rivet et on base les calculs sur une section  $A_s$  (mm<sup>2</sup>) du rivet posé prend les valeurs suivante en fonction de l'épaisseur totale  $\Sigma e$  des pièces assemblées:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times d_{tr}^2 \text{ si } \Sigma e \leq 4 d_{tr} \\ A_s &= \frac{\pi}{4} \times d_{tr}^2 - 1,5 (\Sigma e - 4 d_{tr}) \quad \text{si } 4 d_{tr} < \Sigma e < 5 d_{tr} \\ A_s &= \frac{\pi}{4} \times d_{tr}^2 - 1,5 d_{tr} \quad \text{si } 5 d_{tr} \leq \Sigma e \end{aligned}$$

### II.1.6 RESISTANCE DU RIVET:

En appelant  $Q_2$  l'effort pondéré par rivet exercé sur l'assemblage, quelle que soit son orientation, et  $\sigma_{er}$  la limite d'élasticité du métal constituant le rivet, on vérifie :

$$1,25 \frac{Q_2}{A} \leq \sigma_{er}$$

Sans oublier qu'il est indispensable de vérifier la résistance des pièces d'assemblage.

### II.1.7 DISTANCE S ENTRE AXES DES RIVET:

- *Filles extérieures.* (Sur le contour de l'assemblage):

-pour les pièces soumises aux intempéries ou situées dans des conditions favorisant l'oxydation :

$$3 d_{tr} \leq s \leq 7 d_{tr}$$

-pour les pièces non soumises aux influences précédentes :

$$3 d_{tr} \leq s \leq 10 d_{tr}$$

- *Filles intérieures.* (Rivets de capitonnage)

$$s \leq 30 e_{\text{mini}}$$

### II.1.8 LES PINCES :

#### II.1.8.1 PINCE LONGITUDINALE:

$a_{//}$  : la pince  $a_{//}$  doit être supérieure à la plus grande des valeurs  $1,5 d_{tr}$

et :

$$a_{//} = \frac{0,8 \cdot Q_1}{e \cdot \sigma_e}$$

Cependant Pour éviter l'oxydation, elle doit rester inférieure à  $4 d_{tr}$

Pour les goussets pincés entre deux pièces assemblées et à  $2,5 d_{tr}$  dans les autres cas.

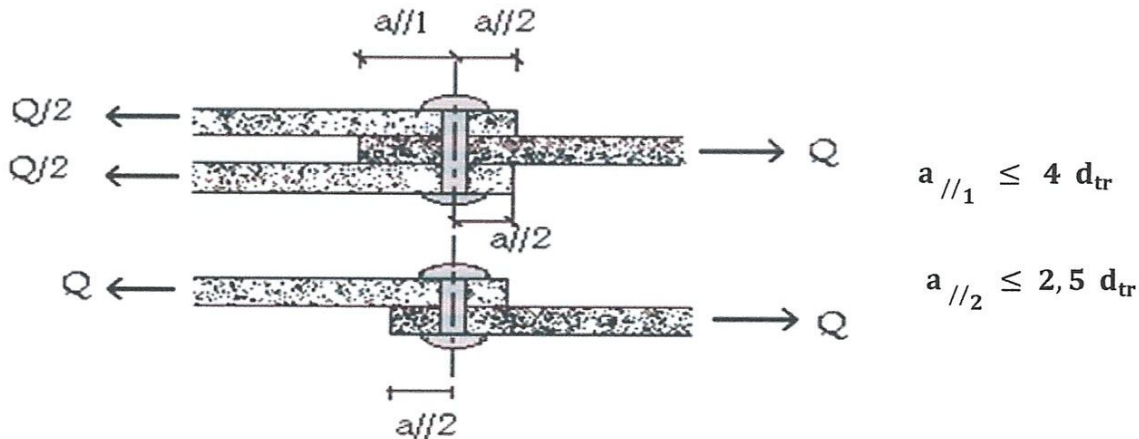


Fig.2.2 : les pinces longitudinales dans les rives:

#### II.1.8.2 PINCE TRANSVERSALE $a_{\perp}$ :

$$1,5 d_{tr} \leq a_{\perp} \leq 2,5 d_{tr}$$

Une légère dérogation à cette condition peut être admise dans les assemblages de cornières si l'on utilise le tableau des diamètres normaux en fonction des échantillons assemblés.

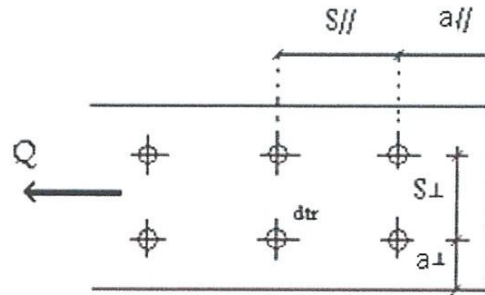


Fig.2.3 : Les pinces transversales dans les rives.

### II.1.9 PERÇAGE DES TROUS DES RIVETS:

Le diamètre  $d_{tr}$  des trous est égal à celui des rivets augmenté de 1mm.

Cependant, on peut effectuer le perçage suivant deux classes d'ouvrages :

#### Classe -1- :

Constructions courantes  $d_{tr} = \text{diamètre de rivet} + 1\text{mm}$  pour les rivets de diamètre 8 – 10 et 14 – et + 2mm pour diamètre supérieurs ou égaux à 16mm.

#### Classe-2- :

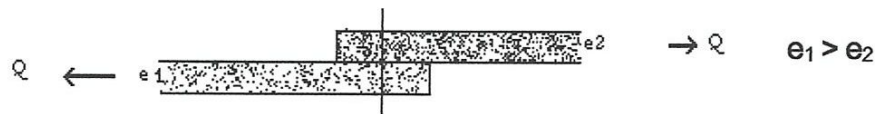
Quel que soit le diamètre nominal, le diamètre  $d_{tr}$  est supérieur de 1 mm à celui des rivets.

- Les trous pour rivets peuvent être forés ou poinçonnés.
- Dans les pièces tendues d'épaisseur supérieure à 20 mm en acier E24 - et E26, et de 15 mm pour les aciers E30 et E36, les trous poinçonnés doivent être alésés sur au moins 2 mm - les trous doivent être ébavurés.
- La rectification des trous par brochage est interdite.
- Tolérance d'irrégularité des axes des trous devant être de  $d_{tr}/10$ .

### II.1.10 ABAQUES DE RESISTANCE DES RIVETS:

-Abaques de résistance des rivets en  $ad\chi$  ( $\sigma_e = 24 \text{ kgf/mm}$ )

Sollicites au simple cisaillement.



Il est nécessaire de vérifier les conditions de pince longitudinale.

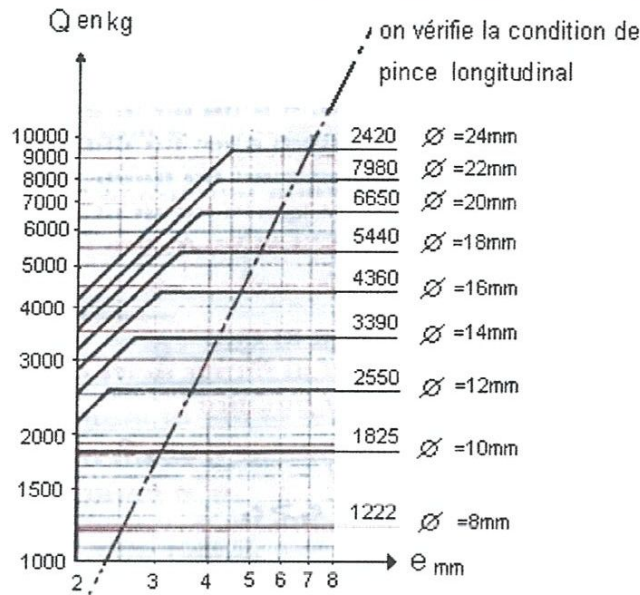
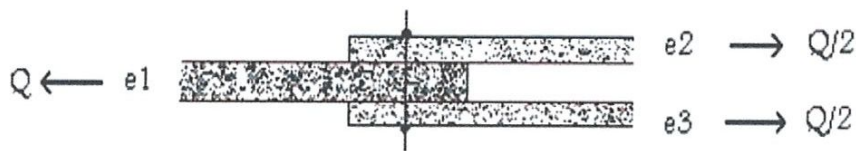


Fig.2.4 : Abaques de résistance des rivets simple cisaillement.

Lorsque l'épaisseur totale des pièces assemblées  $\Sigma e > 4 d_{tr}$ , on retranche aux efforts admissibles au cisaillement 30 kg par mm d'épaisseur supplémentaire sans toutefois dépasser  $30 d_{tr}$  ce que correspond à la limitation de section imposée.

-abaque de résistance des rivets en  $Adx (\sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2)$   
Solicites au double cisaillement.



- e désigne le plus faible des valeurs - e1
- ou  $(e2 + e3)$

Il est nécessaire de vérifier la condition de pince longitudinale.

$$a_{//} > 1,5 d_{tr}$$

et

$$a_{//} \geq \frac{0,8 \cdot Q_1}{e \cdot \sigma_e}$$

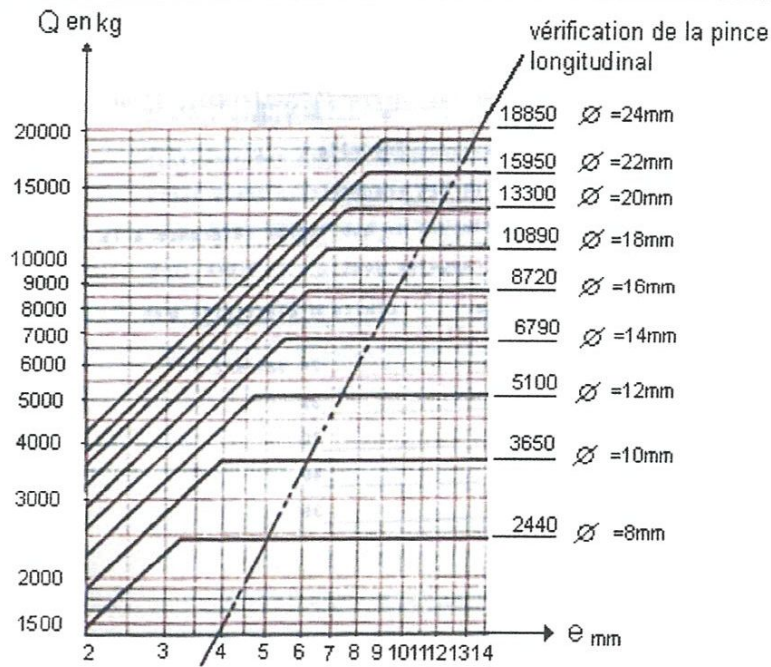


Fig.2.5 : Abaqués de résistance des rivets double cisaillement.

Lorsque l'épaisseur totale des pièces assemblées  $\Sigma e \leq 4 \cdot d_{tr}$ , on retranche aux efforts admissibles au cisaillement 60 kg par mm d'épaisseur supplémentaire sans toutefois dépasser 60  $d_{tr}$  ce qui correspond à la limitation de section imposée.

## II.2. ASSEMBLAGES AVEC BOULONS ORDINAIRES:

### II.2.1 Définition :

Le boulon est une pièce composée d'un corps cylindrique et d'une tête hexagonale (boulons à tête six ponts) ou tronconique (boulons à tête fraisée le corps du boulon est fileté sur une partie de sa longueur se l'effet de recevoir une pièce, elle-même taraudée ou même pas que le corps du boulon, cette pièce appelé écrou est généralement de forme hexagonal.

Les pièces à assembler sont fortement serrés entre l'écrou et la tête du boulons, les boulons s'emploient soit à titre provisoire pour l'épingleage des pièces à vont le rivetage soit titre définitif pour les assemblages aux chantiers qui ne sont généralement par rivetés sauf spécification précise du cahier des charges. Le jeu des boulons dans leurs trous est de 1mm sauf pour les boulons « pleine trou »



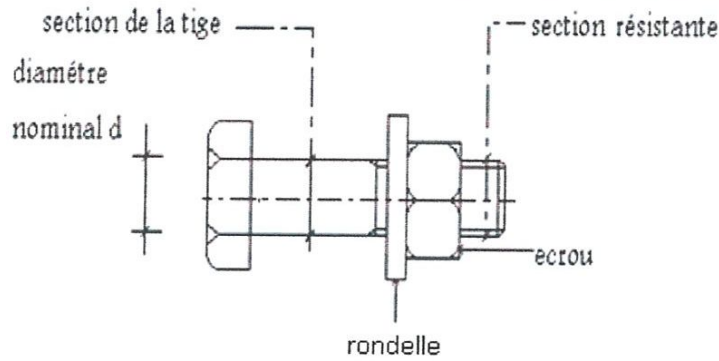


Fig.2.6 : les boulons ordinaires.

**II.2.2 QUALITE DES VIS ET DES ECROUS**

Les différentes classes de qualité en référence à la classification française sont :

Classe de qualité	limite d'élasticité $\sigma_{eb}$
○ 4 - 6	24 daN/mm <sup>2</sup>
4 - 8	32 daN/mm <sup>2</sup>
○ 5 - 6	30 daN/mm <sup>2</sup>
5 - 8	40 daN/mm <sup>2</sup>
○ 6 - 6	35 daN/mm <sup>2</sup>
6 - 8	48 daN/mm <sup>2</sup>
6 - 9	54 daN/mm <sup>2</sup>
○ 8 - 8	64 daN/mm <sup>2</sup>
○ 10 - 9	90 daN/mm <sup>2</sup>

Tableau.2.2 : qualité des vis et des écrous.

**PRINCIPAUX DIAMETRES UTILISES EN CHARPENTE METALLIQUE.**

Diamètre boulon en mm(d)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
section de tige lisse mm <sup>2</sup>	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante mm <sup>2</sup>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau.2.3 : les diamètres utilisés en charpente métallique.

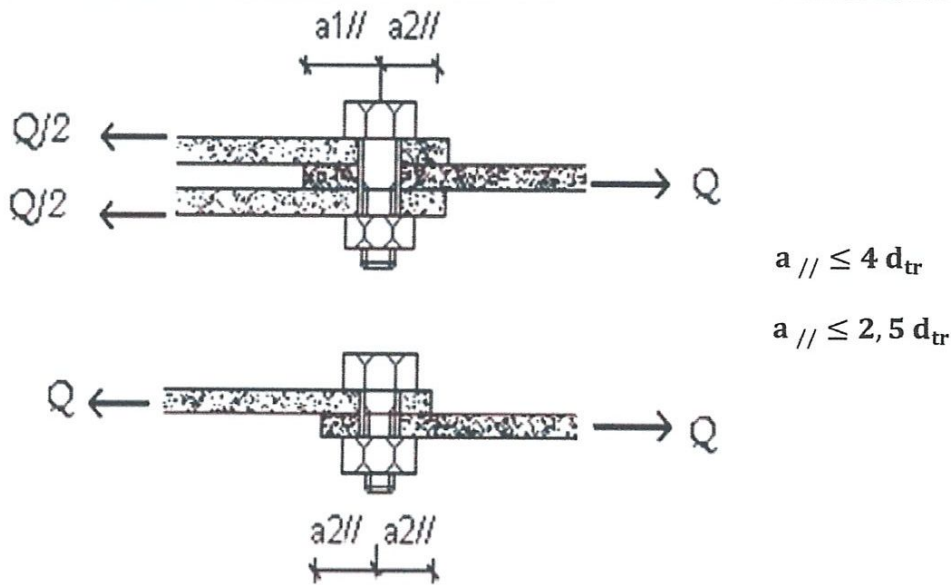


Fig.2.11 : les pincées longitudinales dans les boulons ordinaires.

### II.2.7.2. PINCE TRANSVERSALE $a_{\perp}$ :

$$1,5 d_{tr} \leq a_{\perp} \leq 2,5 d_{tr}$$

### II.2.8. PERCAGE DES TROUS DES BOULONS:

- Boulons non calibrés – le diamètre des trous :  
 $d_{tr} = d + 1(\text{mm})$
- Boulons calibrés – le diamètre des trous :  
 $d_{tr} = d + 0,3(\text{mm})$
- En règle générale. Il est admis  $d_{tr} = d + 2\text{mm}$

#### REMARQUE :

La règle pratique d'exécution admet

$d_{tr} = d + 1\text{mm}$	Pour	$d \leq 10$
$d_{tr} = d + 2\text{mm}$	Pour	$12 \leq d \leq 22\text{mm}$
$d_{tr} = d + 3\text{mm}$	Pour	$d \geq 24\text{mm}$

- Cependant, pour certaines constructions soignées, le jeu est ramené à  $d_{tr} = d + 1\text{mm}$  (pylônes, cv de grands bâtiments, constructions hyperstatique voire même à  $d_{tr} = d + 0.2\text{mm}$  en ce qui concerne les ouvrage d'art démontables, et les constructions très rigides.
- Dans la construction courante, les trous sont souvent poinçonnés – cette pratique devient dangereuse pour les fortes épaisseurs car le métal est fortement écroui sur les bords du trou : d'autant plus important que le rapport épaisseur / diamètre est élevé avec maximum de 1 et que le poinçon est usé.
- il n'est pas toléré de poinçonner des épaisseurs supérieures à 10mm avec des poinçons neufs dans les pièces tendues les trous poinçonnés pour une épaisseur supérieure à 12mm doivent être alésés sur du moins 2mm – les trous doivent être ébavurés.

$$\sigma_{f_{exc}} = \frac{M_{exc}}{\frac{I}{V}} \quad . \text{ de la barre}$$

- Pour le gousset :

$$\sigma_{f_{exc}} = \frac{M_{exc}}{\frac{I}{V}} \quad . \text{ dans la section de vérification}$$

### II.3.1.3 ASSEMBLAGE AVEC TROUS OVALISES:

Pour des raisons de conception de structure, on peut rencontrer des dispositions d'assemblages devant assurer une libre dilatation dans une direction, et devant également dans certain cas assurer une transmission d'effort dans le plan  $\perp$  à l'axe des trous ovalisés :

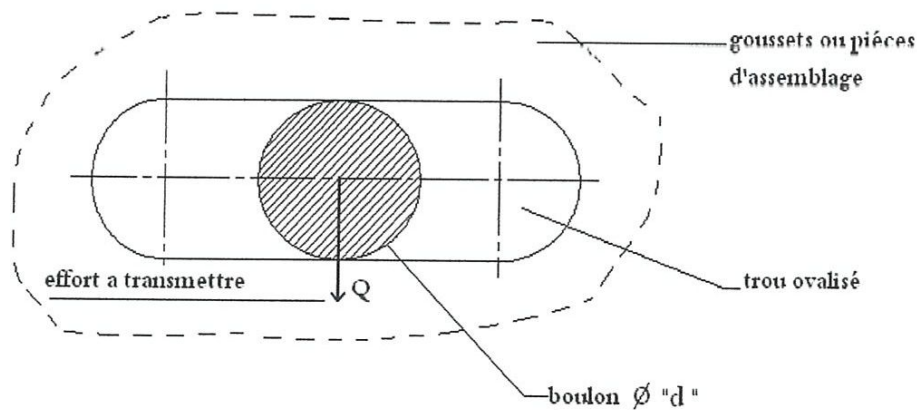


Fig.2.16 : assemblage avec trous ovalisés.

On vérifie la contrainte admissible sollicitant le boulon en utilisant la formule de « HERTZ ». Valable unique lorsque  $\sigma_e$  du boulon correspond à  $\sigma_e$  des goussets.

$$\sigma_{admissible} \leq 3 \cdot \sigma_e .$$

$$\sigma_{admissible} = 0.418 \sqrt{\frac{2 \cdot Q_i \cdot E}{e_i \cdot d}} .$$

$$\sigma_{admissible} \cong 86 \sqrt{\frac{Q_i}{e_i \cdot d}} .$$

Avec  $Q_i$  effort de cisaillement en rapport avec l'épaisseur du gousset de vérification  $e_i$  et  $E = 21000 \text{ kg/mm}^2$

Quel que soit le procédé d'assemblage, les trous dans les ouvrages soumis à actions dynamique, doivent être percés au foret pour éviter les ruptures fragiles par fatigue – (ponts roulants, pylônes...)

### II.2.9. POSITION DES BOULONS VERTICAUX:

Il a toujours été de bonne construction de positionner les boulons verticaux d'assemblages ( travaillant en cisaillement ) filetage en bas : s'il a risque de desserrage, puis du chute de l'écrou – dans ce cas, le boulon continue à jouer son rôle (n'ayant par d'effort de traction ) si les structures assemblées sont sollicitées par des vibrations, il est indispensable de monter une rondelle frein ou un contre écrous, ou encore un écrous comportant un système d'indesserabilité.

### II.2.10. TABLEAU DES RESISTANCE MAXIMUM DES BOULONS: (valeurs en kgf)

30	707	561	N	10771	12566	13464	15702	15702	18401	18401	24684	30070
			Q'2	11018	12855	13773	16068	18823	25250	18823	25250	30759
			Q2	8743	10200	10929	12386	12750	14936	14936	20036	24407
27	573	459	N	8813	10202	17213	12465	12852	15095	15055	20196	24602
			Q'2	8930	10418	11162	12651	13023	15255	15255	20400	24929
			Q2	7153	8345	8942	10134	10432	12220	12220	16313	19909
24	452	353	N	6778	7907	8472	9602	9884	11578	11578	15532	18921
			Q'2	7544	828	8805	9979	10273	12034	12034	16143	19665
			Q2	5501	6418	6877	7704	8023	9398	9398	12607	15358
22	320	303	N	5218	6787	7272	8242	8484	9938	9938	13332	16241
			Q'2	5022	6909	7403	8390	8636	10117	10117	13571	16532
			Q2	4722	5509	5803	6690	6886	8067	8067	10821	13182
20	314	245	N	4704	5488	5880	6664	6860	8036	8036	10780	13132
			Q'2	4894	5709	6117	6932	7136	8360	8360	1124	13661
			Q2	3818	4455	4773	5409	5568	6523	6523	2750	10659
18	214	192	N	3686	4301	4608	5222	5376	6298	6298	8448	10291
			Q'2	3958	4618	4948	5608	5773	6702	6762	9071	11051
			Q2	2992	3491	3740	4239	4364	5112	5112	6857	8353
16	201	157	N	3014	3517	3768	4270	4396	5150	5150	6908	8415
			Q'2	3130	3655	3916	4438	4568	5351	5351	7179	8745
			Q2	2140	2855	3058	3466	3068	4180	4180	5607	6831
14	154	115	N	2208	2576	2760	3128	3220	3772	3772	5060	6164
			Q'2	2400	2800	3000	3400	3400	4100	4100	5530	6700
			Q2	1702	2011	2240	2539	2614	3062	3062	4107	5003
12	113	84.3	N	1618	1888	2023	2293	2361	2765	2765	3710	4516
			Q'2	2761	2055	2201	2195	2565	3008	3008	4036	4916

			Q <sub>2</sub>	1314	1533	1642	1861	1916	2244	2244	3018	3666
10	78.5	58	N	1114	1299	1392	1578	1624	1902	1902	2562	3105
			Q' <sub>2</sub>	1223	1427	1529	1733	1784	2090	2090	2804	3415
			Q <sub>2</sub>	904	1055	1130	1281	1318	1544	1544	2071	2523
8	50.2	36.6	N	700	820	878	995	1025	1201	1201	1610	1960
			Q' <sub>2</sub>	782	913	978	1108	1141	1336	1336	1713	2184
			Q <sub>2</sub>	570	665	73	808	832	974	974	1307	1592
Ø bls	A mm <sup>2</sup>	As mm <sup>2</sup>	classe	4 - 6	4 - 8	5 - 6	5 - 8	6 - 6	6 - 8	6 - 9	8 - 8	10 - 9

Tableau.2.4 : résistance maximum des boulons.

N : effort de traction pondéré admissible dans 1 boulon.

Q'<sub>2</sub> : effort pondéré de simple cisaillement admissible par un boulon cisailé sur partie lisse.

Q<sub>2</sub> : effort pondéré de simple cisaillement admissible par un boulon cisailé sur partie filetée.

### II.3. CALCULE DES ASSEMBLAGES AVEC BOULONS ORDINAIRES

REGLE GENERALE DE VERIFICATION DES ELEMENTS D'ASSEMBLAGE EN FONCTION DE LA DIRECTION DE L'EFFORT:

- **Eléments comprimés :**

On ne déduit par les trous des boulons. On admet que les trous sont remplis par des boulons et que l'effort se transmet dans la section entière.

- **Elément fléchis :**

Il est possible de ne déduire que les trous de la zone tendue, pour simplifier et par raison de symétrie on déduit tous les trous de la section

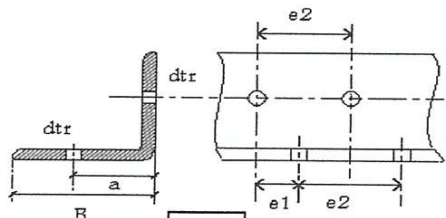
- **Elément tendus :**

Pour le calcul de la résistance de ces éléments on déduit tous les trous des boulons.

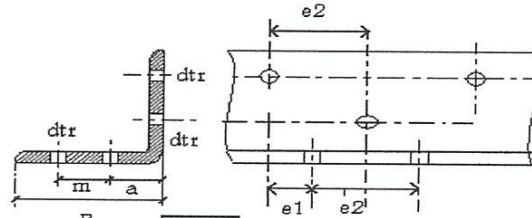
❖ Pour les assemblages des cornières à ailes égales  $\perp$  on utilise une convention de trusquinage et perçage en fonction des démentions des profils.

Voir les différents tableaux ci- après

**TABLEAUX DES TRUSQUINAGES ET PERÇAGE L**



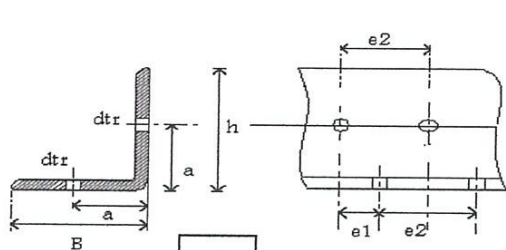
**N1**



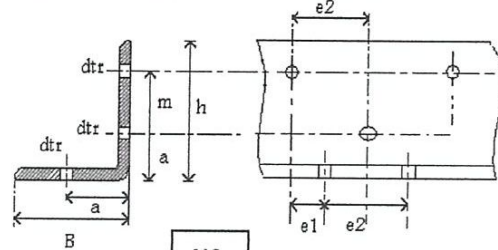
**N2**

B	d <sub>tr</sub>	a	m	N°	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
14	6	8	—	1	8	18
16	6	10	—	1	10	22
18	6	11	—	1	10	22
20	6	12	—	1	12	25
25	8	14	—	1	14	28
30	8	16	—	1	15	30
35	8	19	—	1	16	32
40	10	22	—	1	16	32
45	12	25	—	1	16	35
50	12	28	—	1	20	40
55	14	30	—	1	22	44
60	16	32	—	1	25	52
65	16	35	—	1	25	52

B	d <sub>tr</sub>	a	m	N°	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
70	18	38	—	1	25	58
75	18	40	—	1	20	62
80	20	45	—	1	15	66
90	20	50	—	1	0	70
100	22	55	—	1	0	75
110	20	45	25	2	25	80
120	20	50	30	2	25	85
130	22	50	40	2	25	95
140	22	55	45	2	15	100
150	24	55	55	2	0	110
160	24	60	55	2	0	120
170	24	60	65	2	0	120
200	24	70	70	2	0	125



**N1**



**N2**

B ou h	d <sub>tr</sub>	a	m	N°	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
20	6	12	—	1	12	25
25	8	14	—	1	14	28
30	8	16	—	1	15	30
40	10	22	—	1	16	32
45	12	25	—	1	16	35
50	12	28	—	1	20	40
55	14	30	—	1	22	44
60	16	32	—	1	25	52
65	16	35	—	1	25	52
70	18	38	—	1	25	58
75	18	40	—	1	20	62
80	20	45	—	1	15	66
85	20	50	—	1	0	68

B ou h	d <sub>tr</sub>	a	m	N°	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
90	20	50	—	1	0	70
100	22	55	—	1	0	75
110	20	45	25	2	25	80
115	20	45	30	2	25	85
120	20	50	30	2	25	85
130	22	50	40	2	25	95
140	22	55	45	2	15	100
150	24	55	55	2	0	110
160	24	60	55	2	0	120
170	24	60	65	2	0	120
200	24	70	70	2	0	125
230	24	80	80	2	0	130

Tableau.2.5 : tableaux des trusquinages et perçage L.

$e_1$  : distance minimum       $e_2$  : distance moyenne

**II.3.1.1 VERIFICATION DES ELEMENTS TENDUS:**

Pour la vérification des éléments tendus, on doit déterminer la section nette de la pièce en déduisant les parçages et éventuellement les entailles.

On doit envisager diverses sections (droites, obliques ou brisés) passant par l'axe des trous et on fait la somme des surfaces de métal traversées par ces sections.

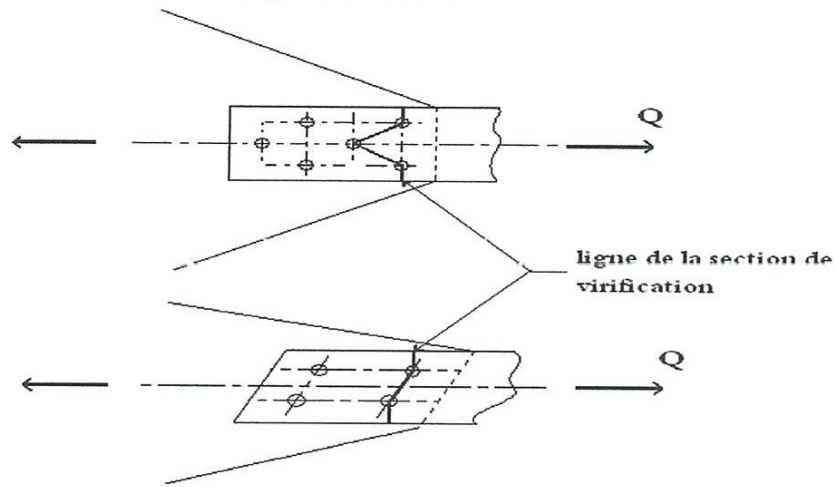


Fig.2.12 : vérification des éléments tendus.

On adopte comme section nette la plus faible des valeurs ainsi trouvée.

Dans le cas le plus courant à la section la plus défavorable est une section droite, la section nette s'obtient en déduisant de la section brute la somme des surfaces des vides apparaissant dans le plan de la section.

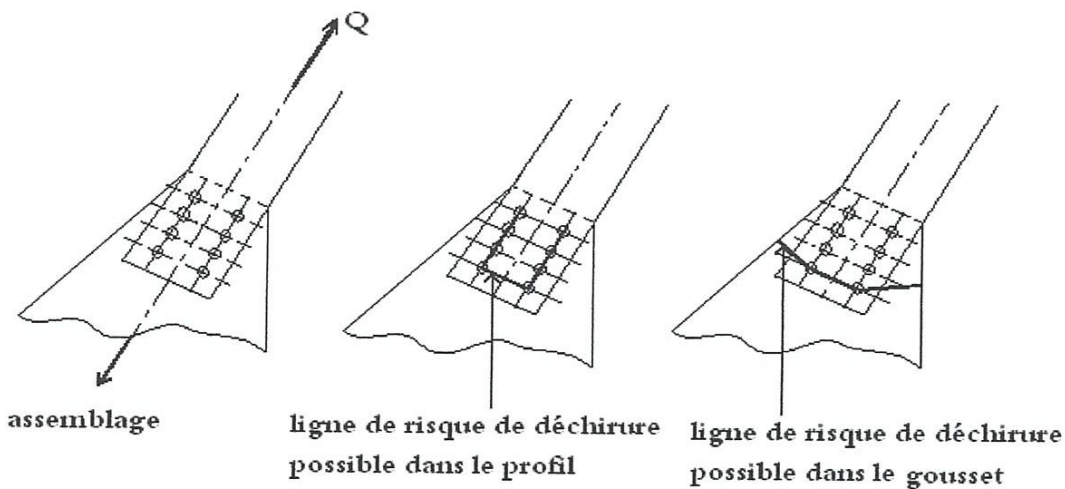


Fig.2.13 : ligne de risque de déchirure possible.

MODE DETERMINATION DE LA SECTION NETTE

Suivent croquis ci-dessous

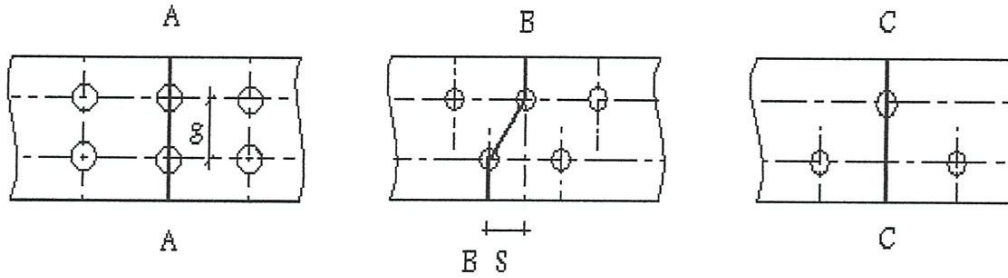


Fig.2.14 : section nette la plus faible.

On part de la constatation que l'une des trois configurations suivantes peut donner la ligne de moindre résistance dans un élément ayant deux files de trous.

Pour plusieurs files et colonnes de trous, la formule utilisée pour déterminer la longueur nette est :

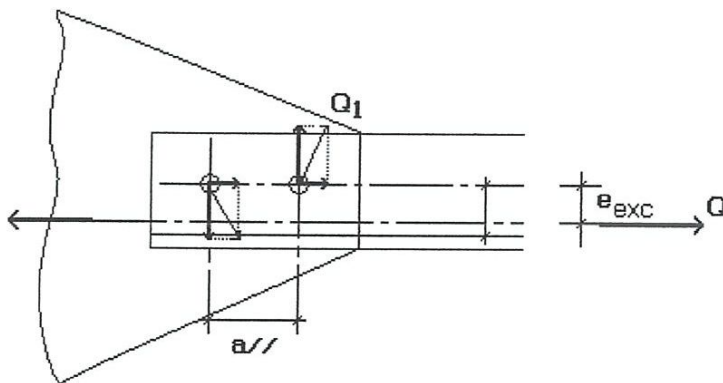
$$\text{Longueur nette} = \text{longueur totale} - \sum d_{tr} + \sum_1^n \frac{s_i^2}{4 \times g_i}$$

Avec  $s_i$  = distance entre colonne  $i$  et suivante.

$g_i$  = distance entre ligne  $i$  et suivante.

II.3.1.2 REMARQUE CONCERNANT LES ASSEMBLAGES AVEC L:

Lorsque l'assemblage comporte un minimum de 3 boulons sur la file, on néglige généralement l'effort du moment secondaire dû à l'excentricité de la ligne de trusquinage par rapport à la ligne d'épure, il n'en n'est pas de même lorsque l'attache ne comporte que deux boulons.



$$Q_1 \text{ par boulon} = \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + \left(\frac{Q \cdot e_{exc}}{a//}\right)^2}$$

$$Q_1 \text{ par boulon} = \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + \left(\frac{M_{exc}}{a//}\right)^2}$$

Fig.2.15 : assemblages cornier sur un gousset.

$$M_{exc} = \text{moment d'excentrement} = Q \cdot e_{exc}$$

-il faudra également vérifier le gousset et la barre sous l'influence de  $M_{exc}$

-sans oublier la vérification avec Q

- Pour la barre :



II.3.1.4 ASSEMBLAGES AVEC GOUSSETS EN FLEXION:

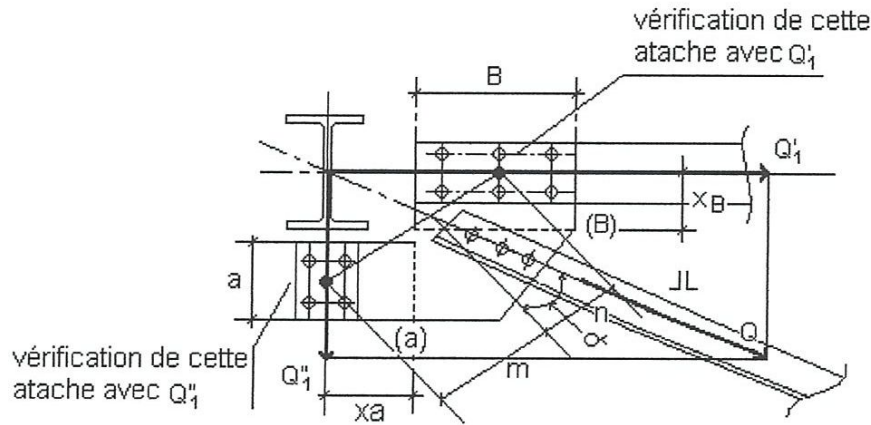


Fig.2.17 : assemblages avec goussets en flexion.

On doit en plus, effectuer la vérification du gousset en flexion, suivant une ligne d'épure joignant les deux axes d'inertie des attaches et suivant les dimensions m et n.

On aura donc

$$M_f = \frac{Q \cdot m \cdot n}{(m + n)}$$

On vérifie la section moyenne du gousset ligne c

- Dimension c
- Epaisseur  $e_c$

$$\frac{I}{V} = \frac{c^2 \cdot e_c}{6}$$

$$\sigma_{fc} = \frac{6 \cdot Q \cdot m \cdot n}{c^2 \cdot e_c (m + n)}$$

$\sigma_{fc} \leq \sigma_e$  . Du gousset

ON DOIT ÉGALEMENT VÉRIFIER LES SECTIONS « a » ET « b » :

Section « a » :

$$M_{fa} = Q_1'' \cdot X_a$$

$$\frac{I}{V} a = \frac{a^2 \cdot e_c}{6}$$

$$\sigma_{fa} = \frac{Q_1'' \cdot X_a}{\frac{a^2 \cdot e_c}{6}} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_{fa} = \frac{6 \cdot Q_1'' \cdot X_a}{a^2 \cdot e_c} \leq \sigma_e$$

Section « B » :

$$\sigma_{fb} = Q'_1 \cdot X_b$$

$$\frac{I}{V} b = \frac{b^2 \cdot e_c}{6}$$

$$\sigma_{fb} = \frac{Q'_1 \cdot X_b}{\frac{b^2 \cdot e_c}{6}} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_{fb} = \frac{6 \cdot Q'_1 \cdot X_b}{b^2 \cdot e_c} \leq \sigma_e$$

**REMARQUE POUR L'ATTACHE AVEC UN GOUSSET UNIQUE :**

Gousset unique entraînant avec les composantes de Q une déformation inacceptable dans le gousset sur poteau.

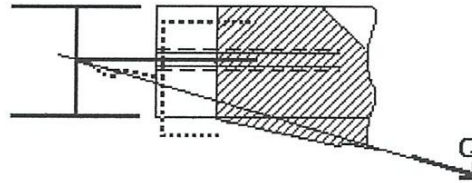


Fig.2.18 : l'attache avec un gousset unique.

### II.3.2 ASSEMBLAGES EN CONSOLE:

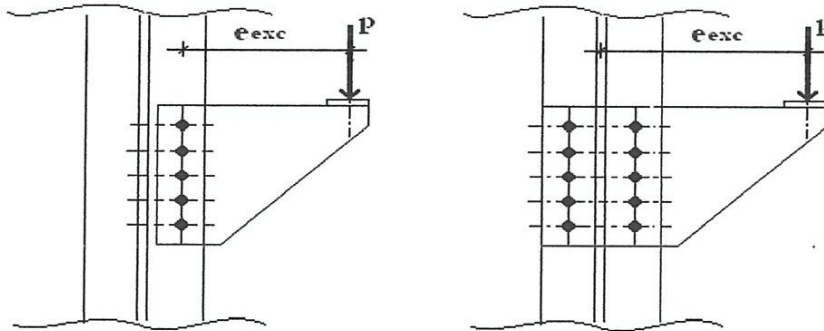


Fig.2.19 : assemblages en console.

L'ensemble des éléments des assemblages doivent résister à l'effort tranchant p et à l'effort du moment d'excentrement de la force p soit :

$$M_{exc} = P \cdot e_{exc}$$

**CACULE DES EFFORTS DANS LES BOULON :**

Les boulons sont soumis à la fois à un effort tranchant résultant à  $p$  et à un effort tranchant résultant de  $M_{exc}$ .

**GENERALISATION DU PROBLEME :**

- **AVEC UNE RANGÉE DE BOULONS ALIGNES :**

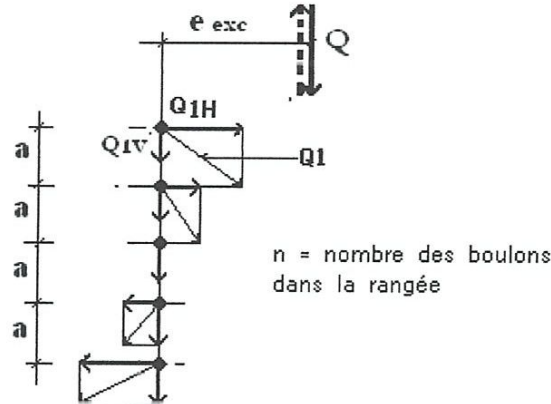


Fig.2.20 : une rangée de boulons.

- Effort tranchant vertical par boulon :  $Q1$

$$Q_{1v} = \frac{Q}{n}$$

- Effort tranchant horizontal pour les boulons extrêmes (les plus sollicités)

$$Q_{1h} = \frac{Q \cdot e_{exc}}{(n-1) \cdot a} \times \frac{6 \cdot (n-1)}{n(n+1)} = \frac{6 Q \cdot e_{exc}}{a \cdot n(n+1)}$$

D'où pour boulons extrêmes :

$$Q_1 = \sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2 + \left(\frac{6 Q \cdot e_{exc}}{a \cdot n(n+1)}\right)^2}$$

Cette formule pouvant encore s'écrire :

$$Q_1 = \sqrt{\frac{\left(\frac{6 \cdot e_{exc}}{(n+1)a}\right)^2 + 1}{n}} \cdot Q$$

- **AVEC DEUX RANGÉES DE BOULONS ALIGNÉS:**

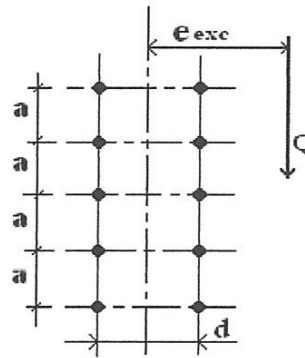


Fig.2.21 : Deux rangées de boulons.

$n$  = étant le nombre de boulons par rangée verticale.

$Q_1$  = cisaillement maxi dans l'un des boulons extrêmes le plus sollicité.

$$Q_1 = \sqrt{\frac{\left(\frac{e_{exc} (n-1) \cdot a}{d^2 + \frac{1}{3} (n^2 - 1) \cdot a^2}\right)^2 + \left(\frac{d \cdot e_{exc}}{d^2 + \frac{1}{3} (n^2 - 1)} + \frac{1}{2}\right)^2}{n}} \cdot Q$$

• AVEC TROIS RANGÉES DE BOULONS ALIGNÉS :

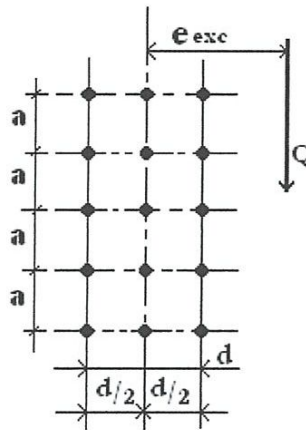


Fig.2.22 : trois rangées des boulons.

$n$  = étant le nombre de boulons par rangée verticale.

$Q_1$  = cisaillement maxi dans l'un des boulons extrêmes le plus sollicité.

$$Q_1 = \sqrt{\frac{\left(\frac{e_{exc} (n-1) \cdot a}{d^2 + \frac{1}{2} (n^2 - 1) \cdot a^2}\right)^2 + \left(\frac{d \cdot e_{exc}}{d^2 + \frac{1}{2} (n^2 - 1)} + \frac{1}{3}\right)^2}{n}} \cdot Q$$

• AVEC QUATRE RANGÉES DE BOULONS ALIGNÉS :

$n$  = étant le nombre de boulons par rangée verticale.

$Q_1$  = cisaillement maxi dans l'un des boulons extrêmes le plus sollicité.

$$Q_1 = \sqrt{\frac{\left(\frac{e_{exc}(n-1) \cdot a}{\left(\frac{d}{3}\right)^2 + d^2 + \frac{2}{3}(n^2-1)a^2}\right)^2 + \left(\frac{d \cdot e_{exc}}{\left(\frac{d}{3}\right)^2 + d^2 + \frac{2}{3}(n^2-1)a^2} + \frac{1}{4}\right)^2}{n}} \cdot Q$$

- AVEC DEUX RANGÉES DE BOULONS DÉCALÉS DE  $a/2$  :

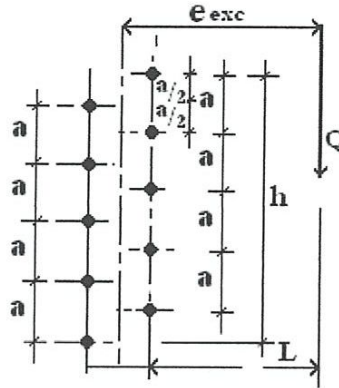


Fig.2.23 : deux rangées de boulons décalés.

$n$  = nombre de boulons rangées I et II

$h$  = distance des axes des boulons extrêmes de l'assemblage.

Calcul de  $e_{exc}$  : si  $n$  – rangée I

$n'$  – rangée II

$$e_{exc} = \frac{n1 + n'(1 + d)}{n + n'}$$

$$M_{exc} = Q \cdot e_{exc}$$

$$Q_1 = \sqrt{\left(\frac{Q}{2 \cdot n}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot Q \cdot e_{exc}(n-1)}{h \cdot n \cdot (2n-1)}\right)^2} \quad \text{: Pour 2 rangées.}$$

$$Q_1 = \sqrt{\left(\frac{Q}{3 \cdot n}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot Q \cdot e_{exc}(n-1)}{h \cdot n^2}\right)^2} \quad \text{: Pour 3 rangées.}$$

$$Q_1 = \sqrt{\left(\frac{Q}{4 \cdot n}\right)^2 + \left(\frac{3 \cdot Q \cdot e_{exc}(n-1)}{h \cdot n \cdot (2n-1)}\right)^2} \quad \text{: Pour 4 rangées.}$$

### II.3.3.1 ASSEMBLAGES EN EXTENSION:

Pour les quels les boulons travaillent à « l'arrachement des têtes »

En appelant :

$N$  = effort agissant sur l'ensemble de l'assemblage.

$N_{adm}$  = effort capable de résistance de l'organe d'attache de l'assemblage – obtenu en divisant  $N$  par le nombre de boulons d'assemblage.

$e$  = épaisseur de l'aile d'attache (mm).

On doit vérifier :

$$N_{adm} \leq 375 \cdot e \cdot \frac{t}{c} \cdot \frac{a}{a+t}$$

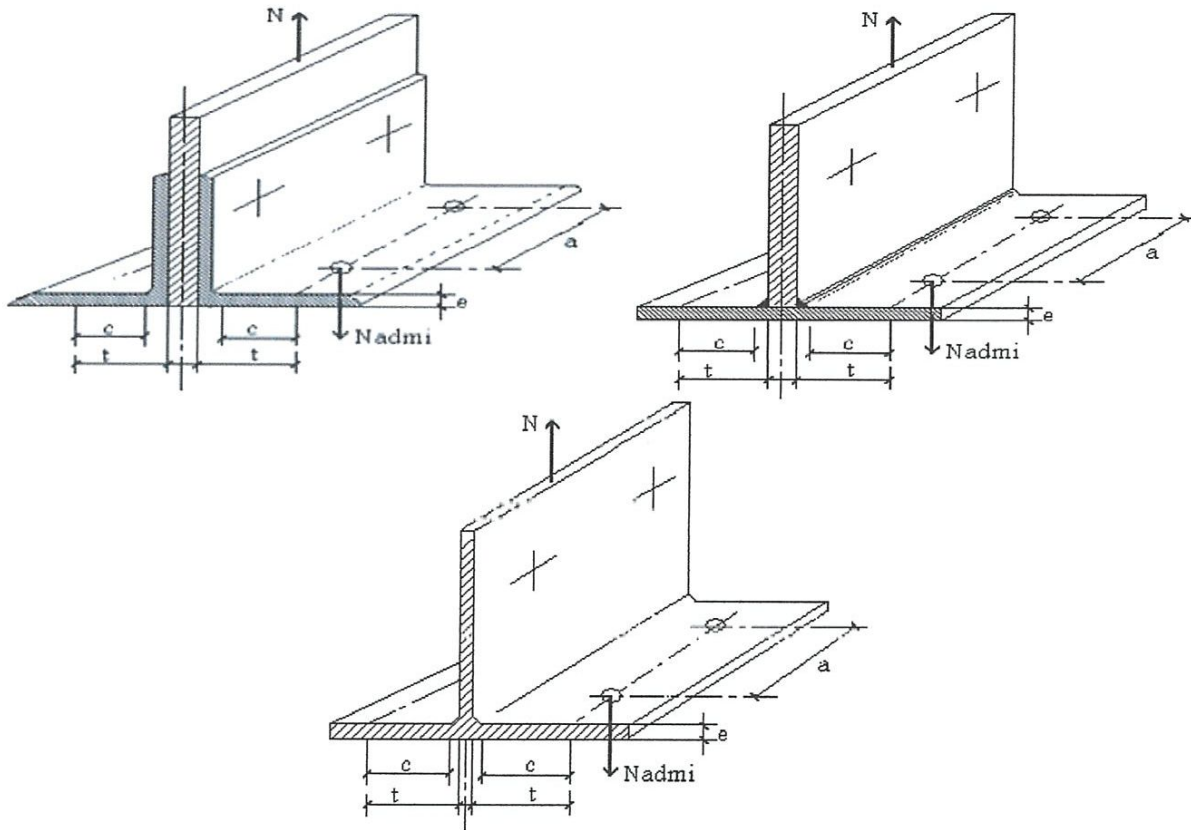


Fig.2.24 : les assemblages en extension.

#### ASSEMBLAGE EN EXTENSION AVEC MONO-CORNIERE:

Si  $t$  correspond à l'excentrement de l'effort  $N$  par rapport au point d'attache on écrira :

$$M_{\text{texc}} = N \cdot t/3$$

Uniquement valable dans le cas où la face d'application de  $N$  ne se déforme pas

Contrainte dans l'attache.

$$\sigma_f = \frac{6M_{\text{texc}}}{l \cdot e^2}$$

Avec  $L$  = longueur de l'attache

$$\sigma_f = \frac{2 \cdot N \cdot t}{l \cdot e^2}$$

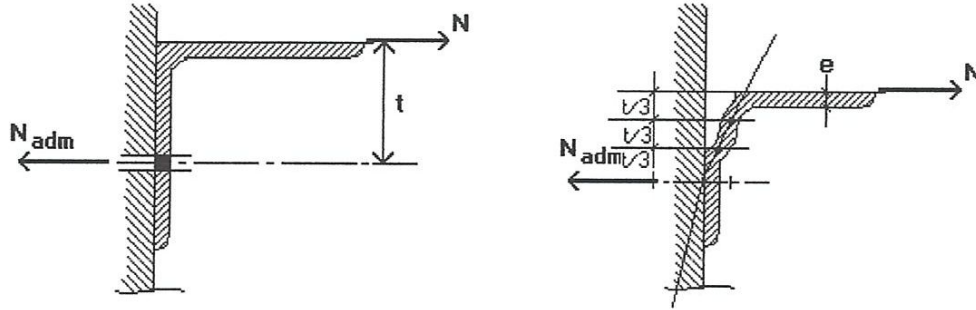


Fig.2.25 : les assemblages en extension avec mono-cornière.

On en tire :  $N_{adm}$  par l'attache connaissant sa limite d'élasticité  $\sigma_e$

$$N_{adm} = \frac{\sigma_e \cdot l \cdot e^2}{2 \cdot t}$$

### II.3.3.2 APPLICATION DU CALCUL DE LA MONO-CORNIÈRE AU CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE :

Deux cas peuvent se présenter :

1<sup>er</sup> cas : la couverture est fixée par crochets, la panne ne possède pas de ce fait une résistance en torsion suffisante, dans ce cas et avec un effort de soulèvement, l'échantignolle se déformera entraînant la panne que n'offrira aucune résistance dans le plan de déformation :

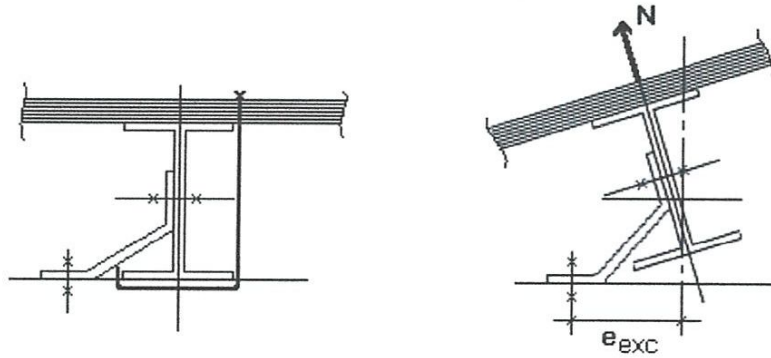


Fig.2.26 : la couverture est fixée par crochets.

Dans ce cas la vérification de l'échantignolle se fera suivante :

$$M_{exc} = N \cdot e_{exc}$$

On pourra éventuellement déduire de  $e_{exc}$  la valeur  $1b$  représentant la demi tête du boulon soit :

$$M_{exc} = N \cdot (e_{exc} - 1b)$$

et

$$\sigma_f = \frac{N(e_{exc} - 1b) \cdot 6}{1 \cdot e^2}$$

2<sup>ème</sup> cas : dans le deuxième cas la couverture est en bac acier visse sur les pannes – offrant ainsi en cas d'effort de soulèvement une résistance suffisante pour que la déformation de l'échantignolle permette uniquement un déplacement vertical de la panne on aura alors :

$$N_{adm} = \frac{e \cdot 1 \cdot e^2}{3t}$$

$t$  = trusquinage

$e$  = limite élastique

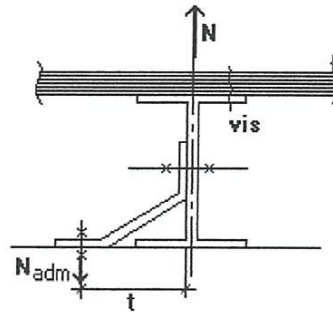


Fig.2.27 : la couverture est en bac acier visse sur les pannes.

### II.3.4.1 ATTACHES TOURNANTES:

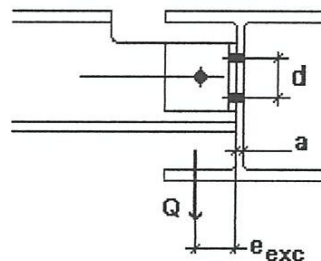


Fig.2.28 : assemblage crée un moment de torsion.

On voit que cet assemblage crée un moment de torsion  $C = Q \cdot e_{exc}$  dans l'élément porteur

A priori, ce type d'assemblage est à proscrire car, outre l'attache elle-même, il faut que la poutrelle porteuse soit capable de tenir au moment de torsion qui provoque son gauchissement et que cette poutrelle soit encastrée en torsion pour pouvoir transmettre ce moment à ses éléments porteurs.

• il faut vérifier :

- le boulon d'attache sur l'âme du profil porté (double cisaillement et pression diamétrale).
- Les boulons ou rivets d'attache sur l'âme de l'élément porteur vis-à-vis de la sollicitation inclinée sur le plan du joint  $\frac{Q}{4}$

Et :

$$N_1 = \frac{Q \cdot e_{exc}}{2 \cdot d}$$



### II.3.4.2 ECLISSAGES DES PROFILS NON SUPPORTÉS AVEC ARTICULATION D'UN CÔTÉ:

Effort de cisaillement maxi dans un boulon  $Q_1$  :

$$Q_1 = \frac{Q}{2} + \frac{Q \cdot e_{exc}}{d}$$

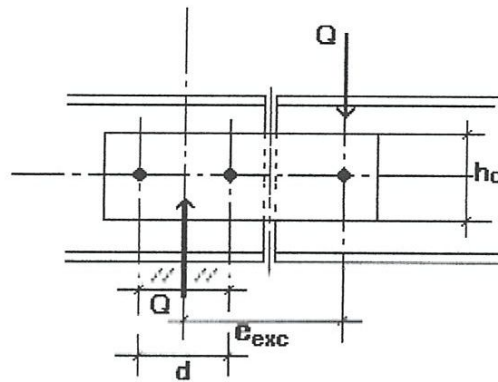


Fig.2.29 : éclissages des profils avec articulation d'un cote.

### II.3.4.3 ECLISSAGES DES PROFILS SANS ARTICULATION:

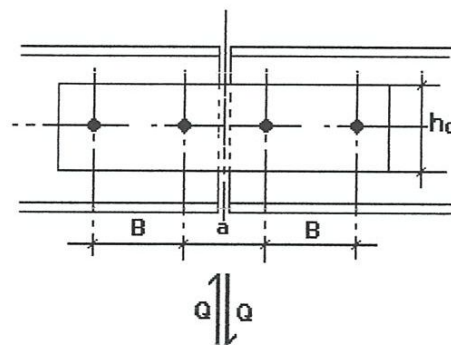


Fig.2.30 : éclissages des profils sans articulation.

Effort de cisaillement vertical par boulon :  $Q_{1V}$

$$Q_{1V} = \frac{Q}{2}$$

Effort de cisaillement vertical équilibrant le moment du à :  $Q'_{1V}$

$$Q'_{1V} = Q \left( \frac{1}{2} + \frac{a}{2b} \right)$$

Le boulon le plus sollicité près de l'extrémité d'une barre devra donc résister à

$$Q_1 = Q_{1V} + Q'_{1V} = Q \left( 1 + \frac{a}{2b} \right) = Q \left( \frac{a + 2b}{2b} \right)$$

Et on aura inversement effort capable:

$$Q_{adm} = Q1 \left( \frac{2b}{a + 2b} \right)$$

L'effort admissible  $Q1$  peut reprendre un boulon étant :

$$Q_1 = 2 \times A_B \times \frac{\sigma_e}{1,54} = 2 \times 0,65 \times A_B \cdot \sigma$$

- $A_B$  = section de calcul du boulon
- $\sigma_e$  = limite élastique du boulon

Effort tranchant admissible des boulons de l'assemblage.

$$Q_{adm} = 2,6 \frac{A_B \cdot b}{a + 2b} \cdot \sigma_e$$

**Pression diamétral :**

Avec  $e_A$  épaisseur d'âme profil et  $e_c$  épaisseur de l'éclisse ou choisira

$$e_c \geq e_A/2$$

$$P_d = \frac{Q_1}{d \cdot e_a} = Q \left( \frac{a + 2b}{2d \times d e_A} \right) \leq 3\sigma_e$$

De l'acier on doit également vérifier les conditions de pince.

**Vérification du profil :**

A l'effort tranchant  $Q$  ( $e_s$  représentant l'épaisseur des semelles,  $e_A$  épaisseur de l'âme et  $h$  la hauteur du profil)

$$Q \leq 0.65 (h - 2e_s - d_{tr}) \cdot e_A \cdot \sigma_e$$

Limite élastique du profil :  $\sigma_e$

$\emptyset$  Du trou :  $d_{tr}$

**Vérification des couvre-joints :**

à l'effort tranchant

$$\frac{Q}{2} \leq 0.866 (h_c - d_{tr}) \cdot e_c \cdot \sigma_e$$

-au moment

$$M = \frac{Q}{2} \cdot \frac{a}{2}$$

Avec :  $\sigma_e$  = limite d'élasticité des couvre joints.

$h_c$  = Hauteur des couvre joints.

$e_c$  = Épaisseur.

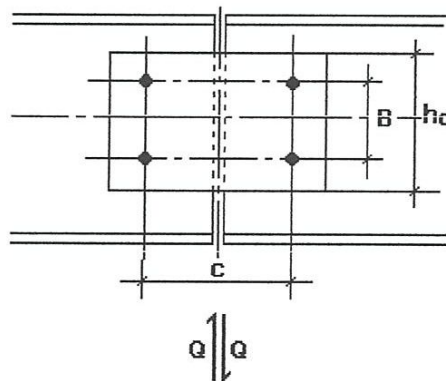


Fig.2.31 : couvre-joints.

Cisaillement maximum des boulons :  $Q_1$

$$Q_1 = \frac{Q}{2} \sqrt{\frac{b^2 + c^2}{b^2}}$$

On aura inversement :

$$d_{adm} = 2.6 \frac{A_B \cdot b \cdot \sigma_e}{\sqrt{B^2 + c^2}}$$

On devra vérifier également la pression diamétrale et les conditions de pince.

**Effort tranchant admissible par l'âme du profil :**

$$Q_{adm} \leq 0.65(h - 2e_s - 2d_{tr})e_a \cdot \sigma_e$$

Avec :

$h$  : hauteur profil

$d_{tr}$  :  $\emptyset$  Perçage

$e_s$  : Épaisseur semelle

**Vérification contre joints :**

-à l'effort tranchant :

$$\frac{Q}{2}$$

$$\frac{Q}{2} \leq 0.866(h_c - d_{tr})e_c \cdot \sigma_e$$

-au moment

$$M = \frac{Qc}{4}$$

$$\frac{I}{V} = e_c \left( \frac{h_c^2}{6} - \frac{d_{tr} \cdot b^2}{2h_c} \right)$$

$$Q \leq \frac{2e_c}{c} \left( \frac{h_c^2}{3} - \frac{d_{tr} \cdot b^2}{h_c} \right) \cdot \sigma_e$$

Avec :  $e_c$  = épaisseur.

$h_c$  = hauteur.

$d_{tr}$  =  $\emptyset$  perçage et  $\sigma_e$  limite d'élasticité.

## II.3.5.1 ATTACHES POUTRES SUR POUTRES PETITS PROFILS:

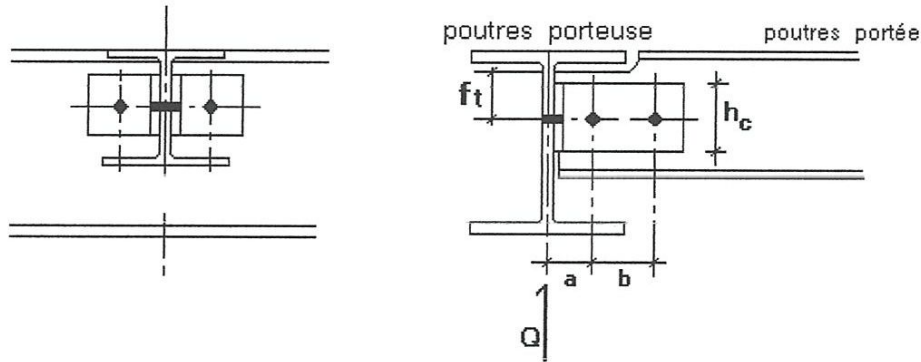


Fig.2.32 : attaches poutres sur poutres petits profils.

- *Cisaillement des boulons :*

-cote poutre portée :

$$Q_1 = Q \left( \frac{a+b}{h} \right)$$

Compte tenu des deux sections cisailées  $A_B$  et de la limite d'élasticité  $\sigma_e$  du boulon on aura :

$$Q \leq 1,3 A_B \cdot \sigma_e \cdot \left( \frac{b}{a+b} \right)$$

-cote poutre porteuse :

Avec  $A'_B$  la section des boulons  $\sigma'_e$  la limite d'élasticité réduite des boulons

On aura :

$$Q \leq 1,3 A'_B \sigma'_e \quad \text{Cette condition est toujours vérifier si :}$$

$$A_B = A'_B \quad \text{et} \quad \sigma_e = \sigma'_e$$

- *Pressions diamétrales :*

-Poutre portée :

$\sigma_e$  : Limite élasticité du profil

$e_a$  : Épaisseur de l'âme

$d_{tr}$  : Perçage des trous  $\Phi$

On aura :

$$Q \leq \frac{3d \cdot d_{tr} \cdot e_a \cdot \sigma_e}{a+b}$$

-poutre porteuse :

On aura :

$$Q \leq 6d'_{tr} \cdot e'_a \cdot \sigma'_e$$

- *pince transversale  $\delta_t$  :*

-poutre portée :

On aura :

$$Q \leq 0.65 \delta_t \frac{1}{a + b} \cdot e_a \cdot \sigma_e$$

▪ *effort tranchant dans la poutre portée :*

-on vérifiera dans la section située entre deux boulons :

$$Q = 0.65 \frac{b \cdot h_a}{a + b} \cdot e_a \cdot \sigma_e$$

-au droit du deuxième boulon :

$$Q \leq 0.65 (h_a - d_{tr}) e_a \sigma_e$$

▪ *moment fléchissant dans la poutre portée :*

Soit « m » la distance horizontale entre le premier trou du boulon et le bord de l'aile grugée.

Le moment dans la section correspondante sera :

$$M = Q_1 \cdot m = Q \left( \frac{a + b}{b} \right) m \leq \frac{I}{V} \sigma_e$$

Q1 : Effort de cisaillement boulon.

$\frac{I}{V}$  : Module de la section du profil.

-Si les deux ailes du profil sont grugées :

$$\frac{I}{V} = \frac{h_a^2}{6} \cdot e_a$$

-Si seule l'aile supérieure est grugée on a :

$$\frac{I}{V} = \frac{A_a^2 h_a^2 + A_s^2 e_s^2 + A_a A_s (4 h_a^2 + 6 h_a e_s + 4 e_s^2)}{6 A_s (2 h_a + e_s) + 6 A_a h_a}$$

Avec :  $h_a$  = hauteur de l'âme.

$e_a$  = épaisseur des semelles.

$A_a$  = aire de l'âme.

$A_s$  = aire de la semelle inférieure la condition à vérifier est :

$$Q \leq \frac{b}{(a + b)m} \cdot \frac{I}{V} \sigma_e$$

#### VERIFICATION DES CORNIERES D'ATTACHE :

-pression diamétrale coté poutre portée :

$e_c$  Épaisseur des attaches

$\sigma_e$  Limite d'élasticité

On vérifiera

$$Q \leq \frac{6b \cdot d_{tr} \cdot e_c}{(a + b)} \cdot \sigma_e$$

-pression diamétrale coté poutre porteuse :

On vérifiera

$$Q \leq 6 \cdot e_c \cdot d'_{tr} \cdot \sigma_e$$

On vérifiera également les conditions des pinces :

-effort tranchant dans les attaches :

On vérifiera :

$$Q = 0.866 (h_c - d_{tr}) \cdot e_c \cdot \sigma_e$$

-moment fléchissant dans les attaches :

On vérifiera :

$$Q \leq 0.333 \frac{e_c \cdot h_c^2}{a} \sigma_e$$

### II.3.5.2 ATTACHES POUTRES SUR POUTRES –GRANDS PROFIS:

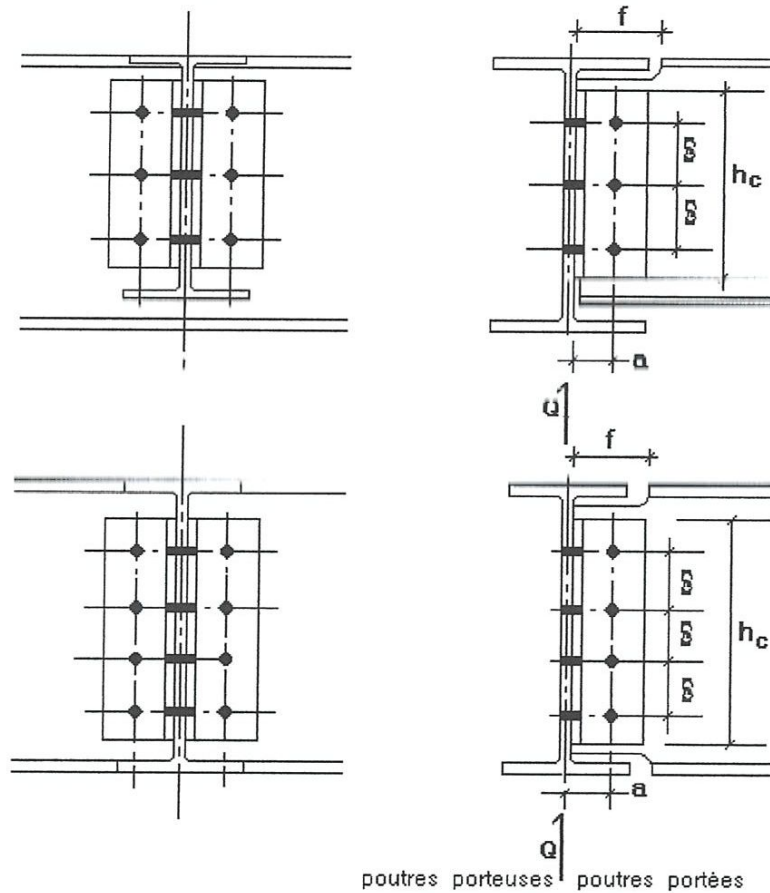


Fig.2.33 : attaches poutres sur poutres grands profils.

#### CISAILLEMENT DES BOULONS:

○ côté poutre portée : n boulons :

$Q'_1$  Par boulon =  $\frac{Q}{n}$  avec en plus le M dû à l'excentrement a ce moment sera équilibré par des réactions horizontales sur les boulons si  $I_B$  est l'inertie de ces boulons.

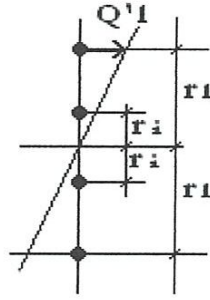


Fig.2.34 : cisaillement des boulons.

$$I_B = \sum_1^n . A_B . r_i^2 = A_B \sum_1^n . r_i^2$$

$A_B =$  Section d'un boulon.

$r_i =$  Distance d'un boulon au centre d'inertie de la ligne des boulons.

Le boulon le plus éloigné à la distance  $r_1$  subira une contrainte due à la flexion :

$$\sigma = \frac{Q . a}{I_D} = \frac{Q . a}{A_B} \cdot \frac{r_1}{\sum_1^n . r_i^2}$$

Et donc un effort horizontal correspondant  $Q'_1$

$$Q'_1 = \sigma . A_B = Q . a \cdot \frac{r_1}{\sum_1^n . r_i^2}$$

Posons :

$$\frac{r_1}{\sum_1^n r_i^2} = \frac{\alpha}{n . \delta}$$

D'où

$$Q'_1 = Q . a \cdot \frac{\alpha}{n . \delta}$$

$\delta$  Étant la distance entre deux boulons et suivant tableau ci-dessous :

$n$	2	3	4	5	6	7
$\frac{\alpha}{n}$	1	0.5	0.3	0.2	0.141	0.107
$\alpha$	2	1.5	1.2	1	0.858	0.747
$\alpha^2$	4	2.25	1.44	1	0.735	0.562

Tableau.2.6 : la distance entre deux boulons.

L'effort dans le boulon le plus sollicité sera :

$$Q_1 = \sqrt{Q_1^{n2} + Q_1'^2} = \frac{Q}{n} \sqrt{1 + \frac{a^2 . \alpha^2}{2}} \leq 2 \times 0.65 \times A_B \times \sigma_e$$

$\sigma_e$  : Limite d'élasticité réduite du boulon.

On devra vérifier :

$$Q \leq \frac{1,3 \times n \times A_B}{\sqrt{\frac{1 + a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_e$$

○ *cote poutre porteuse* : (2n') boulons :

on vérifiera

$$Q \leq 1,3 \cdot n' \cdot A'_e \cdot \sigma'_e$$

➤ *vérification des profils* :

▪ *pression diamétrale poutre portée* : n boulons.

$d_{tr} = \text{Perçage } \emptyset$ .

$e_a = \text{Épaisseur âme}$ .

$\sigma_e = \text{Limite d'élasticité}$ .

$$Q \leq \frac{3 \times n \times d_{tr} \times e_a}{\sqrt{\frac{1 + a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \cdot \sigma_e$$

▪ *pression diamétrale poutre porteuse* :

$$Q \leq 6 \cdot n' \cdot d'_{tr} \cdot e'_a \cdot \sigma'_e$$

On vérifiera également les conditions des pinces

▪ *effort tranchant dans la poutre portée* :

*Au droit de la section des boulons avec  $h_a$  hauteur de l'âme (attention au grugeage)*

$$Q \leq 0,65 (h_a - d'_{tr} \cdot n) \cdot e_a \cdot \sigma_e$$

▪ *moment fléchissant dans la poutre portée* :

On vérifie dans la section située au bord de l'aile grugée, on a :

$$M = Q \cdot F$$

On vérifiera :

$$Q \leq \frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f}$$

➤ *vérification des cornières d'attaches* :

▪ *pression diamétrale coté poutre portée* :

$e_c = \text{Épaisseur des attaches}$ .

$\sigma_e = \text{Limite d'élasticité des attaches}$ .

$$Q \leq \frac{6 \times n \times d_{tr} \times e_c}{\sqrt{\frac{1 + a^2 \times \alpha^2}{\delta^2}}} \cdot \sigma_e$$

▪ *pression diamétrale coté poutre porteuse* :

$$Q = 6 \times n' \times d'_{tr} \times e_c \cdot \sigma_e$$

On vérifiera également les conditions des pinces

▪ *effort tranchant dans les attaches* :

-coté poutre portée :

$$Q \leq 0,866 e_c (h_c - n \cdot d_{tr}) \sigma_e$$

-coté poutre portée :

$$Q \leq 0,866 e_c (h_c - n' \cdot d'_{tr}) \sigma_e$$

-moment fléchissant dans les attaches : coté poutre portée.



$$Q \leq \frac{2}{a} \cdot \left( \frac{I}{V_c} \right) \cdot \sigma_e$$

Avec  $\left( \frac{I}{V_c} \right)$  = module de résistance des attaches dans la section des boulons.

$$\left( \frac{I}{V_c} \right) = e_c \left( \frac{h_c^2}{6} - \frac{n \cdot d_{tr} \cdot \delta \cdot r_1}{h_c} \right)$$

-moment fléchissant dans les attaches :

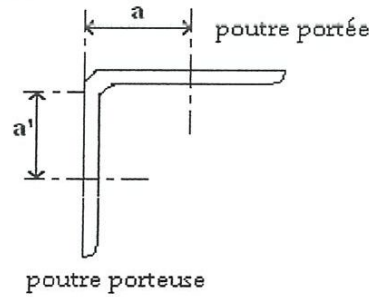


Fig.2.35 : les attaches.

On aura :

$$\left( \frac{I}{V} \right)' = e_c \frac{h_c^2}{6}$$

D'où :

$$Q \leq \frac{e_c h_c^2}{3a'} \sigma_e$$

### II.3.5.3 ASSEMBLAGE PAR ENCASTREMENT D'ÂME DES PROFILS:

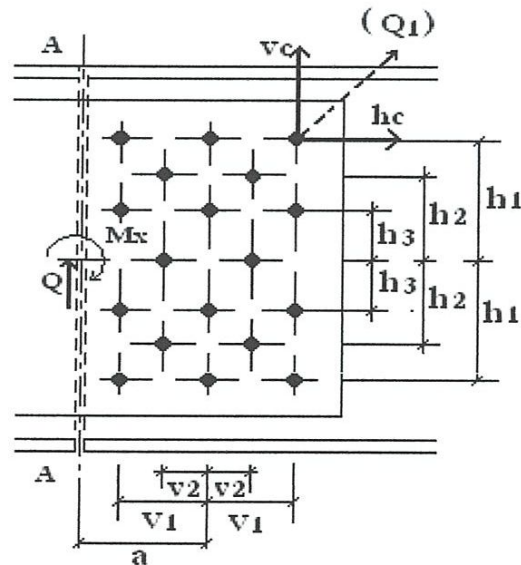


Fig.2.36 : assemblage par encastrement d'âme des profils.

$M_X$  Et  $Q$  étant le moment fléchissant et l'effort tranchant au droit du joint (axe AA) l'attache ci-contre doit résister à  $M_N = M_N \pm Q$ , a suivant diagramme du moment sollicitant la poutre.

Remarque : s'il ya éclissage sur les ailes également le moment fléchissant  $M_X$  n'intervient qu'au prorata de l'inertie de l'âme par rapport à l'inertie totale de la section.

- L'effort maximal dans la section du boulon la plus éloignée est :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} + Q'$$

$n$  : Nombre totale des boulons avec

$$Q' = \frac{M_n}{j'_p} (r_c)$$

$j'_p$  = Inertie polaire numérique des boulons.

Suivant la notation de la figure on aura :

$$j'_p = \sum h_i^2 + \sum v_i^2$$

$$H_c = \frac{M_N \cdot h_1}{j'_p}$$

$$v_c = \frac{M_N \cdot v_1}{j'_p}$$

$$Q_{1c}^{\max} = \sqrt{H_c^2 + v_c^2}$$

### II.3.6.1 ATTACHES DES BARRES EN DIAGONALES:

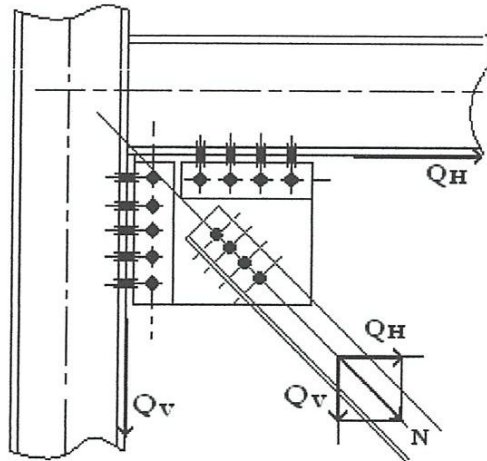


Fig.2.37 : la ligne d'épure de la diagonale est épurée sur l'intersection des plans d'attache.

Dans le cas de la figure ou la ligne d'épure de la diagonale est épurée sur l'intersection des plans d'attache,

Chaque attache (sur poteau et sur poutre) est cisailée par la composante de l'effort dans la diagonale.

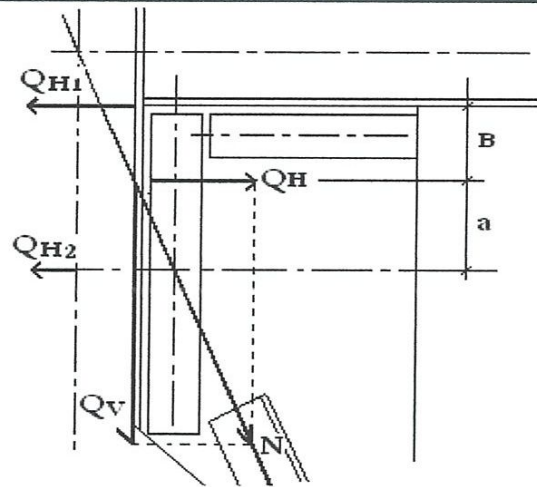


Fig.2.38 : les attaches des équerres boulonnées.

Dans le cas de la figure ci-contre les attaches des équerres boulonnées sont sollicitées par un moment égal au produit de la composante horizontale de l'effort dans la diagonale par sa distance à la poutre.

La meilleure disposition consiste à donner la longueur maximum aux équerres coupées par l'épure de la diagonale.

On peut par exemple supposer que les boulons d'attache sur poteau sont sollicité par :

-un cisaillement égal à  $Q_V$

-une traction horizontale résultant de la répartition de  $Q_H \rightarrow Q_{H2}$

Soit :

$$Q_{H1} = Q_H \cdot \frac{a}{(a + b)}$$

Et

$$Q_{H2} = Q_H \cdot \frac{b}{(a + b)}$$

Dans ce genre d'assemblage, on doit tenir compte de l'excentrement de l'épure de la diagonale sur chaque file de l'attache

**Attache sur gousset :**

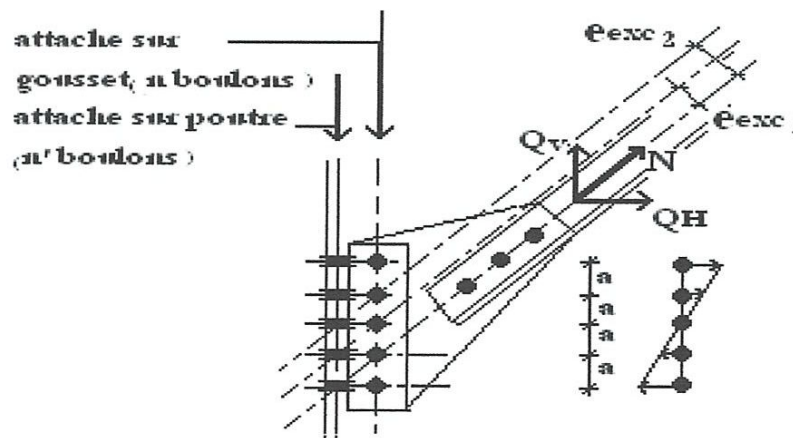


Fig.2.39 : Attache sur gousset.

*Cisaillement vertical des boulons :*

$$Q_{1V} = \frac{Q_V}{n_2}$$

*-effet du moment :*

$$M_{exc1} = N \cdot e_{exc1}$$

$$Q_{1H} = \frac{6 \cdot e_{exc1}}{a \cdot n(n+1) \cdot 2}$$

*Double action*

*D'où  $Q_{1max}$  boulons extérieur*

$$Q_{1max} = \sqrt{\frac{(Q_V)^2}{2n} + \left(\frac{3 \cdot N \cdot e_{exc1}}{a \cdot n(n+1)} + \frac{Q_H}{2n}\right)^2}$$

*Attache sur poutre ou poteau :*

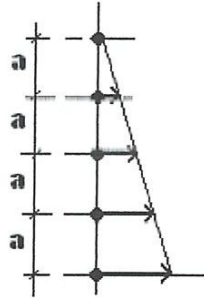


Fig.2.40 : Cisaillement vertical des boulons.

- *Cisaillement vertical des boulons*

$$Q_{1V} = \frac{Q_V}{n'_2}$$

- *Effet de moment*

$$Q_{1H} = \frac{6 \cdot N \cdot e_{exc2}}{2 \cdot a \cdot n'(2n' - 1)}$$

- *D'où  $N_1$  en traction maxi*

$$N_{1maxi} = \frac{3 \cdot N \cdot e_{exc2}}{a \cdot n'(2n' - 1)} + \frac{Q_H}{2n'}$$

II.3.6.2 ATTACHES DES PIEDS DE POUTRES TREILLIS ENCASTRÉES:

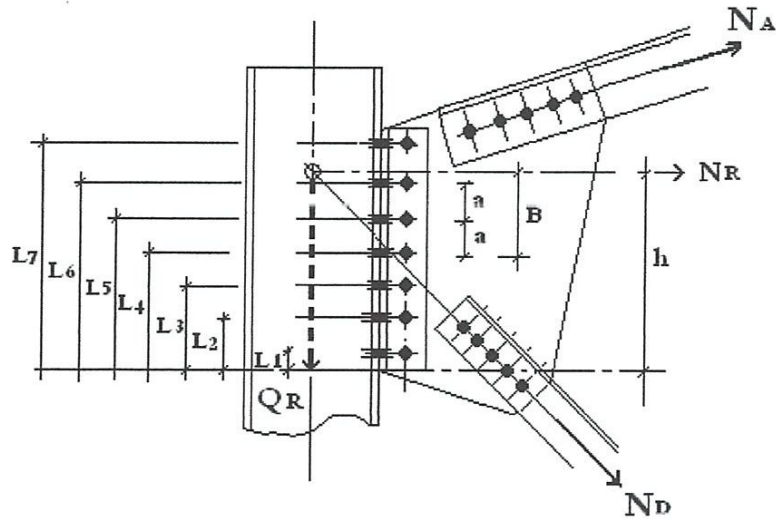


Fig.2.41 : attaches des pieds de poutres treillis encastrées.

On calcule les résultantes  $N_R$  et  $Q_R$  en fonction des efforts dans les barres ( $N_R$  et  $N_D$ )

Calcul des boulons d'attache sur poteau

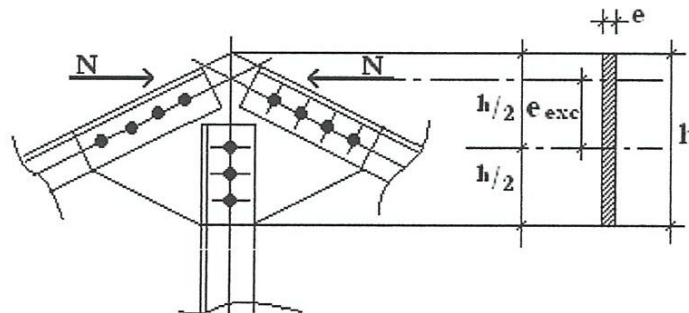
-cisaillement vertical :

$$Q_1 = \frac{Q_r}{2n}$$

-traction maxi :

$$N_1 = \frac{N_R \cdot h \cdot L_{i\max}}{2 \sum L_i^2}$$

II.3.6.3 GOUSSETS DE POUTRES TREILLIS TRAVAILLANT EN FLEXION:



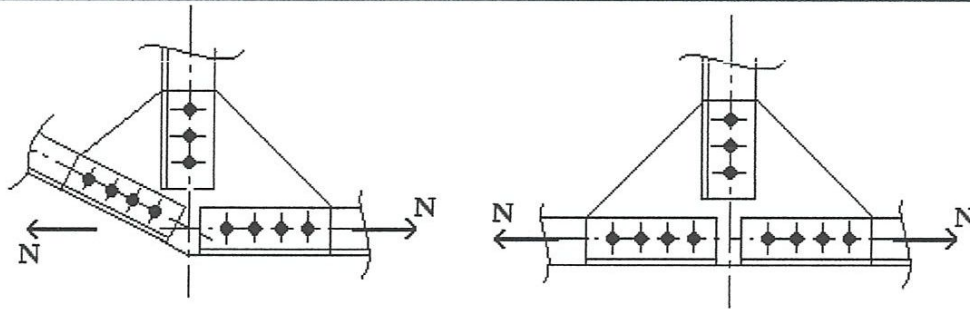


Fig.2.42 : goussets de poutres treillis travaillant en flexion.

Dans les assemblages de ces types les goussets sont soumis à la flexion d'où à l'excentrement de  $N$  par rapport au centre de gravité des goussets

$$\sigma_F = \frac{N}{h \cdot e} + \frac{6 \cdot N \cdot e_{exc}}{e \cdot h^2}$$

Il est souvent nécessaire d'avoir recours à la disposition de couvre joint que devront être calculés tenant compte exactement de la décomposition des efforts les sollicitant.

#### II.3.6.4 GOUSSETS D'ASSEMBLAGES EN COMPRESSION:

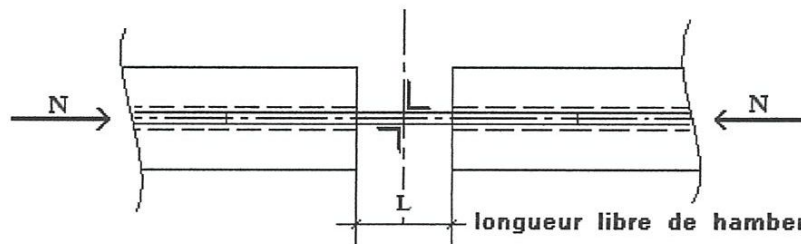


Fig.2.43 : assemblages en compression.

le rayon de giration d'un gousset en plat

$$= \frac{e}{\sqrt{12}} \approx 0.29 \cdot e$$

Elancement du gousset

$$\gamma = \frac{1}{0.29 e}$$

DISPOSITION POUR LES GOUSSETS AVEC EPURES DES BARRES A GRANDS ANGLES

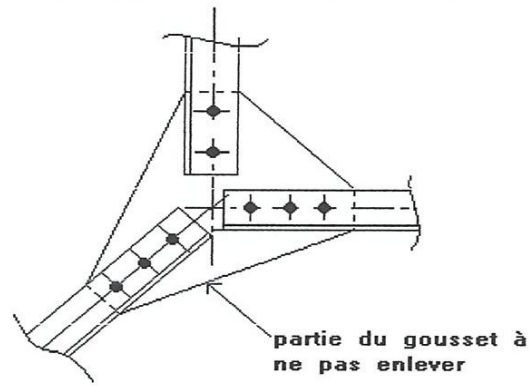


Fig.2.44: goussets avec épures des barres.

« Dans le but d'éviter une amorce de rupture »

### 11.3.6.5 ASSEMBLAGES PAR GOUSSETS DES POUTRES TREILLIS:

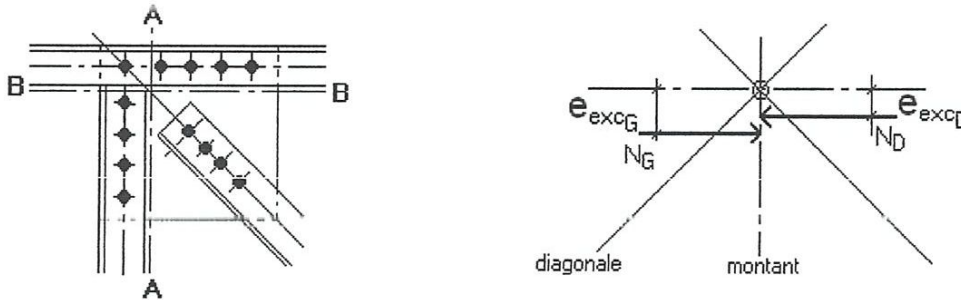


Fig.2.45: goussets des poutres treillis.

Les goussets des poutres treillis sont destinés à transférer aux membrures les efforts apportés par les barres de treillis (montants et diagonales)

On accepte donc un gousset tel que représente à la figure ci-dessus car il travaille avant tout au cisaillement.

- Dans la section A - A pour équilibrer l'effort tranchant (effort dans le moment ou projection de l'effort dans la diagonale)
- Dans la section B - B pour équilibrer l'effort apporté à la membrure (projection sur celle-ci de l'effort dans la diagonale, ou des 2 diagonales s'il n'y a pas de montant)

#### Remarque :

S'il n'y a pas de gousset c'est l'âme de la membrure (cas du  $\frac{1}{2}$  profil) qui doit équilibrer l'effort tranchant.

Le nombre de boulon dans chaque section doit équilibrer l'effort correspondant.

On néglige généralement l'excentrement du trusquinage sur la ligne d'épure, petit devant la distance entre les boulons extrême.

Dans certains cas d'assemblages des poutres treillis l'excentrement des lignes d'épures a mène des efforts secondaires qu'il est nécessaire de vérifier- cependant on peut prévoir une disposition annulant ces efforts secondaires suivant croquis ci-dessous :

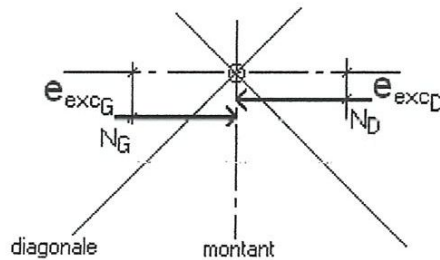


Fig.2.46: les efforts apportés par les barres de treillis.

On doit vérifier :

$$N_G \cdot e_{excG} = N_D \cdot e_{excD}$$

La résolution est d'autant plus simple s'il n'ya qu'un seul cas de changement dans la poutre treillis. On constate en général que les treillis sont peu affectés par les efforts secondaires.

### 11.3.7 NOTA CONCERNANT LES CONCEPTIONS DES ATTACHES MIXTES:

Parfois pour réaliser la même attache, on remonte l'utilisation simultanée de plusieurs modes de liaison : soudure, boulons ordinaires, rivetons, boulons HR précontraintes.

Or, en dehors de quelques cas particuliers et dument justifiés, on ne doit pas employer de modes de liaison différents pour transmettre les efforts dans une même attache-en effet,

les relations entre l'effort transmis par un mode de fixation et la déformation de l'assemblage variant dans de très larges limites d'un mode à l'autre, la totalité des efforts risque d'être supportée par l'un avant que l'autre commence à intervenir.

On admet, cependant, que les boulons HR, précontraintes peuvent agir concurremment avec des soudures dans la même attache, toutefois, l'influence réciproque des soudures et des précontraintes doit être examinée-ainsi, céder l'application de la précontrainte

Cette dernière devant se faire après refroidissement complet des éléments.

### 11.3.8 ASSEMBLAGE DES ELEMENT METALIQUES SUR BETON PAR PLATINE D'ANCRAGE:

Dans ce cas d'assemblage, le calcul du béton et de la longueur de la tige d'ancrage doivent être établis par application des pondérations du règlement béton, et le calcul des platines et de la section des boulons, suivant l'application des pondérations du règlement acier.

#### 11.3.8.1 PLATINE SIMPLE SANS MOMENT D'ENCASTREMENT:



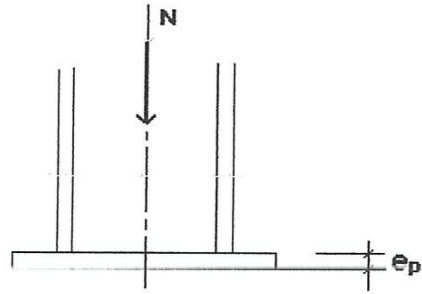


Fig.2.47: platine simple sans moment d'encastrement.

On calcule la pression « p » sur la fondation :

$$p = \frac{N}{a \cdot b}$$

-Vérification de la section B - B :

$$Q_{BB} = p \cdot b \cdot a_1$$

$$M_{BB} = Q_{BB} \cdot \frac{a_1}{2}$$

$$\frac{i}{V} \text{ platine}_{BB} = \frac{6 e_p^2}{6}$$

$$\sigma_{f_{BB} \text{ platine}} = \frac{6 M_{BB}}{b \cdot e_p^2}$$

Ou encore.

$$\sigma_{f_{BB}} = \frac{3P \cdot b \cdot a_1^2}{b \cdot e_p^2}$$

-vérification de la section A - A :

On aura dans ce cas

$$\sigma_{f_{AA}} = \frac{3P \cdot a \cdot b_i^2}{a \cdot e_p^2}$$

**Remarque concernant l'appui articulé :**

L'appui articulé sur les massifs de fondation et généralement une semi-articulation, la base du poteau est aussi étroite que possible dans le sens transversal à l'axe d'articulation et son scellement ne comporte qu'une ligne de boulon axial – la relation admise ne doit pas dépasser 1%.

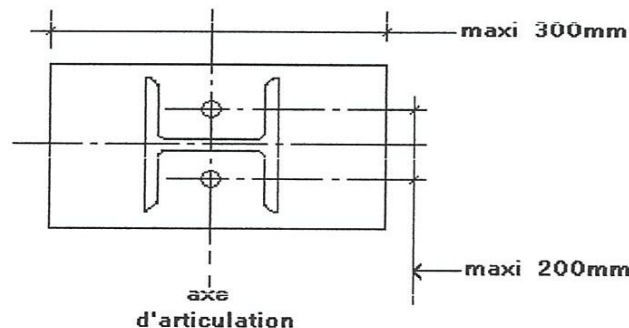


Fig.2.48: appui articulé.

Si les rotations d'appui sont importantes ainsi que les charges, ce qui nécessitera une platine plus importante – il est, dans ce cas nécessaire de transmettre l'effort au Béton par l'intermédiaire d'un grain d'articulation.

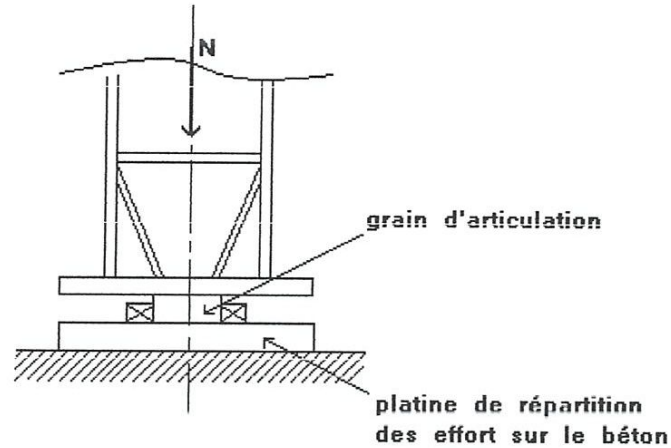


Fig.2.49: transmettre l'effort au Béton par l'intermédiaire D'un grain d'articulation.

II.3.8.2 VERIFICATION DES PLATINE DES POTEAUX:

-Aux efforts d'arrachement des tiges d'ancrages :

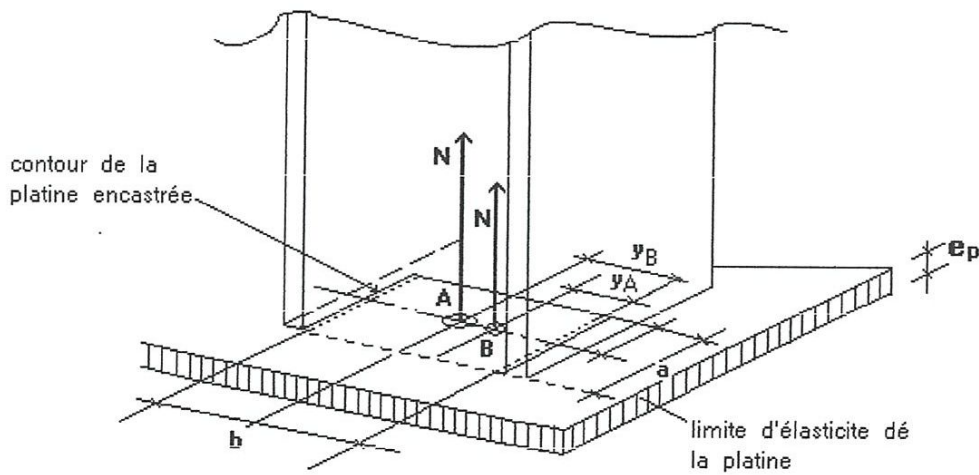


Fig.2.50: La platine des poteaux

1<sup>er</sup> cas : suivant position de A avec

$$y_A = \frac{b}{2}$$

$$\sigma_b = \frac{2. N. L}{b. h'. (h - \frac{h'}{3})}$$

$\sigma_b$  Dépend du dosage du béton, et du contrôle du béton.

### II.3.8.4 ANCRAGE DES PIÈCES DE SECTION CIRCULAIRE (cheminée):

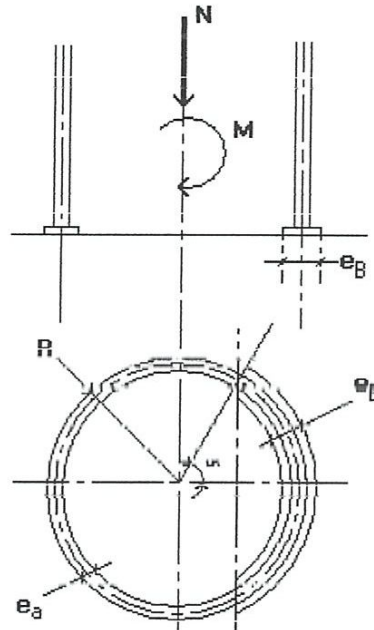


Fig.2.53: ancrage des pièces de section circulaire.

$$e_a = \frac{n. A_r}{2. \pi. R}$$

$N$  = nombre de boulons

$A_r$  = section résistante d'un B

$R$  = rayon moyen du tube

Et

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = m \left( \frac{1 + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} \right)$$

$\sigma_b$  = Contrainte de compression sur le béton

$m$  = coefficient d'équivalence

$$m = \frac{E_a}{E_b} \cong 15$$

$$\frac{N}{R} = V \quad \text{et} \quad \frac{M}{R^2} = \mu$$

$$k = \frac{m. e_a}{e_b}$$

---

chapitre  
.3.

**les assemblages  
par boulons HR  
precontraintes**

### III.1 : ASSEMBLAGES AVEC BOULONS HR PRÉCONTRAINS:

#### III.1.1 Définition:

Bien que présentant le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (haute résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon, donc perpendiculairement aux plans de contact des pièces (c'est pourquoi les boulons HR sont aussi appelés boulons précontrainte). Cette précontrainte développe, par frottement mutuel des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement.

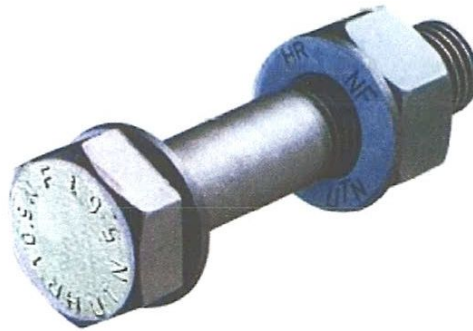


Fig.3.1 : boulon à haute résistance.

Les boulons HR existent en deux qualités :

appellation	Contrainte limite élasticité	Contrainte de rupture	$\Delta L/L$ (%)
HR 8.8	$\sigma_e = 64 \text{ kg/mm}^2$	$= 80 \text{ kg/mm}^2$	$\geq 8$
HR 10.9	$\sigma_e = 90 \text{ kg/mm}^2$	$= 100 \text{ kg/mm}^2$	$\geq 12$

Tableaux.3.1 : les classes des boulons HR.

Les pièces dans les assemblages avec boulons HR sont solidarités par un serrage énergétique supprimant toute éventualité de déplacement.

Le transfert des charges s'effectue par frottement.

#### Emploi des boulons HR avec d'autres procédés de liaison :

- l'emploi des boulons HR et de rivets dans un même assemblage est interdit.
- L'emploi des boulons HR et des boulons ordinaires est toléré sous deux conditions :
  - De ne pas tenir compte des boulons ordinaires dans le calcul – (sauf pour le calcul des sections nettes)

- Il faut que les diamètres des boulons ordinaires soient inférieurs de 2mm aux diamètres des boulons HR.
- L'emploi simultané des boulons HR et de soudure n'est admissible que si les déformations de l'assemblage n'entraînent par un report d'effort sur l'un ou l'autre des procédés d'assemblage.

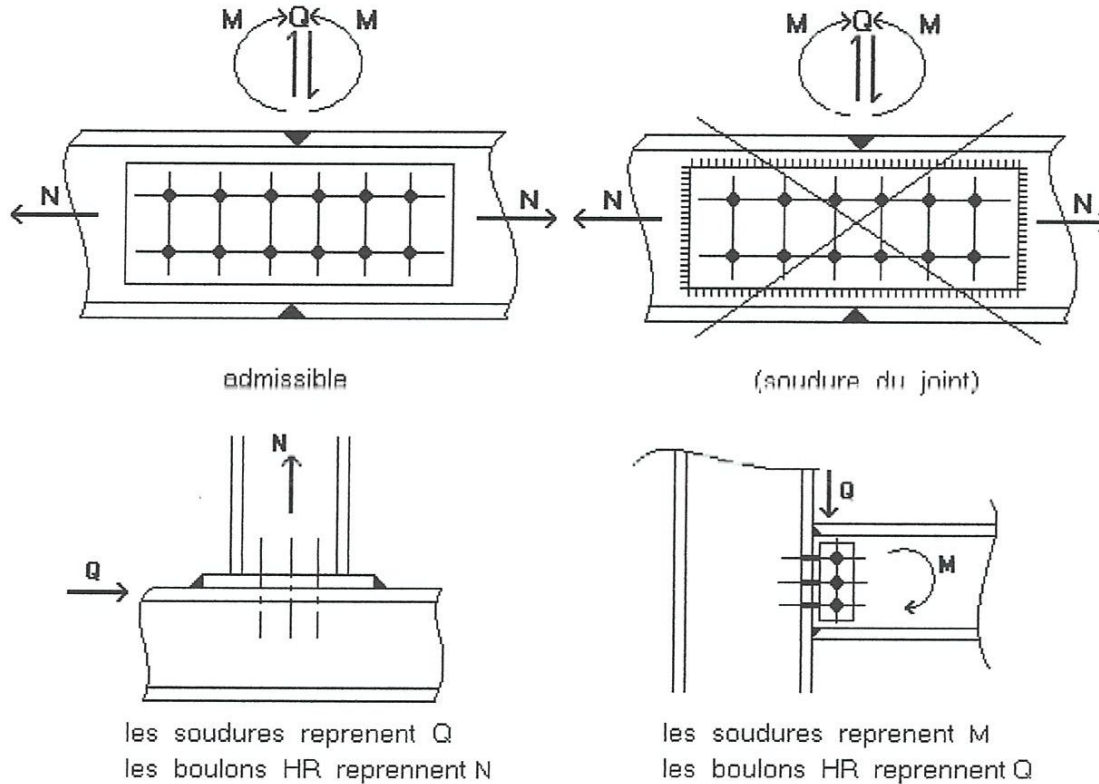


Fig.3.2 : Emploi des boulons HR avec d'autres procédés de liaison

### ON DISTINGUE DEUX CLASSES DE CONSTRUCTION :

Classe-1-construction courantes.

Classe-2-ouvrages d'art et constructions spéciales.

### III.1.2 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS PAR DES EFFORTS PERPENDICULAIRES A L'AXE DES BOULONS HR:

- **Épaisseurs des pièces élémentaires :**

$d$  étant le diamètre nominal des vis – les pièces assemblées sont classées par ordre d'épaisseur décroissante, en appelant  $e_2$  l'épaisseur de la deuxième :

$$\begin{aligned} d &\geq (e_2 + 2)\text{mm} && \text{si on a } e_2 \leq 20\text{mm} \\ d &\geq (22\text{mm}) && \text{si on a } e_2 > 20\text{mm} \end{aligned}$$

- **Épaisseur total :**

Aucune limitation, sauf dans le cas où l'épaisseur totale est supérieure à  $8d$ , dans ce cas, il faut prendre des précautions particulières à la mise en œuvre.

• **ENTRAXE DES BOULONS HR, PINCES LONGITUDINALES ET PINCES TRANSVERSALES :**

**Classe-1-**

Les entraxes « S », les pincés longitudinaux  $a_{//}$  et les pincés transversales  $a_{\perp}$  doivent respecter les conditions du tableau 1-(avec  $e_{ext}$  épaisseur de la pince extérieure la plus mince).

**Classe-2-**

Les entraxes « S », les pincés longitudinaux  $a_{//}$  et les pincés transversales  $a_{\perp}$  doivent respecter les conditions du tableau 2.

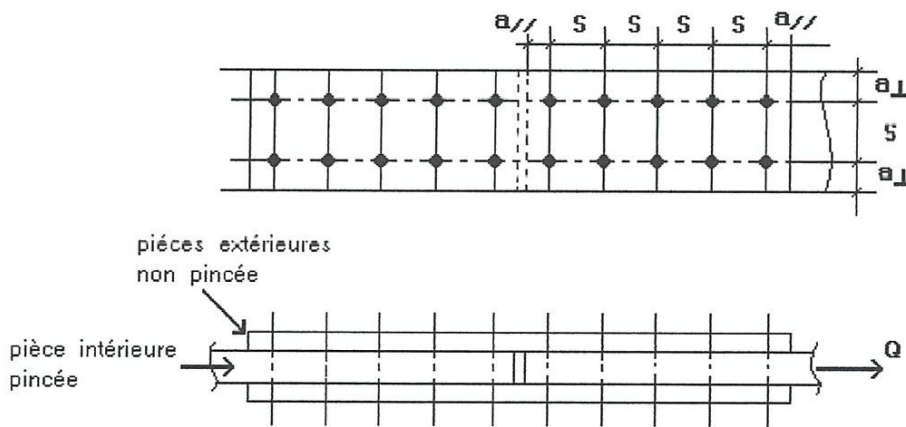


Fig.3.3 : entraxe des boulons HR, pincés longitudinaux et pincés transversales

tableau 1 –classe 1			assemblages	
			Pièces pincées	Pièces non pincées
Entraxe « S »	Files extérieures	$\geq$	3 $d_{tr}$	
		$\leq$	7 $d_{tr}$	7 $d_{tr}$ et 15 $e_{ext}$
	Files intérieures	$\leq$	30 $e_{min}$	
Pincés longitudinaux $a_{//}$		$\geq$	1.5 $d_{tr}$ et 0.8 $Q_1/e \sigma_e$	
		$\leq$	4 $d_{tr}$	2.5 $d_{tr}$ et 6 $e_{exc}$
Pincés transversales $a_{\perp}$		$\geq$	1.5 $d_{tr}$	
		$\leq$	2.5 $d_{tr}$	2.5 $d_{tr}$ et 6 $e_{exc}$
Lorsque l'assemblage n'est pas soumis aux intempéries cette valeur peut être partir à 10 $d_{tr}$				

tableau 2 –classe2			assemblages	
			Pièces pincées	Pièces non pincées
Entraxe « s »	Files extérieures	$\geq$	3 d <sub>tr</sub>	
		$\leq$	5d <sub>tr</sub>	
	Files intérieures	$\leq$	12 e <sub>mini</sub>	
Pincés longitudinales a //		$\geq$	2d <sub>tr</sub>	
		$\leq$	4d <sub>tr</sub>	2,5d <sub>tr</sub>
Pincés transversales a <sub>⊥</sub>		$\geq$	1.5 d <sub>tr</sub>	
		$\leq$	2.5 d <sub>tr</sub>	
Lorsque l'assemblage n'est pas soumis aux intempéries cette valeur peut être partir à 10 d <sub>tr</sub>				

Tableaux.3.2 : la position des pincés et les entraxe

**III.1.3 EFFORT ADMISSIBLE PAR BOULONS HR ET PAR PLAN DE GLISSEMENT:**

Lorsque l'assemblage est sollicité par un effort perpendiculaire à l'axe des boulons, les valeurs admissibles Q<sub>adm</sub> sont :

Classe 1-  $Q_{adm} = 1.1 P_V \cdot \mu_f$

Classe 2-  $Q_{adm} = P_V \cdot \mu_f$

Avec :

$P_V$  = effort de précontrainte d'un boulon HR

$$P_V = 0.8 \sigma_{eb} \cdot A_s$$

A<sub>s</sub> : Section résistante

$\sigma_{eb}$ : Limite d'élasticité

Et  $\mu_f$  : coefficient conventionnel de frottement entre les surfaces de Contact des pièces.

d	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
HR.88	1874	2970	4316	5888	8038	9830	12544	15514	18074	23501	28723
HR.10.9	2635	4176	6070	8280	11304	13824	17640	21816	25416	33048	40392

Tableaux.3.3 : tableau des valeurs de p<sub>v</sub> en fonction des d et des  $\sigma_{eb}$

d	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
HR.88	2.70	5.35	9.32	14.84	23.15	31.82	45.16	61.44	78.08	114.21	155.10
HR.10.9	3.80	7.52	13.11	20.87	32.56	44.79	63.50	86.40	109.80	160.61	218.12

Tableaux.3.4 : tableau des couples de serrage c des boulons HR



### III.1.4 COEFFICIENT DE FROTTEMENT $\mu_f$ :

Suivent le mode de préparation des surfaces et la qualité des aciers constituant les pièces à assembler, le coefficient de frottement sera égal à :

Limite d'élasticité	grenaillage	Traitement au chalumeau	Simple brossage et dégraissage
24	0.50	0.45	0.30
30	0.50	0.45	0.30
36	0.55	0.45	0.30

Tableaux.3.5: la préparation des surfaces et la qualité des aciers.

Toutefois on peut déterminer avec précision le coefficient  $\mu_f$  arrivant les paramètres suivants :

#### 1) Pièces non protégées contre la corrosion avant assemblage.

- calamine dure ne pouvant être enlevée par brossage, pour toute nuance d'acier  $\mu_f = 0$
- calamine et rouille pouvant être enlevées par brossage, pour toute nuance d'acier  $\mu_f = 0,30$
- décapage par meulage pour toute nuance d'acier.  $\mu_f = 0$
- décapage au chalumeau pour toute nuance.  $\mu_f = 0,45$
- décapage par sablage ou grenaillage
  - pour les grenailles en fonte dure ou du sable de quartz
    - Aciers E24 – E26 –  $\mu_f = 0,50$
    - Aciers E30 – E36 –  $\mu_f = 0,55$
  - pour les grenailles provenant de fils d'acier coupés pour toute nuance d'acier  $\mu_f = 0,32$

#### 2) Pièces protégées contre la corrosion avant assemblage et pour toute nuance d'acier :

- Minium de plomb  $\mu_f = 0$
- Peinture au graphite  $\mu_f = 0$
- Vernis à séchage rapide  $\mu_f = 0$
- Peinture à la poudre de zinc avec liant de résine époxyde  $\mu_f = 0,15$
- Peinture à la poudre de zinc à liant silicate suivant épaisseur
  - $\mu_f = 0,30$  à  $0,50$
- Galvanisation à chaud sans grenaillage préalable  $\mu_f = 0,18$
- Galvanisation à chaud après grenaillage  $\mu_f = 0,21$
- Galvanisation (S 170) après galvanisation à chaud  $\mu_f = 0,37$
- Galvanisation à chaud + peinture riche en zinc à liant époxy  $\mu_f = 0,27$
- Galvanisation à chaud + peinture riche en zinc à liant silicate alcalin en deux passes  $\mu_f = 0,43$
- métallisation par projection de zinc,  $e > 50\text{mm}$   $\mu_f = 0,30$

- métallisation par projection d'aluminium  $\mu_f = 0,50$

**REMARQUE IMPORTANTE :**

On doit faire apparaître sur les plans en plus du mode de préparation des surfaces en contact la valeur de la précontrainte des boulons, et non par le couple de serrage-en effort, l'analyse du processus de serrage montre que la relation couple de serrage / précontrainte est variable en fonction de l'état de surface en contact lors du serrage, et de la lubrification du filetage.

Le couple de serrage doit être déterminé par le constructeur en fonction des conditions de montage réelles.

**III.1.5 ASSEMBLAGE TENDUS OU COMPRIMÉS – CLASSE 1 ET 2:**

Effort de glissement  $Q_1$  par boulon

$$Q_1 = \frac{Q}{N}$$

$Q$  = Effort ultime de glissement sollicitant l'assemblage.

$N$  = Nombre de boulons HR.

Avec :

$$Q_1 \leq Q_{adm}$$

**PRESSION DIAMÉTRALE :** (classes 1 et 2).

$$\frac{Q_1}{d \cdot e} \leq 4 \sigma_e$$

Dans le cas d'assemblage avec actions dynamiques

$$\frac{Q_1}{d \cdot e} \left( 1 + k - \frac{Q_{1max}}{Q_{1max}} \right)$$

Avec

$$k = 0,3 \quad \text{SI} \quad \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

$$k = 0,9 \quad \text{SI} \quad \sigma_e = 36 \text{ daN/mm}^2$$

$|Q_1|_{max}$  = Valeur absolue de la plus grande contrainte normale.

$|-Q_1|_{max}$  = Valeur absolue de la plus grande contrainte normale de signe Opposée.

Vérification des sections nettes des pièces assemblées

**III.1.6 ASSEMBLAGES CISAILLÉS:** (classes 1 et 2).

$$Q_1 = \frac{Q}{N}$$

$$Q_1 = Q_{adm}$$

**III.1.7 PERÇAGES DES TROUS:** (classes 1 et 2).

$$d_{tr} = d + 1\text{mm} \quad \text{pour} \quad d < 14\text{mm}$$

$$d_{tr} = d + 2\text{mm} \quad \text{pour} \quad d \geq 14\text{mm}$$

**USINAGE DES TROUS :**

Classe 1 :

Les trous peuvent être poinçonnés, alisés ou forés-dans les pièces tendues et pour  $e > 15\text{mm}$  les trous poinçonnés doivent être alésés.

**Classe 2 :**

Les trous sont percés au diamètre définitif soit par forage soit par poinçonnage suivi d'un alésage.

**TOLERANCES :**

-d'irrégularité de la distance des trous  $d_{tr}/10$

-d'irrégularité d'alignement des trous  $d_{tr}/10$

### III.2 CALCUL DES ASSEMBLAGES AVEC BOULONS.HR.

#### CALCUL EN CLASSE 1

##### III.2.1 ASSEMBLAGES SOLLICITES EN CISAILLEMENT:

Il faut faire la distinction entre assemblages concentriques et assemblages excentriques.

Dans un assemblage concentrique, on peut considérer que l'effort appliqué à l'assemblage est dirigé suivant une droite d'alignement des boulons.

Par contre, l'assemblage excentrique correspond au cas où le groupe de boulons est sollicité simultanément par un effort tranchant excentré par rapport au centre de gravité du groupe, et par un couple de torsion.

#### ASSEMBLAGES CONCENTRIQUES :

Concernant les assemblages avec couvre joints travaillant à la traction :

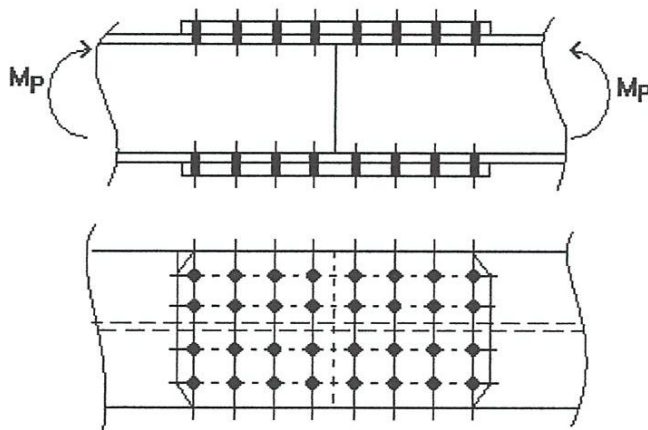


Fig.3.4 : les assemblages avec couvre joints.

On distinguera deux cas :

1<sup>er</sup> cas : couvre joint rigide.

2<sup>eme</sup> cas : couvre joint déformable.

1<sup>er</sup>cas : assemblage concentriques avec couvre joints rigides.

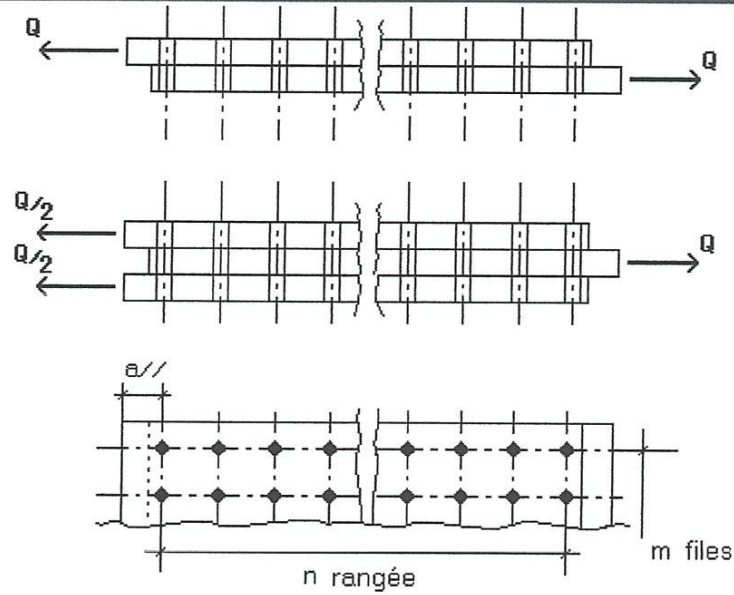


Fig.3.5: assemblage concentriques avec couvre joints rigides.

$$Q = n . m . Q_{adm} \quad p_v = 0.8 \sigma_{eb} \cdot A_r$$

$$Q_{adm} \text{ Par boulon} = 1.1 P_V \mu_f$$

$$Q_1 = Q \text{ Ultime de l'assemblage}$$

$$Q_U = n . m . Q_{adm u}$$

Avec

$$Q_{adm u} = Q_{adm} \cdot \frac{0.5 A_r \sigma_{eb}}{1.1 \cdot 0.8 \cdot \sigma_{eb} \cdot \mu_f}$$

$$Q_{adm u} = \frac{0.568}{\mu_f} \cdot Q_{adm}$$

D'où

$$Q_U = n . m . Q_{adm} \cdot \frac{0.568}{\sigma_f}$$

Ou encore

$$Q_U = n . m . \frac{1.1 \cdot 0.8 \cdot \sigma_{eb} \cdot A_r \cdot 0.568 \mu_f}{\mu_f}$$

$$Q_U = n . m . 0.5 \cdot \sigma_{eb} \cdot A_r$$

Q Et  $Q_U$  étant calculés dans les formules pour 1 plan de glissement.

2<sup>eme</sup> cas. Assemblages concentriques avec couvre-joints déformables :

Dans l'hypothèse où les plaques assemblées subissent des déformations dans le sens de l'effort appliqué aussi bien dans le domaine plastique, le calcul de la capacité ultime de l'assemblage correspond à la rupture, soit de la plaque en traction soit d'un boulon par cisaillement. Le modèle de calcul est difficile d'exécution – le résultat consiste à connaître la limite de rupture de l'assemblage, ce qui ne procure pas dans la grande partie des une valeur pratique.

**ASSEMBLAGES EXCENTRIQUES** : concerne par exemple.

Cas de la console

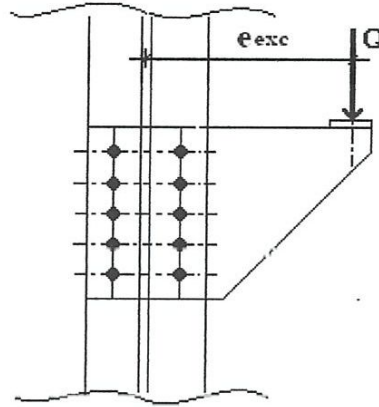


Fig.3.6 : cas de l'assemblage en console

$Q_1$  = Calcul de l'effort de glissement résultant par boulon suivant le (II.3.2 assemblages en console)

On vérifiera.

$$Q_1 \leq Q_{adm} = 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f$$

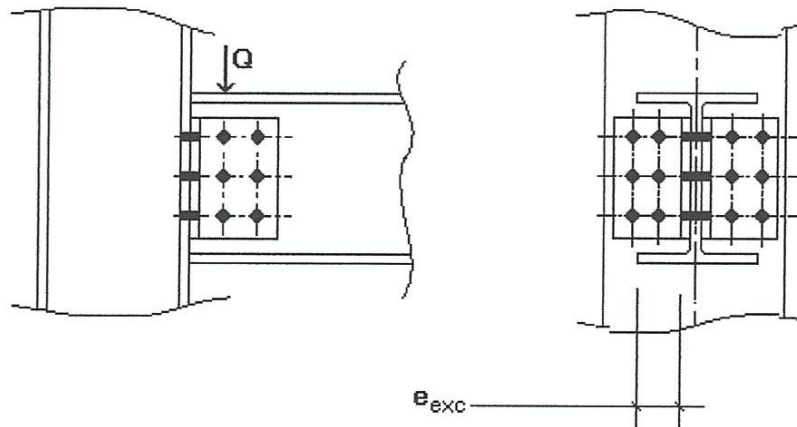


Fig.3.7 : assemblages excentriques

**ASSEMBLAGE POUTRE POTEAU SIMPLEMENT APPUYE**

On distingue deux groupes de boulons dans l'attache.

1. Celui que rend solidaire l'aile de la cornière et le poteau.
2. Celui que rend solidaire l'autre aile de la cornière avec la poutre.

On vérifie le 1. /comme le cas de la console

On vérifie le 2. /avec

$$\left(\frac{Q}{2n}\right) = Q_1$$

Dans les deux cas on vérifiera :

$$Q_1 \leq Q_{adm} = 1,1 \cdot P_V \cdot \mu_f$$

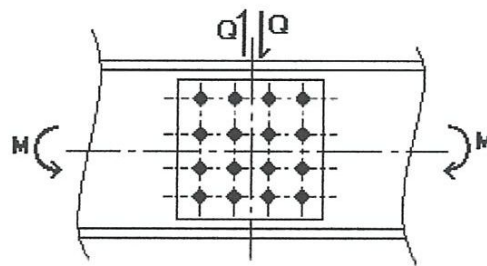


Fig.3.8 : Couvre-joint d'âme de poutre.

On déterminera  $Q_1$  suivant le même calcul que le (II.3.5.3 assemblage par encastrement d'âme des profils)

Et on vérifiera :

$$Q_1 \leq Q_{adm} = 1,1 \cdot P_V \cdot \mu_f$$

### III.2.2 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS EN TRACTION DANS LA DIRECTION DE L'AXE DES BOULONS:

➤ Attaches non raidies :

Pour ce type d'attache on vérifiera :

$$N_1 \leq 375 \cdot e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{s}{s + a_2} \right)$$

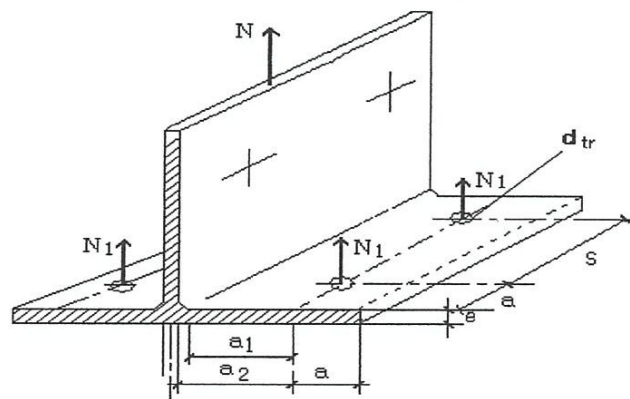


Fig.3.9 : Attaches non raidies.

On doit vérifier :

$$s \leq 15. e_{\min}$$

$$1.5d_{tr} \leq a \leq 6. e_{\min}$$

$$N_{adm} = N_1 \leq P_V = 0,8. \sigma_{eb}. A_r$$

Avec.

$$N_1 = \frac{N}{n}$$

$n$  : nombre de boulon.

➤ *Attaches raidies :*

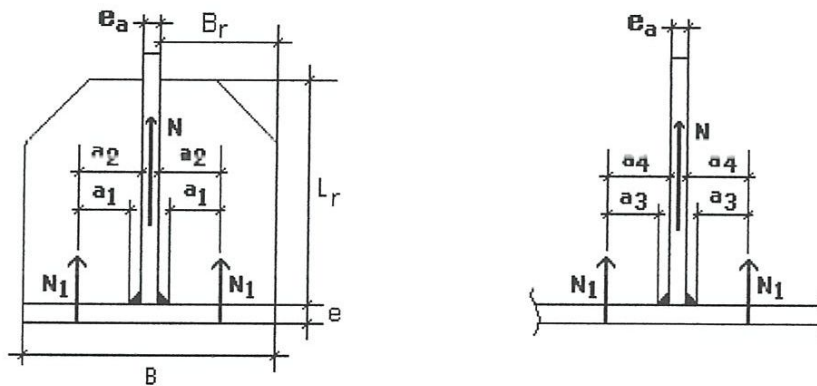


Fig.3.10 : Attaches raidies.

*Dispositions constructives :*

$$e_2 \leq 4. d_{tr}$$

$$e_4 \leq 4. d_{tr}$$

$$b_r \geq a_2 + 1,5d_{tr}$$

$$l_r \geq 2b_r$$

$e_r = \text{Épaisseur raidisseur} \geq \text{à l'épaisseur minimum des pièces sur lesquelles le raidisseur est soudé.}$

On doit vérifier :

$$N_1 \leq 375. e \left( \frac{a_2}{a_1} + \frac{a_4}{a_3} \right)$$

On doit effectuer la justification de la soudure des raidisseurs, dans le cas contraire, les cordons doivent avoir une épaisseur utile égale  $0,7. e_{\min}$  sans toutefois être inférieure à 3mm.

### III.2.3 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS À LA FOIS PERPENDICULAIREMENT ET PARALLELEMENT À L'AXE DES BOULONS:

Dans ce cas les efforts repris par un boulon sont :

- Effort de glissement

$$Q \rightarrow Q_1 = \frac{Q}{n}$$

$n$  : nombres de boulons

- Effort parallèle à l'axe des boulons

$$N_1 \rightarrow N_1 = \frac{Q}{n}$$

( $N_1$  peut également être calculé en fonction d'un moment d'excentrement).

- Efforts admissible dans les boulons :

Effort de glissement admissible  $Q_{adm}$

L'effort admissible par plan de glissement et par boulon est :

- Classe -1-  $Q_{adm} = 1,1\mu_f(p_v - N_1)$
- Classe -2-  $Q_{amd} = \mu_f(p_v - N_1)$

- Effort dans l'axe des boulons :

- Au glissement :  $Q_A \leq Q_{adm}$
- A la traction :  $N_1 \leq N_{adm}$

On doit également vérifier les attaches et les raidisseurs

### III.2.4 ASSEMBLAGES SOLLICITÉS PAR UN MOMENT FLECHISSANT, UN EFFORT TRANCHANT ET UN EFFORT NORMAL

#### Assemblages par platine soudée.

L'ensemble des conditions de vérification ci-après s'applique à des assemblages soumis à ( $Q$ ,  $N$  et  $M$ ) résultant d'action statique ou considérées comme telles (vent par exemple)

Egalement à des profils symétriques en I avec  $h_{maxi} = 1000\text{mm}$  quand il comporte des boulons extérieurs, et  $h_{maxi} = 600\text{mm}$  quand il ne comporte d'extrémité est soumise à un effort normal inférieur ou égal à la plus petite des valeurs :

$$\begin{aligned} \pm N &= 0,15 A \cdot \sigma_e \\ \pm N &= 0,15 n \cdot p_v \end{aligned}$$

Avec  $A$  : aire de la section du profil

+N : Effort normal de traction

-N : Effort normal de compression

Dans le cas où  $N \leq 0,05 A \cdot \sigma_e$  ou n'a pas à tenir compte de cet effort  $N$  dans la vérification de l'assemblage.

Cette méthode de vérification n'est également valable que si la platine présente une planéité suffisante. On considère qu'il en est ainsi lorsque l'écart entre la platine et la pièce sur la quelle elle s'appuie est inférieure à  $b_p/100$

$b_p$  = largeur de la platine.

#### Assemblages à deux files de boulons.



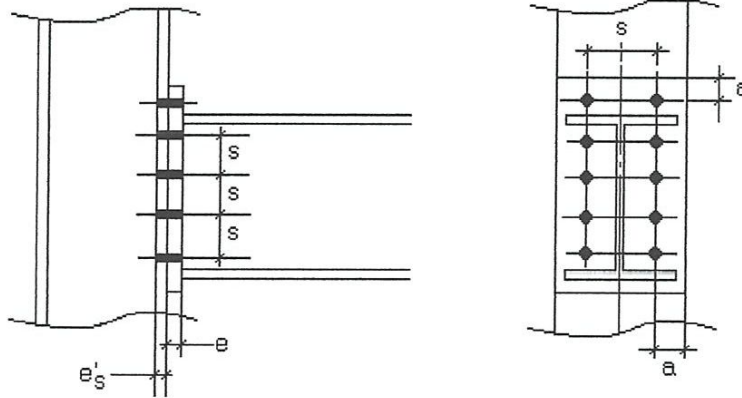


Fig.3.11 .:

**Dispositions constructives**

Si  $e'_s < e$

$$\begin{aligned} s &\leq 15e'_s \\ 6e'_s &\geq a \geq 1,5d_{tr} \\ e &< 2d \end{aligned}$$

Si  $e'_e > e$

$$\begin{aligned} s &\leq 15e'_s \\ 6e &\geq a \geq 1,5d_{tr} \\ e &\leq 2d \end{aligned}$$

**Vérification de l'assemblage a l'effort tranchant :**

On vérifie la résistance à l'effort tranchant comme si le moment fléchissant n'existe pas.

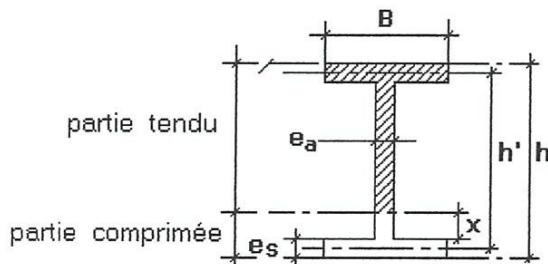
Classe 1  $Q_{adm} = 1,1P_V \cdot \mu_f$

Classe 2  $Q_{adm} = P_V \cdot \mu_f$

**Résistance de l'assemblage au moment fléchissant et l'effort normal**

Si M et N sont le moment fléchissant et l'effort normal relatif à l'état limite ultime appliqué à l'assemblage le moment résistant  $M_{res}$  doit être tel que :

$$M_{res} \geq N + N \cdot h' \cdot \frac{b \cdot e_s}{A}$$



$$\begin{aligned} X &= e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} \\ h' &= h - e_s \end{aligned}$$

Fig.3.12 : la Résistance de l'assemblage.

A : aire de la section du profil.

- Par boulons extérieurs, il faut entendre ceux qui sont placés à l'extérieur du profil, du côté tendu.
- Par boulons intérieurs, il faut entendre ceux que sont placés le plus près de l'aile tendu, à l'intérieur du profil.
- par boulons centraux, il faut entendre ceux qui sont placés, à l'intérieur mais qui ne répondent pas au critère précédent.

Des raidisseurs placés entre les boulons centraux ne confèrent pas à ceux ci la propriété de boulons intérieurs.

Les efforts  $N_{1adm}$  dans la partie tendue de l'assemblage sont les plus petites valeurs résultant de l'application des formules du tableau suivant, en fonction des annotations poutres et poteaux ci-après.

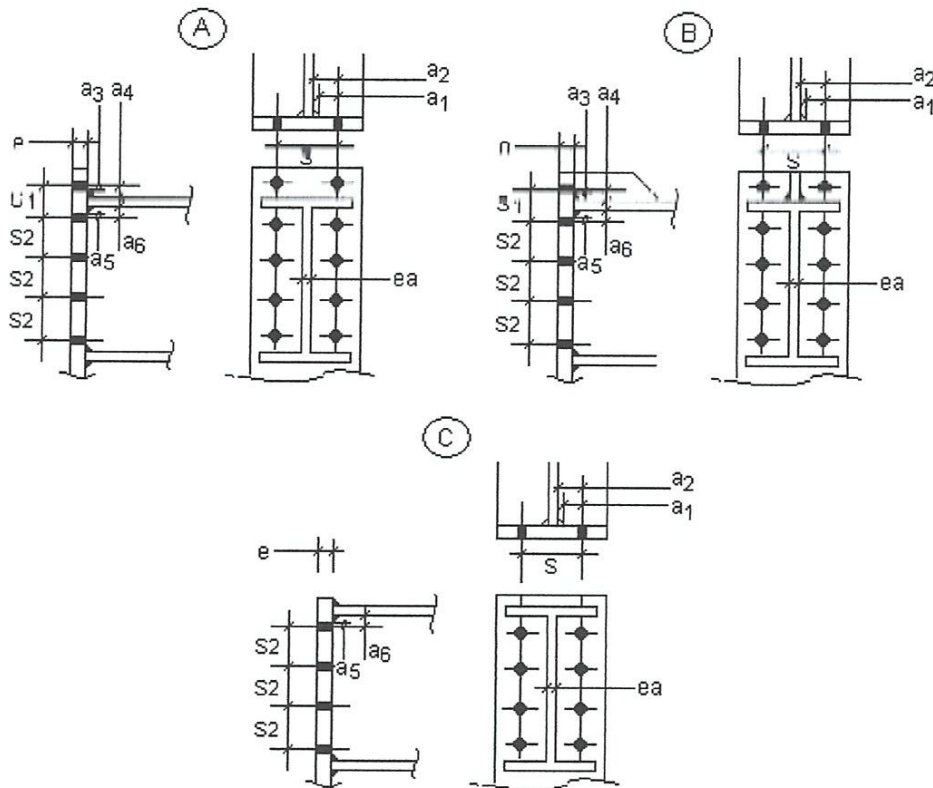


Fig .2.16.notation poutres.

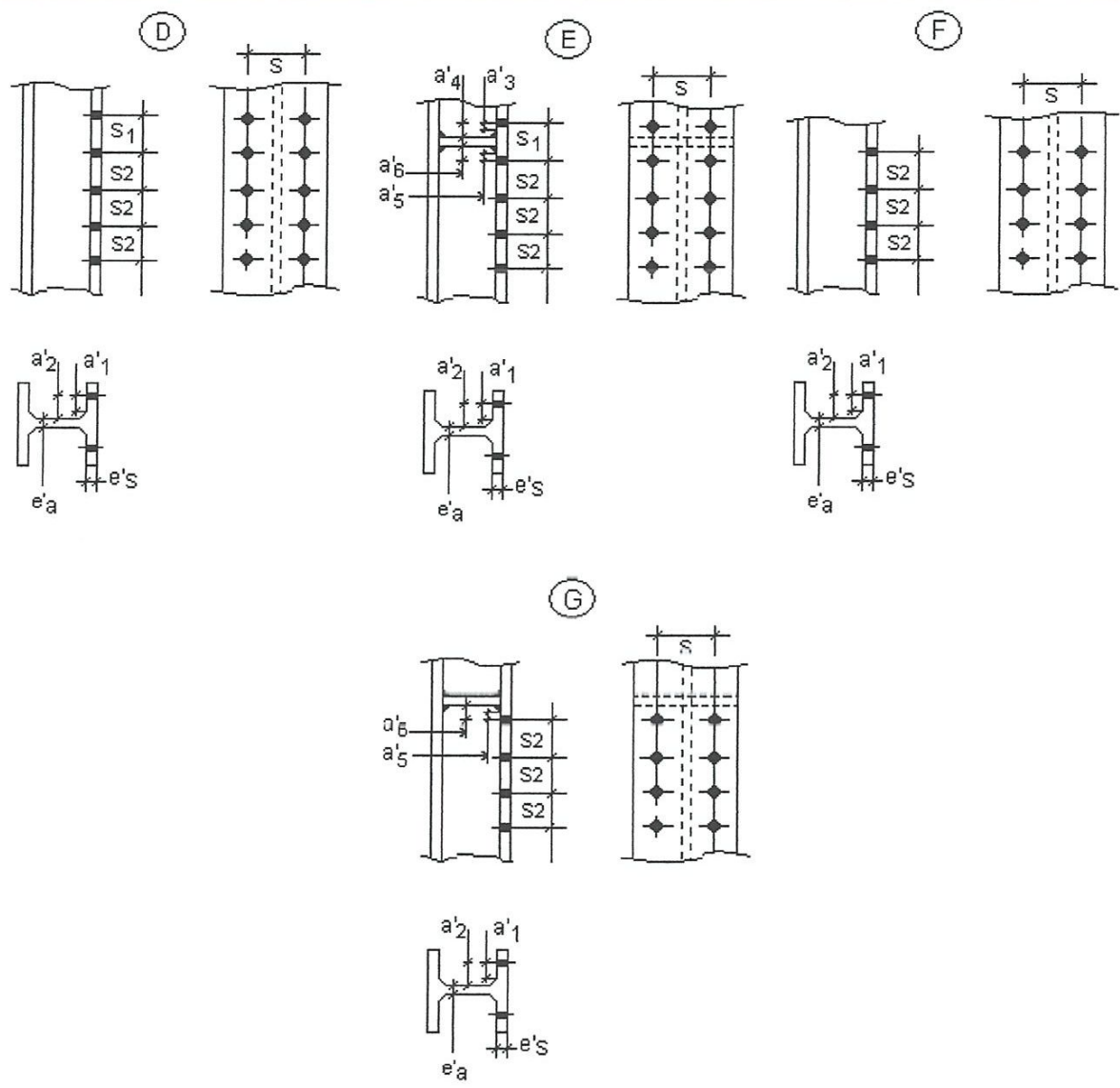
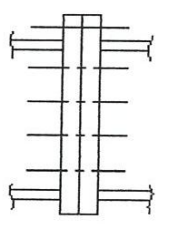
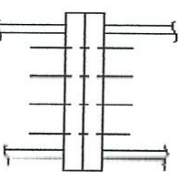
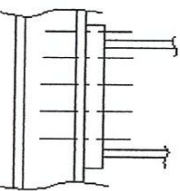
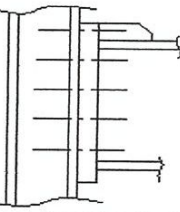
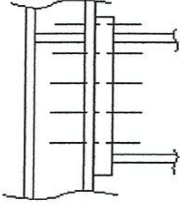
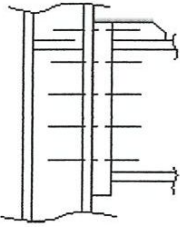
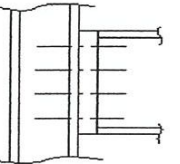


fig.3.17 : notation poteaux.

type		Position des boulons		
		extérieurs	intérieurs	centraux
	A	$N_1 \leq P_V$	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} + \frac{S}{S + a_5} \right)$	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} + \frac{S_2}{S_2 + a_2} \right)$ $N_1 \leq 0.5 \times \sigma_e \times e_a \times S_2$
	B	$N_1 \leq 375e \left( \frac{a_4}{a_3} \cdot \frac{S}{S + a_4} \right)$		
	C	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_4}{a_3} + \frac{S}{a_3} \right)$		
			$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} + \frac{a_6}{2a_5} \right)$	
	A	$N_1 \leq P_V$	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{a_6}{S + a_5} \right)$	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{S_2}{S + a_5} \right)$ $N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{S_2}{S_2 + a'_2} \right)$
	D	$N_1 \leq 375e \left( \frac{a_4}{a_3} \cdot \frac{S}{S + a_4} \right)$		
	B	$N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{S_1}{S_1 + a'_2} \right)$		
	C	$N_1 \leq 0.5 \times \sigma'_e \times e'_a \times S_1$	$N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{S_1}{S_1 + a'_2} \right)$	
	A	$N_1 \leq P_V$	$N_1 \leq 0.5 \times \sigma'_e \times e'_a \times S_1$	$N_1 \leq 0.5 \times \sigma'_e \times e'_a \times S_1$
	E	$N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{a_4}{S + a_3} \right)$		
				$N_1 \leq 0.5 \times \sigma_e \times e_a \times S_2$

		$N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{S_1}{S_1 + a'_2} \right)$ $N_1 \leq 0.5 \times \sigma'_e \times e'_a \times S_1$		
		$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_4}{a_3} \cdot \frac{S}{S + a_4} \right)$ $N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_4}{a'_3} \right)$	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{a_6}{a_5} \right)$ $N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_6}{a'_5} \right)$	
	<p>B E</p> <p>C F</p>	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{a_4}{a_3} \right)$ $N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_4}{a'_3} \right)$	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{a_6}{a_5} \right)$ $N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{a'_6}{a'_5} \right)$	$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{S_2}{S_2 + a_5} \right)$
	<p>C G</p>		$N_1 \leq P_V$ $N_1 \leq 375e \left( \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{a_6}{2a_5} \right)$ $N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{S_2}{S_2 + a'_2} \right)$ $N_1 \leq 0.5 \times \sigma'_e \times e'_a \times S_2$	$N_1 \leq 375e'_s \left( \frac{a'_2}{a'_1} + \frac{S_2}{S_2 + a'_2} \right)$ $N_1 \leq 0.5 \times \sigma'_e \times e'_a \times S_1$ $N_1 \leq 0.5 \times \sigma_e \times e_a \times S_2$

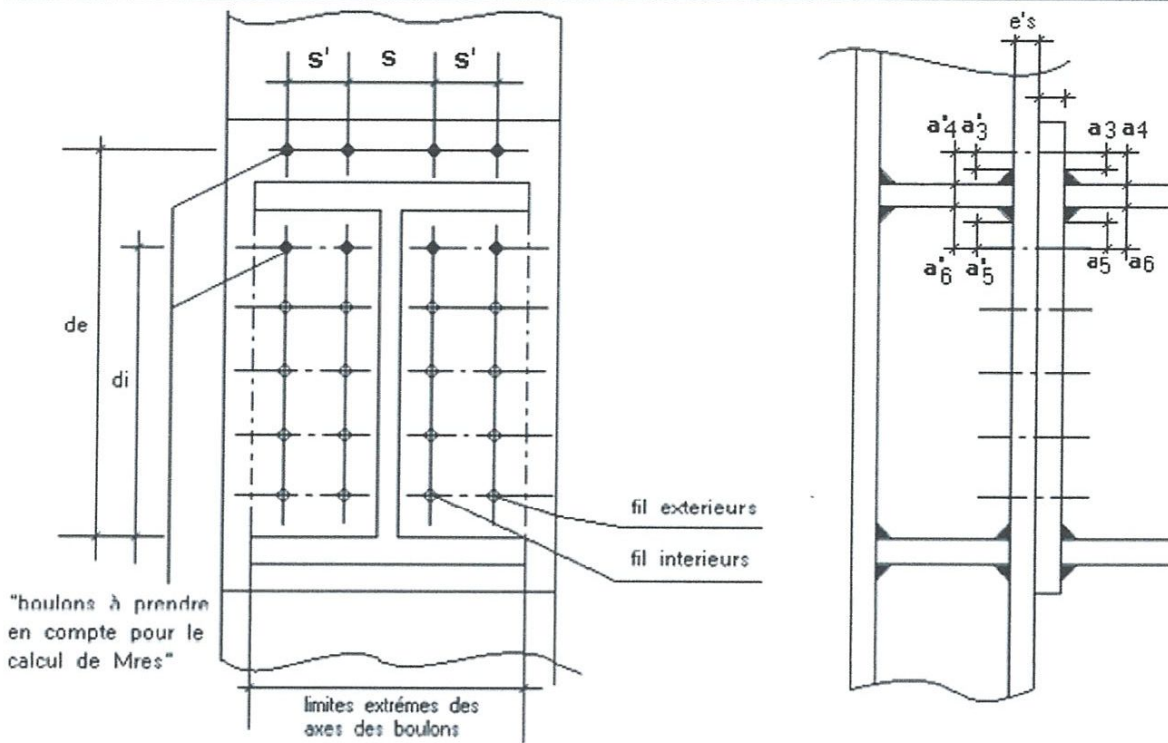


Fig.3.19: Assemblage à 4 files de boulons

- dispositions constructives suivant figure ci-dessus
- la pièce sur laquelle est boulonnée la platine doit comporter un raidisseur dans le prolongement de l'aile tendue de la poutre
- le moment résistant se détermine comme dans le cas d'un assemblage avec deux files de boulons
- efforts  $N_1$  :

**Boulons extérieurs.** La plus petite des valeurs :

$$N_1 \leq P_V$$

$$N_1 \leq 300 e \left( \frac{a_4}{a_3} \cdot \frac{s'}{s' + a_4} \right)$$

$$N_1 \leq 300 e'_s \left( \frac{a'_4}{a'_3} \cdot \frac{s'}{s' + a'_4} \right)$$

**Boulons intérieures.** La plus petite des valeurs :

$$N_1 \leq P_V$$

$$N_1 \leq 300 e \left( \frac{a_6}{a_5} \cdot \frac{s'}{s' + a_6} \right)$$

$$N_1 \leq 300 e'_s \left( \frac{a'_6}{a'_5} \cdot \frac{s'}{s' + a'_6} \right)$$

**EXECUTION DES SOUDURES.**

Les soudures de platine sur la poutre et celles des raidisseurs peuvent être des doubles cordons d'angle.

En aucun cas, il ne faut pas oublier de vérifier la résistance des soudures.

Sauf justification, les cordons doivent avoir une épaisseur utile égale à 0.7 fois l'épaisseur de l'âme, des ailes ou des raidisseurs : cette épaisseur utile ne doit cependant pas être inférieure à 3mm.

Pour des épaisseurs d'ailes supérieures à 16mm.

Les cordons de soudure doivent être pénétrés.

Il est indispensable également de vérifier la résistance des raidisseurs et des âmes des poteaux.

### III.2.5 REMARQUE CONCERNANT L'EXECUTION DES ENCASTREMENTS:

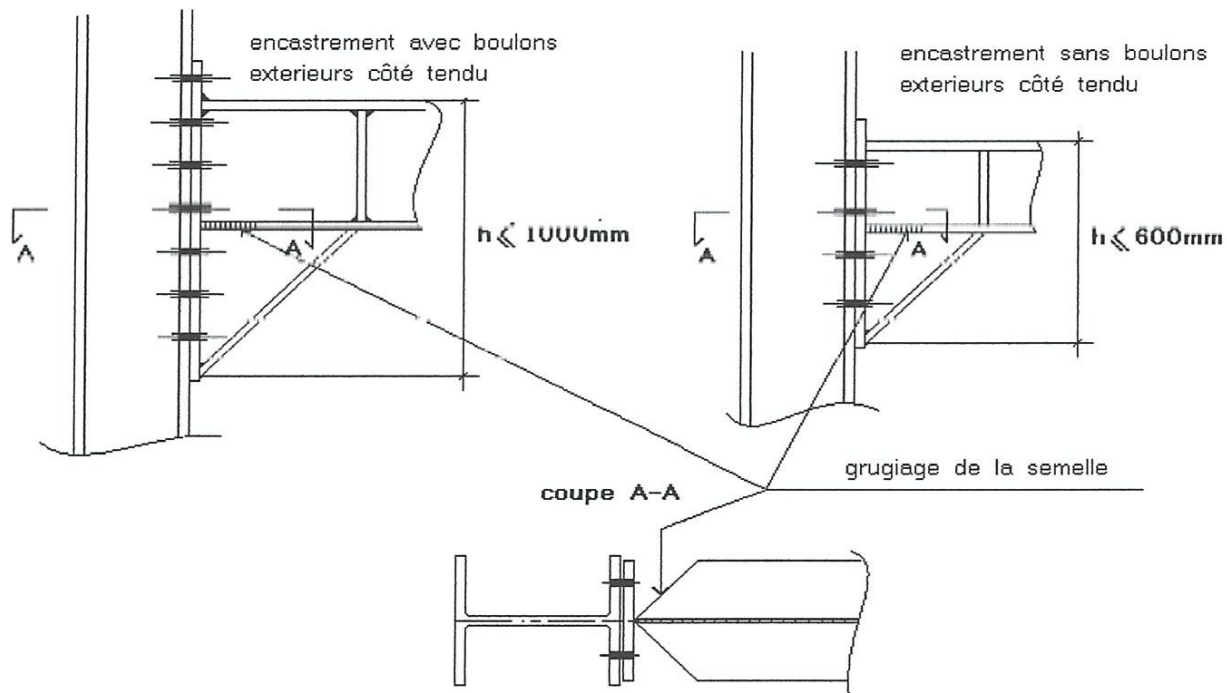


Fig.3.20: remarque concernant l'exécution des encastresments

Suivant le croquis ci-dessus, et pour obtenir un calcul homogène d'après la méthode, on doit dans le cas d'assemblage avec « jarret » ou « crosse », gruger l'aile inférieure de la traverse.

Dans le cas contraire, il serait nécessaire de vérifier l'incidence de la présence de cette semelle soudée sur la platine sur l'ensemble de la répartition des efforts.

III.2.6 VÉRIFICATION DE L'ÂME DU POTEAU:

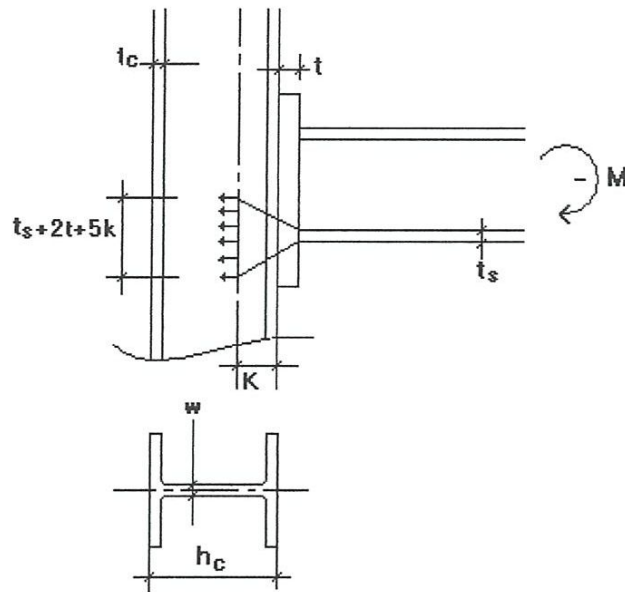


Fig.3.21: vérification de l'âme du poteau.

Condition de non plastification locale de l'âme de poteau :

$$w \geq \frac{b_s \cdot t_s}{t_s + 2t + 5K} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_e(c)}$$

Limite d'élasticité

$\sigma_e \rightarrow$  Poutre

$\sigma_e(c) \rightarrow$  Poteau

Cette condition est limitée à des valeurs de  $h_c/w$  assez petites pour que l'instabilité globale de l'âme ne précède pas l'instabilité locale, il faut plus précisément vérifier :

$$\frac{h_c}{w} \leq \frac{155}{\sqrt{\sigma_e(c)}}$$

- Si les conditions ne sont pas vérifiées, il faut procéder au raidissage de l'âme du poteau

Raidissage horizontal de l'âme du poteau :

Dans la zone comprimée

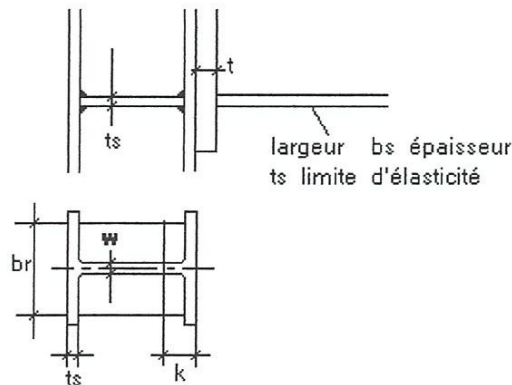




Fig.3.22: Raidissage horizontal de l'âme du poteau.

La largeur totale des raidisseurs l'épaisseur devront être tel que :

$$\sigma_e \cdot b_c \cdot t_s = \sigma_e^{(\text{raidisseur})} \cdot b_r \cdot t_r + \sigma_e^{(\text{poteau})} \cdot W \cdot (t_s + 2t + 5k)$$

$$\sigma_e^{(\text{raidisseur})} = \sigma_e^r$$

$$\sigma_e^{(\text{poteau})} = \sigma_e^c$$

D'où

$$t_r = \frac{[c_1 \cdot b_s \cdot t_s - w(t_s + 2t + 5k)]}{(c_2 \cdot b_r)}$$

Avec

$$c_1 = \frac{\sigma_e}{\sigma_e^{(c)}}$$

$$c_2 = \frac{\sigma_e^{(r)}}{\sigma_e^{(c)}}$$

Calcul pratique de l'épaisseur du raidisseur «  $t_r$  »

$$t_r = \frac{1}{2c_2} \left[ \frac{c_1 \cdot b_s \cdot t_s}{t_s + 2t + 5k} - w \right]$$

Sachant que généralement les raidisseurs ont une largeur  $b_r$  égale à la largeur de la semelle du poteau

**Zone tendue :**

On vérifiera en pratique.

$$t_c \geq 0.4 \left[ b_s \cdot t_s \cdot \frac{\sigma_e^{(r)}}{\sigma_e^{(c)}} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$t_c$  : si cette condition n'est pas satisfaisante, il faut procéder au raidissage de la semelle du poteau par raidisseurs horizontaux dans le prolongement de la semelle tendue de la poutre et dont la section devra satisfaire à :

$$\sigma_e^{(c)} \cdot b_s \cdot t_s = \sigma_e^{(r)} \cdot S_r + \sigma_e \cdot A'_s$$

Avec

$$A'_s = \frac{\sigma_e^{(c)}}{\sigma_e} \cdot t_c^2 \cdot \frac{100}{16} \approx 6 \frac{\sigma_e^{(c)}}{\sigma_e} \cdot t_c^2$$

$\sigma_e^{(c)}$  : Limite élastique du poteau.

$\sigma_e$  : Limite élastique de la poutre.

$\sigma_e^{(r)}$  : Limite élastique du raidisseur.

$S_r$  : Section totale des raidisseurs.

On aura donc à vérifier :

$$S_r = \frac{[c_1 \cdot b_s \cdot t_s - 6t_c^2]}{C_2}$$

$$c_1 = \frac{\sigma_e}{\sigma_e^{(c)}}$$

$$c_2 = \frac{\sigma_e^{(r)}}{\sigma_e^{(c)}}$$

**III.2.7 REMARQUE CONCERNANT LES ASSEMBLAGES:**

*Avec h > 1000 avec boulons extérieurs*

*Et h > 600 sans boulons extérieurs*

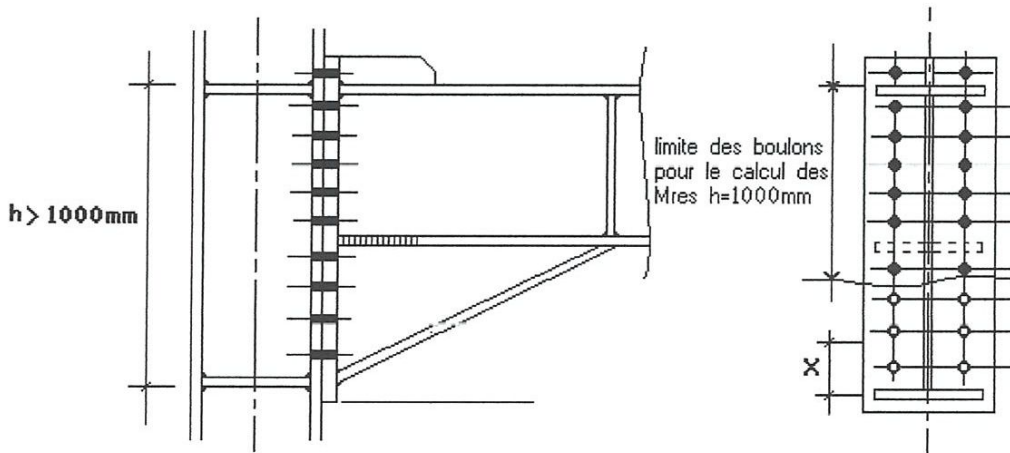


Fig.3.23: remarque concernant les assemblages

*Dans les assemblages avec boulons HR comportant des boulons extérieurs dont la hauteur totale est supérieure à 1000mm on limitera le calcul du M<sub>res</sub> en prenant uniquement en compte les boulons situés dans une zone ne dépassant pas la hauteur de 1000mm.*

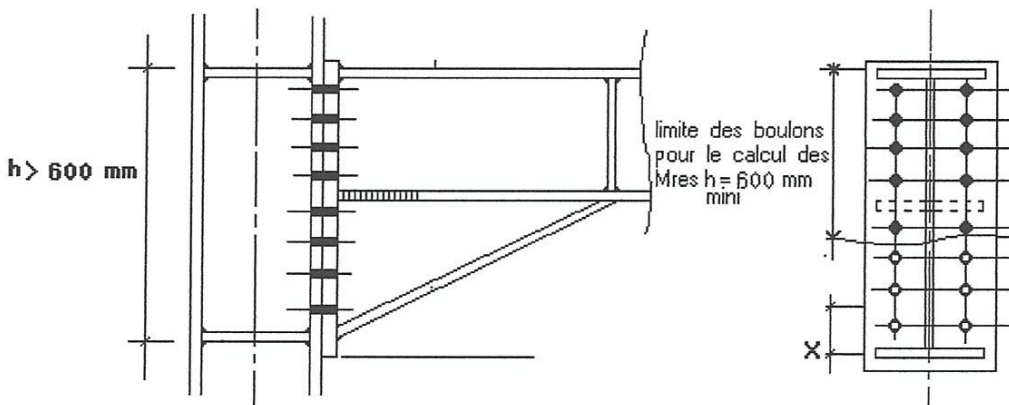


Fig.3.24: remarque concernant les assemblages

Il en est de même suivant la figure ci-dessus en ce qui concerne les assemblages sans boulons extérieurs avec  $h > 600\text{mm}$ , on limitera le calcul du  $M_{\text{res}}$  en prenant uniquement en compte les boulons situés dans une zone ne dépassant pas la hauteur de 600mm.

L'état actuel des recherches dans le domaine des grands assemblages avec boulons HR ne permet pas d'établir un calcul précis des répartitions des efforts, d'où la conséquence des prescriptions ci avant – d'autre part, on constate en pratique que les boulons n'intervenant pas dans leur position par rapport à la ligne de référence du calcul de  $M_{\text{res}}$

### III.3: ASSEMBLAGES AVEC RIVELONS:

Dans l'état actuel des recherches au niveau de ce mode d'assemblage, on ne peut se baser que sur l'analyse des nombreux essais des fabrications de « rivelons » on se basera sur la gamme de fabrication et d'essais réalisés par la société « saint chamond granat » en France.

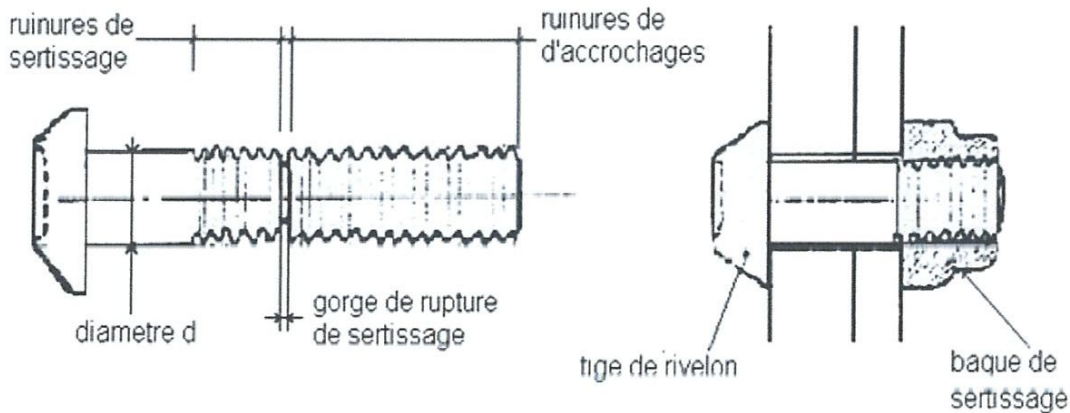


Fig.3.25 : description du rivelon

Le rivelon se compose de deux parties – la tige et la bague de sertissage

La tige à une tête forgée et comporte deux séries de rainures circulaires :

- Les rainures d'accrochage qui sont agrippées par les mors du pistolet de pose
- Les rainures de sertissage dans lesquelles vient se sertir la bague au cours de l'opération de pose.

Entre les deux séries de rainures se situe une gorge profilée et calibrée qui, à la pose, sert d'amorce de rupture et détermine avec précision la précontrainte du rivelon posé.

#### III. 3.1 PRINCIPAUX TYPES DE RIVELONS:

Il existe 3 séries de rivelons à usage industriel :

- Le rivelon R, 80 existant en 2 versions :
  - RC . 80 à tête cylindrique
  - RF . 80 à tête fraisée

Résistance à la rupture =  $80 \text{ daN/mm}^2$

Limite d'élasticité à 0,2% = 60 daN/mm<sup>2</sup>

Allongement = 12%

Identification : aucune marque

➤ Le rivelon  $\mathcal{R}$ , 100 existant en 2 versions :

▪ RC . 100 à tête cylindrique

▪ RF . 100 à tête fraisée

Résistance à la rupture = 90 à 115 daN/mm<sup>2</sup>

Limite d'élasticité à 0,2% = 80 daN/mm<sup>2</sup>

Allongement = 10%

Identification : marquage « 100 T » sur la tête

➤ Le rivelon C – 50 – l' existant en 2 versions :

▪ "C – 50 – LR – RB" à tête cylindrique

▪ "C – 50 – L90 – RB" à tête fraisée à 90°

Même caractéristique mécanique que le  $\mathcal{R}$ 100

Identification : trois traits équidistants sur la tête

Les bagues correspondant à ces variétés de rivelon, bi - en que de géométries différentes, sont réalisées en un même acier dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Résistance à la rupture comprise entre 30 et 40 daN/mm<sup>2</sup>
- Limite d'élasticité à 0,2 % supérieure à 21 daN/mm<sup>2</sup>
- L'écrouissage occasionné par le sertissage augmente considérablement cette valeur de limite élastique

Les trois séries de rivelons peuvent être utilisées pour travailler au cisaillement mais seuls les  $\mathcal{R}$ .100 et C.50.L permettent l'élaboration d'assemblage types HR pour lesquels une puissante précontrainte est nécessaire.

### III.3.2 UTILISATION DES RIVELONS:

○ **Utilisation du  $\mathcal{R}$ , 80 :**

Les rivelons  $\mathcal{R}$ ,80 peuvent être utilisés comme des boulons ordinaires, en métal de qualité supérieure à celle de l'acier doux dans les assemblages de charpentes isostatiques

Le jeu dans les trous pourra varier de 0,5mm à 1,5 suivant les diamètres échelonnés de 8 à 16mm

Pour les charpentes faiblement hyperstatiques non soumises à des effets dynamiques autre que le vent et qui donc ne peuvent être mises en péril par un faible glissement des assemblages, les trous seront forés au diamètre nominal + 0,5mm quelque soit le diamètre.

**Vérification à effectuer :**

Cisaillement  $Q_1 \leq 0,65.60. A_r$  (section résistante du rivelon)

$Q_1 \leq 39. A_r$

Traction  $N_1 \leq 36,4. A_r$

Pression diamétrale

$$p = \frac{T}{d \cdot e} \leq 3\sigma_e$$

La pression diamétrale est limitée à  $3\sigma_e$  en fonction du serrage qui n'est pas certain.

○ *Utilisation des R.100 et C.50-L-*

Les rivetons R.100 et C.50.L peuvent être utilisés comme des boulons H.R de qualité 8 – 8, à serrage contrôlé de même diamètre nominal, dans les assemblages de charpentes hautement hyperstatiques soumises à des efforts dynamiques ou ayant à supporter sans glissement des efforts tangentiels.

Les résultats des essais ont permis d'assimiler ces rivetons à des boulons normalisés HR.8 – 8 – du même diamètre nominal, les coefficients de frottement à prendre en compte étant définis au (III.1.4 coefficient de frottement  $\mu_f$ )

En conséquence, on utilise les formules suivantes pour les justifier.

- Effort perpendiculaire à l'axe du riveton :

$$Q_{adm} = 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f$$

- En traction  $N_1 = p_v$

- Pression diamétrale  $\frac{Q_1}{d \cdot e} \leq 4\sigma_e$  (au lieu de  $3\sigma_e$  pour R.80)

Des précautions spéciales doivent être prises pour les assemblages d'épaisseur totale serrée inférieure à 25 mm en ce qui concerne le fait que la relaxation a une plus grande importance relative pour les R.100

---

chapitre  
.4.

**etude comparatif  
entre les déférents  
code de calcul.**

---

## IV.1. GENERALITES:

### IV.1.1. REGLEMENTATION ACTUELLE:

Jusqu'en 1993, la conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par différentes réglementations :

- Les règles de calcul des constructions en acier, dites règles CM 66, qui réglementaient tous les bâtiments en acier.
- Le titre V du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes, intitulé conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier, qui réglementait tous les ponts et ouvrages d'art.

Des normes NF, qui régissaient les calculs des assemblages et des éléments à parois minces :

- Les assemblages rivés : normes NF P 22 410 et P 22 411.
- Les assemblages par boulons non précontraints : normes NF P 22 430 ET P 22 431.
- Les assemblages par boulons à serrage contrôlé : normes NF P 22 460 à P 22 469.
- Les assemblages soudés : normes NF P 22 470 à P 22 472.
- L'additif 80, qui introduisait les notions de plasticité de l'acier et d'états-limites, ce qui permettait de tirer parti des propriétés élasto-plastique de l'acier et d'alléger ainsi les structures.
- Depuis 1993, une nouvelle réglementation européenne est entrée en vigueur et impose, en remplacement de ces divers et précédents textes, un code unique : l'Eurocode 3
- L'Eurocode 3, calcul des structures en acier, a été adopté par le comité européen de normalisation (CEN) en 1992 et a été classé norme provisoire pour une durée de 3 années (1993 à 1996).
- Chaque pays de la communauté européenne ajuste les modalités d'application de ce nouveau règlement sur son territoire, au moyen d'un document d'application national (DAN).
- Pendant la période probatoire de 3 ans, le statut expérimental de l'eurocode EC 3-DAN existera conjointement avec les règles antérieures (CM 66, Additif 80, Titre V du fascicule 61 pour les ouvrages d'art), qui disparaîtront à compter de 1996, lorsque l'eurocode 3 deviendra une norme européenne homologuée (EN). Aussi, nous avons décidé,
- En ce qui concerne cet ouvrage, de comparatifs selon les règles antérieures, afin que chacun puisse mesurer les différences de résultats et d'appréciations entre ancien et nouveau règlement et mieux appréhender et assimiler le nouvel Eurocode 3, qui est en fait très novateur, donc très différent.

### IV.1.2. UNITES:

Les unités utilisées sont celles qui sont employées dans la pratique, qui sont parfois différents des unités légales (Système international SI ou Norme ISO 1000), ces dernières étant dans certains cas inadaptées, car disproportionnées avec les ordres de grandeur des valeurs couramment rencontrées.

Grandeurs à mesurer	Unités pratiques	Unités théoriques	Équivalence
Efforts	$daN$	$N$	$1daN=10N$
	$KN$	$N$	$1KN=10^3N$
Longueurs	$mm$	$m$	$1mm=10^{-3}m$
Sections	$mm^2$	$m^2$	$1mm^2=10^{-6}m^2$
Moments fléchissant	$daNm$	$Nm$	$1daNm=10Nm$
	$KNm$	$Nm$	$1KNm=10^3Nm$
Moments statiques	$cm^3$	$m^3$	$1cm^3 = 10^{-6}m^3$
Moments d'inertie	$cm^4$	$m^4$	$1cm^4 = 10^{-6}m^4$
Contraintes	$daN/mm^2$	$N/m^2=Pa$	$1daN/mm^2=10^7Pa$
	$N/mm^2$	$N/m^2=Pa$	$1N/mm^2=1MN/m^2=1MPa$
Surcharges	$daN/m^2$	$N/m^2=Pa$	$1daN/m^2=10Pa$
	$KN/m^2$	$N/m^2=Pa$	$1KN/m^2=10^3Pa$

tableaux.4.1 : le tableau donne les équivalences entre unités pratiques et théoriques.

## IV.2. LES ASSEMBLAGES BOULONNÉS :

### IV.2.1. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES:

Les distances entre axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces (pinces) sont limitées par :

- Des valeurs minimales :
  - pour faciliter la mise en place des boulons.
  - pour permettre le passage des clés.
  - pour éviter le déchirement des tôles (à la manière des timbres-poste)
- Des valeurs maximales :
  - pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées (ce qui augmente le frottement et limite les risques de corrosion).
  - pour éviter des assemblages trop longs

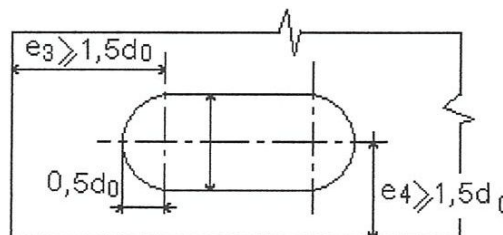


Fig.4.1 : pincés transversales de trous oblongs.



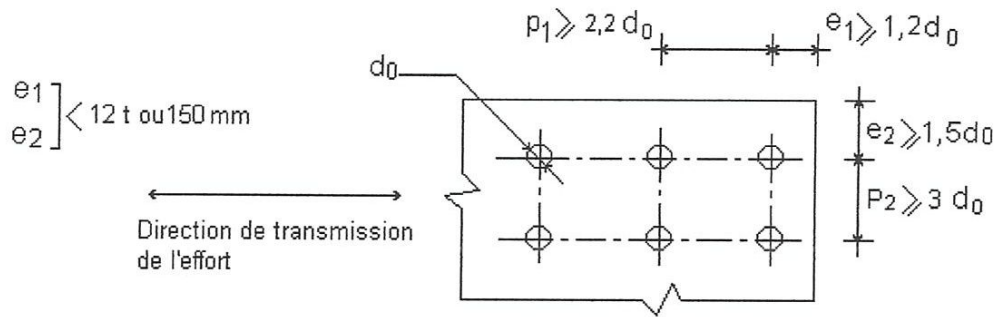


Fig.4.2 : notations pour l'espacement des systèmes de fixation.

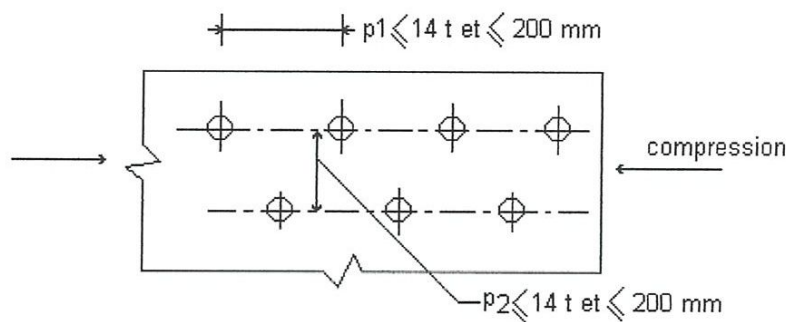


Fig.4.3 : éléments comprimés : espacement en quinconce.

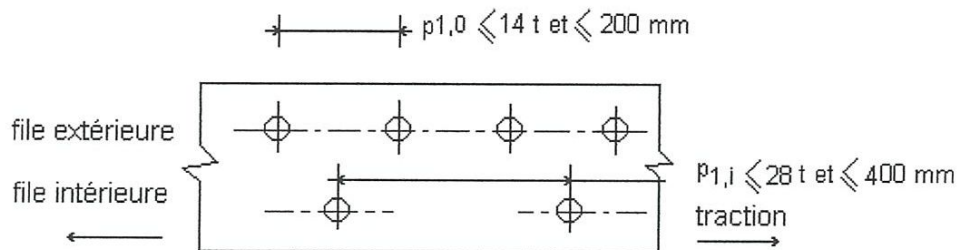


Fig.4.4 : éléments tendus : espacement en quinconce.

#### IV.2.1.1. Pression diamétrale :

-La pression diamétrale  $P$  engendrée par un boulon, doit être limitée afin de ne pas poinçonner et déchirer la tôle.

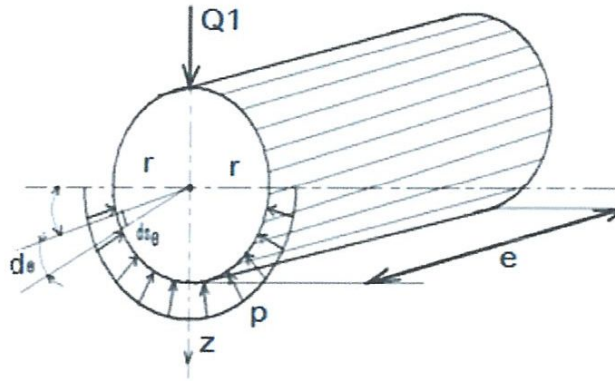


Fig.4.5 : pression diamétrale.

- Diamètre boulon :  $d = 2r$
- Epaisseur :  $e$
- Pression diamétrale  $P$  supposée constante
- Effort de cisaillement :  $Q_1$
- Projection des efforts sur l'axe vertical  $z$  :

$$Q_1 = \int_0^\pi p e ds \sin \theta \quad \text{Avec } ds = r d\theta$$

$$Q_1 = p e r [-\cos \theta]_0^\pi = 2 p e r = p e d$$

$$\text{D'où : } P = \frac{Q_1}{d e}$$

- La pression diamétrale  $P$  est limitée à :

- Pour les boulons ordinaires :

$$P = \frac{Q_1}{d e} \leq 3 \sigma_e$$

- Pour les boulons HR précontraints :

$$P = \frac{Q_1}{d e} \leq 4 \sigma_e$$

## IV.2.2. DIMENSIONNEMENT DES BOULONS ORDINAIRES (NON PRÉCONTRAINÉS):

### IV.2.2.1. Selon la norme NF P 22 430 ET R7GLES CM 66 :

On a :

- $A_s$  : section résistante de la tige filetée.

- $Q_1$  : effort pondéré exercé sur un boulon perpendiculairement à son axe, par une pièce d'épaisseur  $e$ .
- $Q_2$  : effort pondéré par boulon, exercé sur l'assemblage.
- $N$  : effort normal de traction pondéré exercé sur chaque boulon.
- $m$  : nombre de plans de cisaillement.
- $\sigma_{red}$  : contrainte caractéristique servant de contrainte de vérification des boulons.

➤ **Contraintes caractéristiques des boulons  $\sigma_{red}$ :**

Classe de qualité	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	6,9	8,8	10,9
$\sigma_{red}(\text{N/mm}^2)$	240	280	300	340	350	410	410	550	670

tableaux.4.2 : Contraintes caractéristiques des boulons.

➤ **Pression diamétrale sur les pièces :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{Q_1}{d e} \leq 3 \sigma_e$$

➤ **Résistance des boulons :**

-à la traction, on vérifie :

$$1,25 \frac{N}{A_S} \leq \sigma_{red}$$

-au cisaillement, on vérifie :

$$1,54 \frac{Q_2}{m A_S} \leq \sigma_{red}$$

-A un effort incliné sur le plan du joint, admettant, par boulon, une composante normale  $N$  suivant l'axe du boulon et une composante  $Q_2$  dans le plan du joint, on vérifie simultanément :

$$1,25 \frac{N}{A_S} \leq \sigma_{red}$$

$$\text{et } \frac{\sqrt{N^2 + 2,36 \left(\frac{Q_2}{m}\right)^2}}{A_S} \leq \sigma_{red}$$

**IV.2.2.2. Selon l'eurocode3 :**

➤ **Coefficients partiels de sécurité :**

-Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{Mb} = 1,25$

-Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,50$

➤ **Assemblages sollicités au cisaillement :**

Dans ce cas, il convient de vérifier :

-d'une part, la résistance au cisaillement des boulons.

-d'autre part, la résistance à la pression diamétrale des pièces.

➤ **Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

-pour les classes de qualité 4.6, 5.6 et 8.8 :

$$F_V = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

-pour les classes de qualité 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 :

$$F_V = 0,5 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

Avec  $A_B = A$  : : aire de la section brute du boulon, si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon.

$A_S$  : Aire de la section résistante en traction du boulon, si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

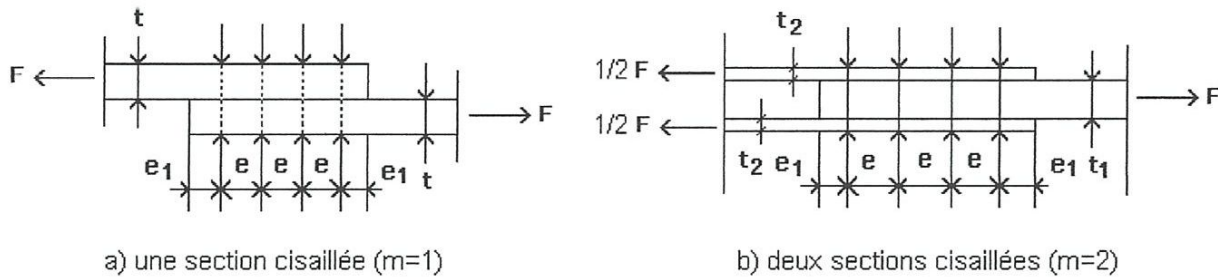


Fig.4.6 : les sections cisillées

➤ **Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Où  $\alpha$  est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\alpha = \min \left[ \frac{l_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right]$$

➤ **Assemblages sollicités à la traction :**

-la Résistances en traction des boulons vaut :

$$F_T = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

➤ **Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction :**

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement  $V$  et de traction  $T$ , doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{V}{F_V} + \frac{T}{1,4 F_T} \leq 1$$

➤ **Valeur de la section résistante  $A_s$  des boulons à la traction :**

Diamètre nominal du boulon $d$ (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	115	157	192	245	303	353	459	561

tableaux.4. 3 : Valeur de la section résistante  $A_s$  des boulons à la traction

La section résistante  $A_s$  d'un boulon est  $A_s = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$ ,  $d_s$  étant le diamètre résistant, calculé comme la moyenne arithmétique entre le diamètre en fond de filet  $d_1$  et le diamètre sur flanc  $d_2$ .

➤ **Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier :**

Valeurs de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
$f_{yb} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$	400	400	500	500	600	800	1000

tableaux.4. 4 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

#### IV.2.2.3. des exercices sur les boulons ordinaire.

##### EXERCICE .1 :

➤ **Assemblage de deux cornières sur un gousset :**

$$F_V = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

Par plan de cisaillement.

$$A_s = 157 \text{mm}^2$$

$$f_{ub} = 400 \text{MPa}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

$$m = 2$$

$$\text{Soit : } F_V = 60 \text{KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{F}{F_V} = \frac{250}{60} = 4.2$$

$$n = 5$$

- **Pression diamétrale :**

$$F_B = 2,5 f_u \cdot \frac{dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_B = 78 \text{KN}$$

$$F_1 = \frac{F}{5} = 50 \text{KN} < F_B$$

**Vérifié :**

- **Résistance des cornières :**

$$A_B = 6,91 \text{cm}^2$$

$$A_N = 5,83 \text{cm}^2$$

Contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{1250}{5,83} = 214 \text{MPa} < \sigma_e$$

**EXERCICE 2 :**

- **Assemblage d'une cornière en console sur un poteau :**

Poteau IPE 330, cornière L 120.12.120.12, Effort pondéré  $F = 9 \text{KN}$ , Acier S.235

Nombre de boulons  $n=3$

Calculer le diamètre des boulons.

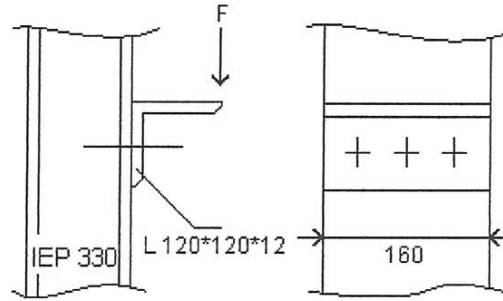


Fig.4.8 : Assemblage d'une cornière en console sur un poteau.

Efforts :  $V = F = 9\text{KN}$ . Moment par rapport à 0 :  $M = F \cdot 120 = N \cdot 70$  d'où  $N = 15.4\text{KN}$

- **Vérification de la cornière en console :**

$$M_f = F \cdot d = 9.95 = 855 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_f = \frac{M \cdot v}{I} = \frac{855.6 \cdot 10^3}{12^2 \cdot 160} = 222 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

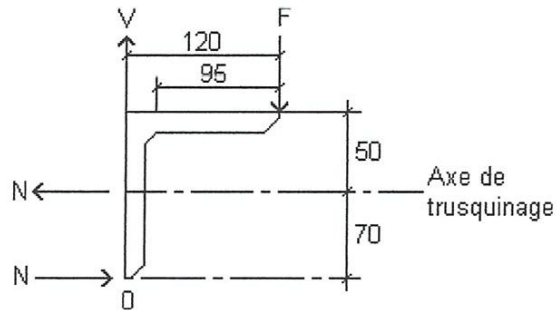


Fig.4.9 : Vérification de la cornière en console.

- **Détermination des boulons :**

Il faut vérifier simultanément les boulons à la traction (1) et au cisaillement+traction (2).

**SELON LA NORME NF P 22 430**

$$(1) \quad 1.25 \frac{N}{A_s} \leq \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{\text{red}}$$

$$(2) \quad \frac{\sqrt{N^2 + 2.36 \left(\frac{Q_2}{m}\right)^2}}{A_s} \leq \sigma_{\text{red}}$$

$$m = 1$$

$$N = \frac{15,4}{3} = 5,13 \text{KN}$$

$$Q2 = \frac{V}{3} = 3 \text{KN}$$

$$(1) A_s \cdot \sigma_{\text{red}} \geq 6,4 \text{KN}$$

$$(2) A_s \cdot \sigma_{\text{red}} \geq 6,9 \text{KN}$$

Adoptons, par exemple, des boulons de classe 4.6

$$\sigma_{\text{red}} = 240 \text{MPa}$$

$$A_s \geq 0,29 \text{ cm}^2$$

Soit des boulons de  $\varnothing 8 \text{ mm}$ .

**SELON L'EUROCODE3**

$$(1) N \leq F_T = 0,9 f_{\text{ub}} \frac{A_s}{\gamma_{\text{Mb}}}$$

$$(2) \frac{V}{F_V} + \frac{N}{1,4 \cdot F_T} \leq 1$$

$$N = 15,4 \text{KN}$$

$$V = 9 \text{KN}$$

$$F_T = 0,9 f_{\text{ub}} \cdot \frac{A_s}{1,50}$$

$$F_V = 0,6 f_{\text{ub}} \cdot \frac{A_s}{1,25}$$

$$(1) f_{\text{ub}} \cdot A_s \geq 25,7 \text{KN}$$

$$(2) f_{\text{ub}} \cdot A_s \geq 37,0 \text{KN}$$

Adoptons, par exemple, des boulons de classe 4.6

$$f_{\text{ub}} = 400 \text{MPa}$$

$$A_s \geq 0,93 \text{cm}^2$$

Soit, pour un boulon :  $A_s \geq 0,30 \text{cm}^2$  boulon  $\varnothing 8 \text{ mm}$

#### IV.2.3. DIMENSIONNEMENT DES BOULONS PRECONTRAINTS :

##### IV.2.3.1. Selon la norme NF P 22 460 et les règles CM 66

$$Q1 \leq \mu \cdot p_V$$



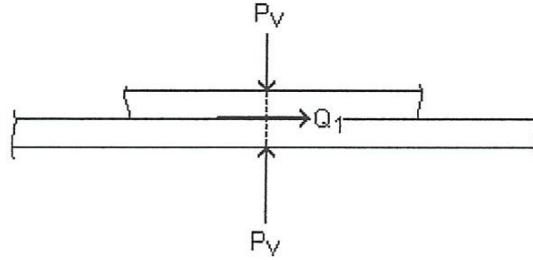


Fig.4.10 : boulons précontraints.

Les boulons HR n'étant pas conçus pour fonctionner en obstacle (au cisaillement), leurs tiges ne sont théoriquement pas en contact avec les sections droites des perçages des pièces assemblées. Les diamètres de perçage sont d'ailleurs supérieurs de 2 mm aux diamètres des boulons.

Ce pendant, dans certains cas, les tiges peuvent venir au contact des pièces, soit en raison d'un mauvais montage, soit accidentellement par glissement des pièces (coefficient de frottement  $\mu$  insuffisant ou bien effort tangent  $Q_1$  excessif).

Dans ces cas, les boulons HR vont fonctionner au cisaillement.

Ce fonctionnement obstacle, qui représente en fait une réserve de sécurité, intervient lorsque la résistance au frottement est épuisée. Elle n'est pas prise en compte dans les calculs, au niveau des boulons, mais au niveau des pièces assemblées, il est nécessaire de vérifier la pression diamétrale sur la surface de contact dans l'épaisseur des pièces.

➤ **Pression diamétrale :**

$$\text{Il faut vérifier : } \frac{Q_1}{d_e} \leq 4 \sigma_e$$

➤ **Effort de précontrainte dans les boulons :**

L'effort de serrage appliqué à un boulon HR est conduit jusqu'à ce que la contrainte limite  $\sigma_{eb}$  de la tige soit atteinte.

compte tenu des pertes de tension qui interviendront inévitablement et qui sont estimées forfaitairement à 20 % de la tension initiale, l'effort final de précontrainte  $P_V$  dans un boulon est donné par :

$$P_V = 0,8 \cdot A_S \cdot \sigma_{eb}$$

$A_S$  : étant la section résistante de la tige du boulon, en fond de filet.

➤ **Notations :**

$A$  : Aire de la section d'un profil.

$A_C$  : Aire de la section de la zone comprimée du profil.

$N$  : Effort normal pondéré appliqué à l'assemblage.

$N_1$  : Effort admissible dans l'axe d'un boulon.

$M$  : Moment fléchissant appliqué à l'assemblage.

$M_R$  : Moment résistant de l'assemblage.

$Q$  : Effort tranchant ou de glissement appliqué à l'assemblage.

$Q_1$  : Effort de glissement admissible par boulon.

$P_V$  : Effort de précontrainte d'un boulon.

$n$  : Nombre de boulon dans l'assemblage.

$\mu$  : Coefficient de frottement entre les surfaces de contact des pièces assemblées.

$\sigma_e$  : Limite élastique de l'acier des pièces

$\sigma_{eb}$  : Limite élastique de l'acier des boulons.

➤ **1<sup>er</sup> cas** : Assemblages sollicités par des efforts perpendiculaires à l'axe des boulons :

effort admissible par boulon et par plan de glissement :

$$Q_1 = \frac{Q}{N} \leq 1,1 \cdot P_V \cdot \mu$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas** : Assemblages sollicités en traction dans l'axe des boulons :

-effort admissible par boulon :

$$N_1 = \frac{N}{n} \leq P_V$$

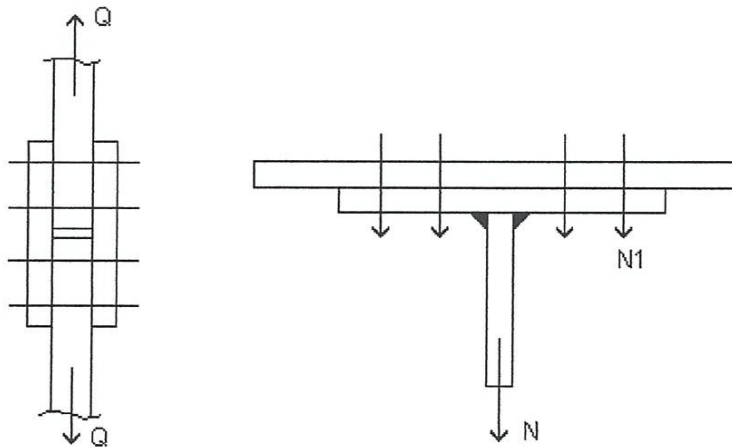


Fig.4.11 : Assemblages en traction.

- 3<sup>eme</sup> cas : Assemblages sollicités à la fois perpendiculairement et parallèlement à l'axe des boulons :

Effort tranchant admissible par boulon et par plan de glissement :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1(P_V - N_1)\mu$$

Effort admissible dans l'axe d'un boulon :

$$N_1 = \frac{N}{n} \leq P_V$$

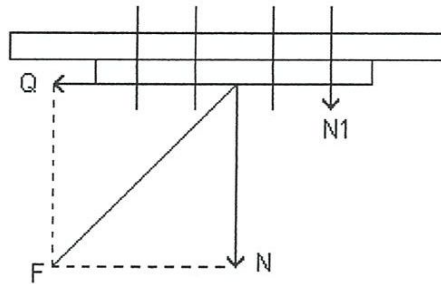


Fig.4.12: effort incliné à l'axe des boulons

#### IV.2.3.2. SELON L'EUROCODE3 :

Si  $F_b$  est l'effort de précontrainte axiale dans un boulon et  $F_s$  l'effort de cisaillement transmis par l'assemblage et sollicitant le dit boulon, il faut vérifier que l'interface des pièces en contact puisse transmettre l'effort tangent, sans glissement, soit :

$$F_s \leq \mu \cdot F_b$$

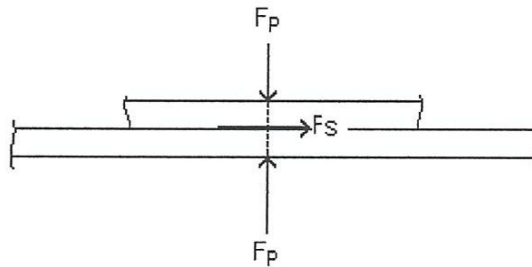


Fig.4.13: l'effort de précontrainte et l'effort de cisaillement.

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Une préparation des surfaces est nécessaire, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine, de graisse, etc.

$\mu = 0.50$  pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0.30$  pour les surface de la classe C

$\mu = 0.40$  pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0.20$  pour les surface de la classe D

• **CLASSE A :**

-surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion.

-surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium.

-surface décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garanti d'assurer un coefficient de glissement qui ne soit pas inférieur à 0.5.

• **CLASSE B :**

-pas de recommandation

• **CLASSE C :**

-surface nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaque de rouille non adhérentes.

• **CLASSE D :**

Surface non traitées.

▪ **Caractéristiques mécaniques des boulons :**

-il existe deux classes de boulons HR, définies en fonction de leur contrainte limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de leur contrainte de rupture  $f_{ub}$ .

\*les boulons HR 1 ou HR 10.9

\*les boulons HR 2 ou HR 8.8.

-le premier chiffre correspond à  $f_{ub}/100$

- Le second chiffre correspond à  $10 f_{yb}/f_{ub}$ .

Soit :

Repère	Appellation	$f_{ub}$ (MPa)	$f_{yb}$ (MPa)	$\Delta L/L(\%)$
HR 1	HR 10,9	1000	900	$\geq 8$
HR 2	HR 8,8	800	640	$\geq 12$

tableaux.4. 5 : Caractéristiques mécaniques des boulons.

▪ **Assemblages résistant au glissement :**

• **Résistante au glissement :**

-la résistance au glissement  $F_S$  d'un boulon HR précontraint vaut :

$$F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot F_P / \gamma_{MS}$$

Avec :

$F_P$  est la force de précontrainte, telle définie au paragraphe suivant ;

$\mu$  est le coefficient de frottement des pièces.

$m$  est le nombre d'interfaces de frottement.

$K_S$  est un coefficient fonction de la dimension des trous de perçage et vaut :

\*  $K_S = 1,0$  pour les trous à tolérances, à savoir :

1 mm pour les boulons  $\varnothing 12$  et  $\varnothing 14$ .

2 mm pour les boulons  $\varnothing 16$  à  $\varnothing 24$ .

3 mm pour les boulons  $\varnothing 27$  et plus.

\*  $K_S = 0,85$  Pour les trous circulaires surdimensionnés et pour les trous oblongs courts.

\*  $K_S = 0,7$  pour les trous oblongs longs.

$\gamma_{MS}$  Est le coefficient partiel de sécurité qui vaut :

à L'E. L. U. :  $\gamma_{MS} = 1,25$  . Pour les trous à tolérances normales, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est perpendiculaire à l'axe de l'effort.

$\gamma_{MS} = 1,40$  Pour les trous surdimensionnés, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est parallèle à l'axe de l'effort.

à L'E. L. S. :  $\gamma_{MS} = 1,10$  . Pour les trous à tolérances normales, ainsi que pour les trous oblongs dont le grand axe est perpendiculaire à l'axe de l'effort.

• **précontrainte :**

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

▪ **Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction :**

-Si un assemblage résistant au glissement est soumis à un effort de traction  $F_T$  concomitant avec un effort de cisaillement  $F_V$ , qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon la formule ci-après :

$$F_V \leq F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot (F_p - 0,8 \cdot F_T) / \gamma_{MS}$$

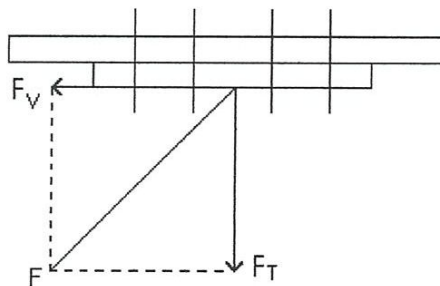


Fig.4.14: Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction.

- **Assemblages par platines sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant :**

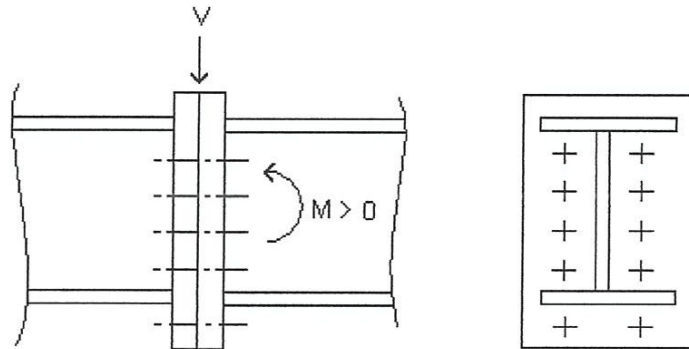


Fig.4.15: Assemblages par un moment fléchissant et un effort tranchant.

- **Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant V :**

-Il faut vérifier que l'effort de cisaillement  $V_1$  par boulon soit tel que :

$$V_1 = \frac{V}{n} \leq F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_P}{\gamma_{MS}}$$

- **Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :**

-le moment résistant  $M_R$  de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée).

$$M_R = N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + \dots = \sum N_i \cdot d_i$$

Effort  $N_i$  dans les boulons :

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_R = N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + N_3 \cdot d_3 + \dots = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots)$$

$$= \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots)$$

$$\text{D'où : } N_1 \cdot \frac{M_R \cdot d_1}{\sum d_i^2}, \text{ soit } N_i = \frac{M_R \cdot d_i}{\sum d_i^2} \leq n \cdot F_P$$

Avec  $n$  = nombre de boulons par rangée.

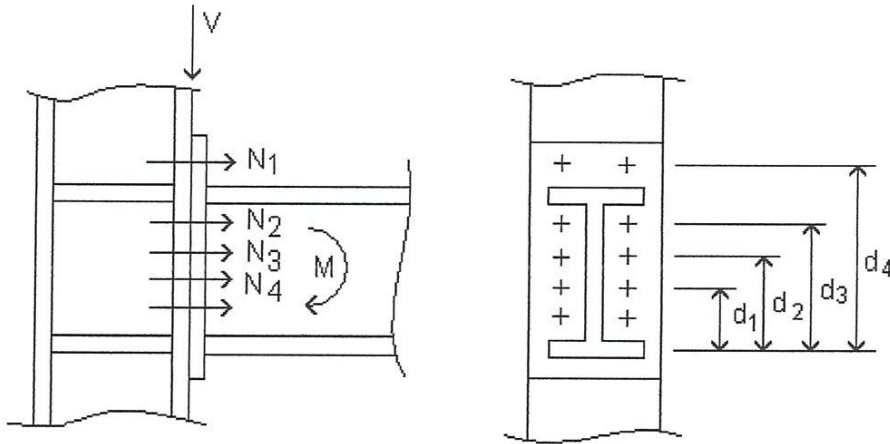


Fig.4.16: Résistance de l'assemblage au moment fléchissant

Il convient parallèlement de vérifier la résistance de l'âme du poteau :

\*dans la zone tendue.

\*dans la zone comprimée.

\*dans la zone cisailée (C<sub>f</sub>. procédure J. 3.2, annexe j à l'eurocode3)

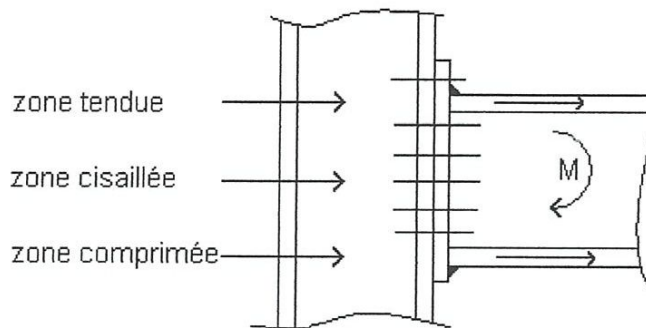


Fig.4.17: la résistance de l'âme du poteau .

#### IV.2.3.3. Des exercices sur les boulons précontraints.

**Exercice 1 :**

- **Attache d'une cornière sur un gousset :**

Cornière L70.70.7

Épaisseur gousset = 8 mm

Acier S. 235

$\mu = 0,30$

$N$  pondéré = 190 KN

Boulons HR 8.8.

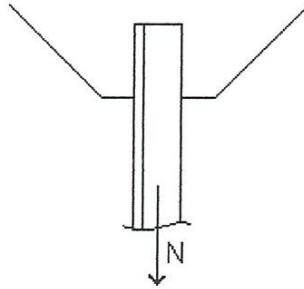


Fig.4.18: Attache d'une cornière sur un gousset.

Calculer le nombre et le diamètre des boulons.

■ **Problème :**

Nombre et diamètre des boulons :

\*section brute cornière :  $A = 940 \text{ mm}^2$

\*section nette minimale :

$$A_N = \frac{N}{f_y} = \frac{190 \cdot 10^3}{235} = 809 \text{ mm}^2$$

\*section de perçage :  $\Omega = A - A_N = 131 \text{ mm}^2$

\*Diamètre maximal de perçage :

$$d_0 = \frac{\Omega}{t} = \frac{131}{7} = 18,7 \text{ mm}$$

Soit  $d_0 = 18 \text{ mm}$ , ce qui correspond, avec un jeu de 2mm, à des boulons de diamètre  $d = 16 \text{ mm}$ .

**SELON LA NORME NF P 22 460**

● **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$Q_1 = 1,1 P_V \cdot \mu$$

avec  $P_V = 0,8 \cdot A_S \cdot \sigma_{eb}$

$$P_V = 80 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 26,4 \text{ KN}$$

● **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{Q}{Q_1} = 8$$

● **Vérification de la pression diamétrale :**

$$\frac{Q}{d \cdot e} = 280 \text{ MPa} < 4 \sigma_e$$

**SELON L'EUROCODE3**

● **Résistance au glissement d'un boulon :**



$$F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_P}{\gamma_{MS}}$$

$$F_S = 21 \text{ KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{N}{F_S} = \frac{190}{21} = 9$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_B = 2,5 \alpha \cdot f_u \cdot \frac{dt}{\gamma_{MS}} = 179 \text{ KN}$$

$$F_S = 21 \text{ KN} < F_B = 179 \text{ KN}$$

### EXERCICE 2 :

- **Attaches de deux cornières sur un gousset :**

Cornières L70.70.7

Épaisseur gousset = 8mm

Acier S.235

$$\mu = 0,45$$

$$m = 2$$

Boulons HR 10.9,  $\phi$  16.

Déterminer le nombre de boulons nécessaires.

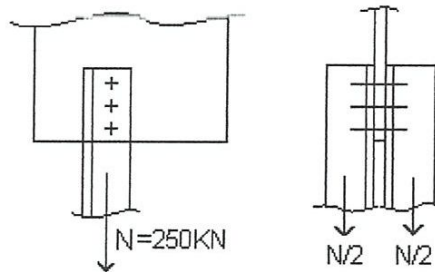


Fig.4.19: Attaches de deux cornières sur un gousset.

### SELON LA NORME NF P 22 460

- **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$Q_1 = 1,1 P_V \cdot \mu \cdot m$$

Avec  $P_V = 0,8 \cdot A_S \cdot \sigma_{eb}$

$$P_V = 0,8 \cdot 157,90 = 113 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1,1 \times 113 \times 0,45 \times 2 = 112 \text{ KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{Q}{Q_1} = \frac{250}{112} = 2,2$$

$$n = 3$$

- **Pression diamétrale :**

$$\frac{Q_1}{d_e} \leq 4 \sigma_e$$

$$\frac{250 \cdot 10^3}{18.7.3} = 661 \text{ MPa} < 940 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la résistance des cornières :**

-Section brute :

$$A_B = 940 \text{ mm}^2$$

-Section nette :

$$A_N = 940 - 18.7 = 814 \text{ mm}^2$$

-Contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_N} = \frac{125 \cdot 10^3}{814}$$

$$= 153 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

**SELON L'EUROCODE3**

- **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_P}{\gamma_{MS}}$$

$$\text{AVEC } F_P = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S$$

$$F_P = 110 \text{ KN}$$

$$F_S = 79 \text{ KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{N}{F_S} = \frac{250}{79} = 3.2$$

$$n = 4$$

- **Pression diamétrale :**

$$F_B = 2,5 \alpha \cdot f_u \cdot \frac{d_t}{\gamma_{MS}}$$

$$F_B = 2,5 \cdot 36 \cdot 18 \cdot \frac{7}{1.25} = 91 \text{ KN}$$

$$F_S = 79 \text{ KN} < F_B$$

- **Vérification de la résistance des cornières :**

-Section brute :

$$A_B = 940 \text{ mm}^2$$

-Section nette :

$$A_N = 940 - 18.7 = 814 \text{ mm}^2$$

-Contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_N} = \frac{125.10^3}{814} = 153 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

### EXERCICE 3 :

Soit un T fixé par quatre boulons HR 10.9 de diamètre 20mm.

Déterminer la charge maximale pondérée que peut supporter cet assemblage.

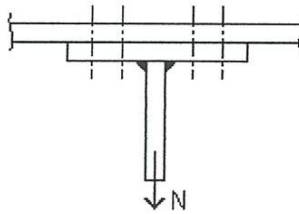


Fig.4.20 : T fixé par quatre boulons.

#### SELON LA NORME NF P 22 460

- Effort admissible en traction pour 1 boulon :

$$N_1 = P_V = 0,8. A_S. \sigma_{eb} \\ = 0,8.2,45.90 = 176 \text{ KN}$$

- Charge maximale admissible par l'assemblage :

$$N = n. N_1 = 704 \text{ KN}$$

#### SELON L'EUROCODE3

- Effort admissible en traction pour 1 boulon :

$$F_P = 0,7. f_{ub}. A_S \\ = 0,7. 100. 2,45 = 172 \text{ KN}$$

- Charge maximale admissible par l'assemblage :

$$N = n F_P = 688 \text{ KN}$$

### EXERCICE 4 :

- Vérification d'un assemblage sollicité selon deux directions :

12 boulons HR 8.8.

Diamètre  $\varnothing 20$ .

$\alpha = 60^\circ$

$m = 0,50$

-Déterminer la charge maximale pondérée que peut supporter cet assemblage.

$$F_T = F \sin \alpha = \frac{F\sqrt{3}}{2}, \quad F_V = F \cos \alpha = \frac{F}{2}$$

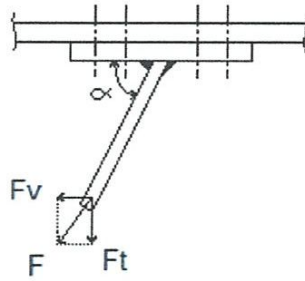


Fig.4.21 : assemblage sollicité selon deux directions.

**SELON LA NORME NF 22 460**

$$N_1 = \frac{N}{n} = \frac{F\sqrt{3}}{2n}$$

$$Q_1 = \frac{Q}{n} = 1,1(P_V - N_1)\mu = \frac{F}{2n}$$

$$\text{Soit : } \frac{F}{2n} = 1,1 \left( 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb} - \frac{F\sqrt{3}}{2n} \right) \mu$$

$$F = 849 \text{ KN}$$

**EXERCICE 5 :**■ **Calcul d'éclissages :**

-Pour assurer la continuité de deux poutres IPE 600, on réalise un éclissage au moyen de couvre-joints :

\*un couvre-joint sur chaque membrure, d'épaisseur 20 mm, assemblés par n boulons HR 10.9 de diamètre 20mm.

\*deux couvre-joint de chaque côté de l'âme, d'épaisseur 10mm, assemblés par huit boulons HR 10,9 de diamètre d.

-Calculer n et d, sachant que les sollicitations à transmettre sont :

Moment de flexion :  $M = 300 \text{ KNm}$  - Effort de traction :  $N = 100 \text{ KN}$  - Effort tranchant :  $V = 60 \text{ KN}$ .

Acier S.235 et  $\mu = 0,30$ .

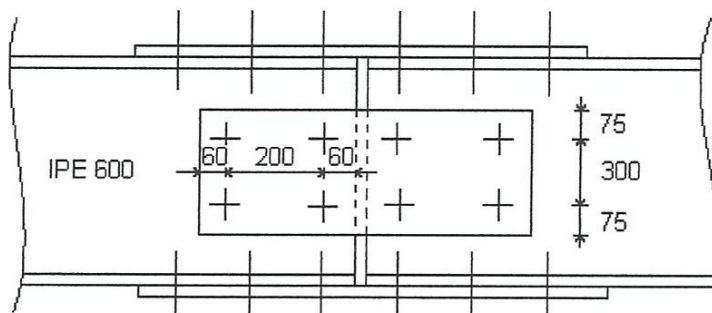


Fig.4.22 : couvre-joints.

**1-couvre-joints de membrures**

\*Effort normal dans une membrure dû à M :

$$N_M = \frac{M}{h - t_f} = \frac{300 \cdot 10^3}{600 - 19} = 516 \text{ KN}$$

\*Effort normal dans une membrure dû à N :

$$N_N = N \frac{b \cdot t_f}{A} = 100 \frac{200 \cdot 19}{15600} = 27 \text{ KN.}$$

\*Effort normal total

$$N_{M+N} = \pm 516 + 27$$

$$= +543 \text{ KN « traction » et } = -489 \text{ KN « compression »}$$

**SELON LA NORME NF P 22 460**

- **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$P_V = 0,8 \cdot A_S \cdot \sigma_{eb} = 0,8 \cdot 2,45 \cdot 90$$

$$= 176,4 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1,1 P_V \cdot \mu \cdot m$$

$$= 1,1 \cdot 176,4 \cdot 0,30 = 58,2 \text{ KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{Q}{Q_1} = \frac{543}{58,2} = 9,3$$

$$n = 10$$

Soit 2 rangées de 5 boulons par demi-couvre-joint.

- **Pression diamétrale sur membrure IPE :**

$$\frac{Q_1}{d \cdot e} \leq 4 \sigma_e$$

$$\frac{543 \cdot 10^3}{10 \cdot 22 \cdot 19} = 130 \text{ MPa} \leq 940 \text{ MPa}$$

- **Vérification résistance section membrure :**

$$A_B = b \cdot t_f = 41,8 \text{ cm}^2$$

$$A_N = (b - 2d) t_f = 33,4 \text{ cm}^2$$

-contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_N} = \frac{543}{33,4} = 163 \text{ MPa} < \sigma_e$$

### SELON L'EUROCODE3

- **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$F_P = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S = 0,7 \cdot 100 \cdot 2,45 = 172 \text{ KN}$$

$$F_S = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_P}{\gamma_{MS}} = 0,3 \cdot \frac{172}{1,25} = 41 \text{ KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{N}{F_S} = \frac{543}{41} = 13,2$$

$$n = 14$$

Soit 2 rangées de 7 boulons par demi couvre joint.

- **Pression diamétrale sur membrure IPE :**

$$F_B = 2,5 \alpha \cdot f_u \cdot \frac{dt}{\gamma_{MS}}$$

$$F_B = 2,5 \cdot 360 \cdot 22 \cdot 19 \cdot \frac{10^{-3}}{1,25} = 300 \text{ KN.}$$

$$F_S = 41 \text{ KN} \leq F_B$$

- **Vérification résistance section membrure :**

$$A_B = b \cdot t_f = 41,8 \text{ cm}^2$$

$$A_N = (b - 2d)t_f = 33,4 \text{ cm}^2$$

-contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_N} = \frac{543}{33,4} = 163 \text{ MPa} < \sigma_e$$

- 1) **Couvre-joints d'âme :**

- Ils assurent la transmission de l'effort tranchant  $V$  et de la quote-part de l'effort normal passant dans l'âme.

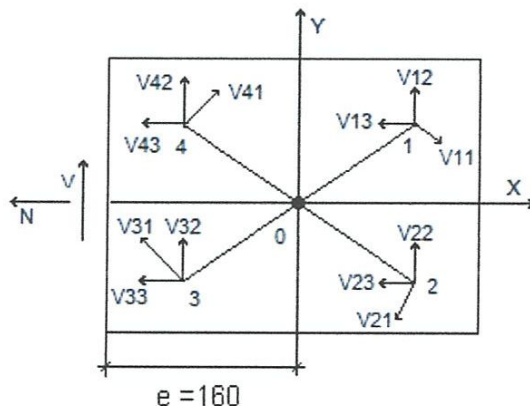


Fig.4.23 : Couvre-joints d'âme.

- Sollicitation ramenées au centre de rotation O du demi-couvre-joint :

$$V_0 = V = 60 \text{ KN}$$

$$N_0 = N \frac{h.t_w}{A} = 46 \text{ KN}$$

$$M_0 = Ve = 9600 \text{ KN mm}$$

- Coordonnées des quatre boulons par rapport à O :

$$X_i = 100 \text{ mm}$$

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

$$X_i^2 + Y_i^2 = 32500 \text{ mm}^2$$

$$\sum_{i=1}^4 (x_i^2 + y_i^2) = 130000 \text{ mm}^2$$

- Effort sur chaque boulon

$$V_{i1} = \frac{M_0 \sqrt{X_i^2 + Y_i^2}}{\sum (X_i^2 + Y_i^2)} = \frac{9600 \cdot \sqrt{32500}}{130000} = 13,3 \text{ KN.}$$

$$V_{i2} = \frac{V_0}{n} = \frac{60}{4} = 15 \text{ KN.}$$

$$V_{i3} = \frac{N_0}{n} = \frac{46}{4} = 11,5 \text{ KN.}$$

- C'est le boulon 3 le plus sollicité.

- Composantes horizontales de  $\vec{V}_{3i}$  :

$$V_{3x} = V_{33} + V_{31} \cos \theta = V_{33} + V_{31} \frac{y_3}{\sqrt{x_3^2 + y_3^2}}$$

$$V_{3x} = 11,5 + 13,3 \frac{150}{\sqrt{32500}} = 11 \text{ KN}$$

- Résultante :

$$V_3 = \sqrt{V_{3x}^2 + V_{3y}^2} = 25 \text{ KN.}$$

SELON LA NORME NF P 22 46

- Diamètre des boulons :

$$P_V = 0,8 \cdot A_S \cdot \sigma_{eb}$$

- Composantes verticales de  $\vec{V}_{3i}$

$$V_{3y} = V_{32} + V_{31} \sin \theta = V_{32} + V_{31} \frac{X_3}{\sqrt{X_3^2 + Y_3^2}}$$

$$V_{3y} = 15 + 13,3 \frac{100}{\sqrt{32500}} = 22,4 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1,1 P_V \cdot \mu \cdot m \geq V_3$$

$$\text{Soit : } A_s \geq \frac{V_3}{0,88 \cdot \sigma_{eb} \cdot \mu \cdot m}$$

$$A_s \geq 53 \text{ mm}^2$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

- *Pression diamétrale :*

$$\frac{Q_1}{d \cdot e} \leq 4 \sigma_e$$

$$179 \text{ MPa} \leq 940 \text{ MPa}$$

### SELON L'EUROCODE3

- **Diamètre des boulons :**

$$F_P = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S$$

$$F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot F_P / \gamma_{MS}$$

$$\text{Soit : } A_S \geq \frac{V_3 \cdot \gamma_{MS}}{0,7 \cdot K_S \cdot m \cdot \mu \cdot f_{ub}}$$

$$A_S \geq 74 \text{ mm}^2$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

- **Pression diamétrale :**

$$F_B = 2,5 \alpha \cdot f_u \cdot \frac{dt}{\gamma_{MS}} = 101 \text{ KN}$$

$$F_S = 28 \text{ KN} < F_B$$

	<i>Boulons ordinaires non précontraints</i>		<i>Boulons HR précontraints</i>	
	<i>Norme NF P 22 430</i>	<i>Eurocode 3</i>	<i>Norme NF P 22 460</i>	<i>Eurocode 3</i>
<i>En traction</i>	$N = \frac{\sigma_{red} \cdot A_S}{1,25}$ $N = 59 \text{ KN}$	$F_T = 0,9 f_{ub} \cdot A_S / 1,50$ $F_T = 73 \text{ KN}$	$P_V = 0,8 \cdot A_S \cdot \sigma_{eb}$ $P_V = 175 \text{ KN}$	$F_P = 0,7 f_{ub} \cdot A_S$ $F_P = 172 \text{ KN}$
	<i>Eurocode 3 plus favorable de 25%</i>		<i>Règlements équivalents</i>	
<i>Au cisaillement</i>	$Q = \frac{\sigma_{red} \cdot A_S}{1,54}$ $Q = 48 \text{ KN}$	$F_V = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_S / 1,25$ $F_V = 59 \text{ KN}$	$Q = 1,1 \cdot P_V \cdot \mu$ $Q = 58 \text{ KN}$	$F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot F_P / 1,25$ $F_S = 42 \text{ KN}$
	<i>Eurocode 3 plus favorable de 20%</i>		<i>Eurocode 3 moins favorable de 30%</i>	

tableaux 4.6 : tableaux de comparatif entre les codes de calcul



---

chapitre  
.5.

**calcul pratique  
d'un cas réelle  
selon CM 66**

**V.1: ATTACHE DES CONTREVENTEMENTS:**

**V.1.1: Poutre au vent:**

L'assemblage des diagonales de poutre au vent est soumis au cisaillement.

Soit  $N_t$  l'effort de cisaillement exercé sur chaque section cisillée des boulons

$$N_t = 4397.39 \text{ Kg}$$

Si aucune précaution spéciale n'est exigée pour l'exécution ; on doit vérifier que :

$$1.54 \frac{N_t}{A_s} \leq \sigma_{er}$$

On choisit des boulons ordinaires de classe (6-6)

$$A_s \geq \frac{1.54 N_t}{\sigma_{er}} = \frac{1,54 \times 4397,39}{3500} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit deux boulons ordinaires de diamètre -14 mm

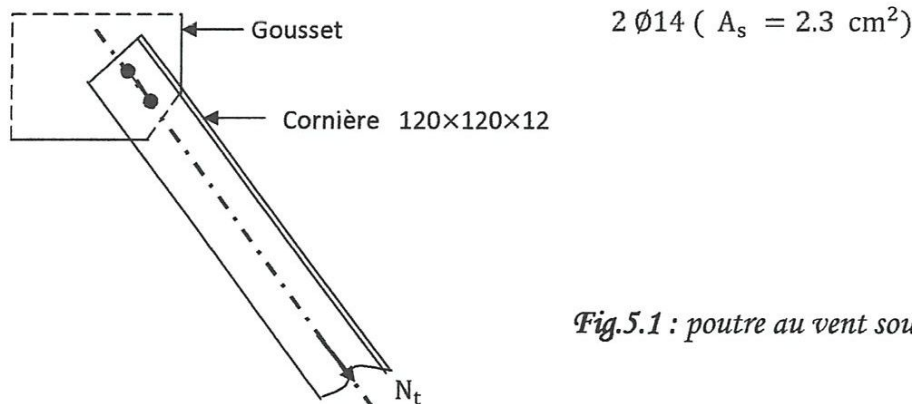


Fig.5.1 : poutre au vent soumis au cisaillement.

**V.1.2: Stabilités verticales:**

Les cornières sont boulonnées sur un gousset qui soudé sur l'âme du poteau.

Les boulons sont sollicités au cisaillement ; alors

On vérifier que

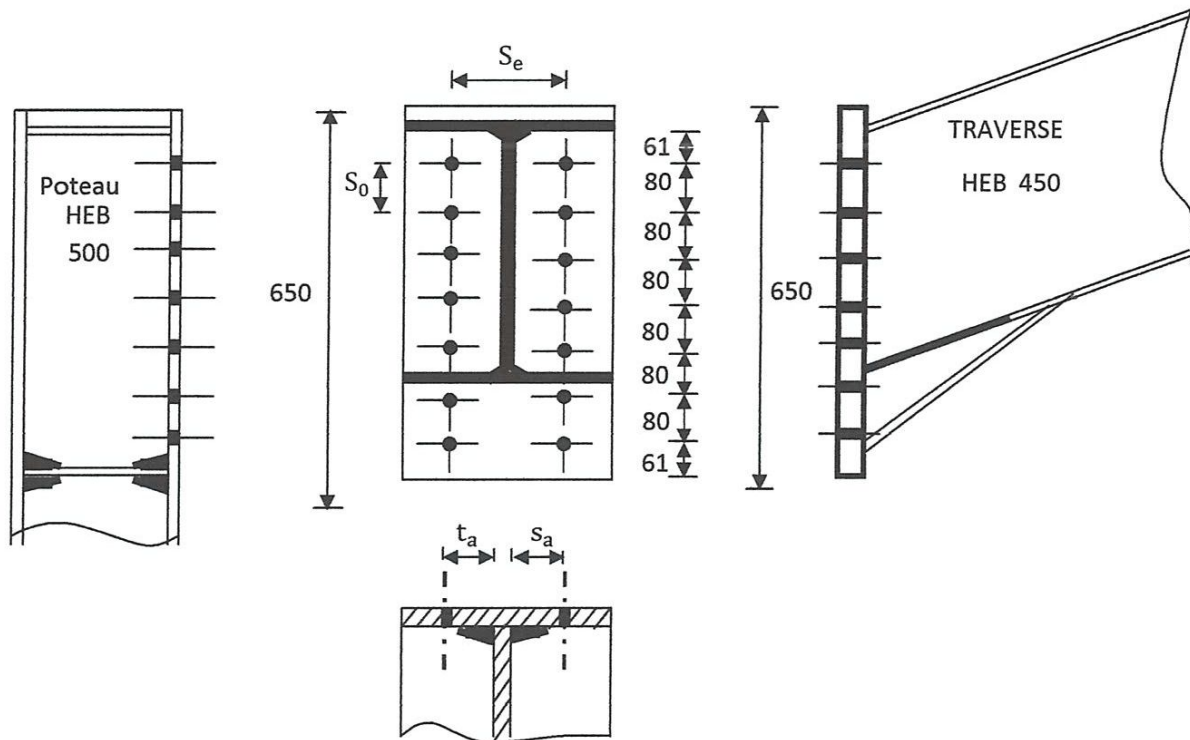


Fig.5.3 : assemblage Poteau traverse

Des essais systématiques ont montrés que les boulons les plus sollicités sont toujours des boulons d'angle intérieur du coté tendu aurant à résister a un moment ( $\propto M$ )

Donc la force de traction  $F$  dans chacun de ces boulons est donnée par la formule suivante

$$F = \frac{\alpha M}{1.8(h - 2e_s)} \quad \text{ou} \quad \alpha = \frac{38 + n}{20 + 10n} \quad n = \text{le } n_{br}^{\text{de}} \text{ de boulons par file}$$

Cette formule nous permet de définir le diamètre et la qualité des boulons on choisit 7 boulons par file  $\rightarrow \alpha = 0,5$

Le moment  $M$  sollicitant l'assemblage est  $M = 27966,58 \text{ Kg}$

$$F = \frac{0,5 \times 27966,58}{1,8(0,65 - 2 \times 0,028)} = 13191.78 \text{ Kg}$$

On choisit des boulons HR<sub>10-9</sub>  $\varnothing 20$

Le moment résistant  $M_r$  est très supérieur au moment appliqué

**Remarque :** compte tenu du mode de détermination des résistances locales de la platine ; le moment ainsi calculée ne représente pas le moment résistant maximal de l'assemblage ; mais un moment limité à l'apparition des grandes déformations.

### V.2.5.2: Vérification de l'effort normal

L'effort normal max sollicitant l'assemblage est  $N_{\max} = 4894,24 \text{ Kg}$

Si  $N \leq 0,05 A \sigma_e$  alors l'effort (N) est négligé dans la vérification de l'assemblage.

$A = 238,6 \text{ cm}^2$  (section du profilé).

$$N = 4894,24 \leq 0,05 \times 238,6 \times 2400$$

$$4894,24 \text{ Kg} < 28632 \text{ Kg}$$

-la vérification n'est pas nécessaire -

### V.2.5.3: Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant sollicitant l'assemblage est  $T_{\max} = 12990,99 \text{ Kg}$

On doit vérifier que

$$T_i = \frac{T_{\max}}{n} \leq T_a = 1,1(N_0 - N_i)\phi$$

$n$  = le nombre des boulons

$n_i$  = l'effort de traction sur les boulons

$\phi$  = coefficient de frottement ; il est prise ou égale à 0,3 par un mode de préparation par simple brossage.

$$N_i = \frac{N}{n} = \frac{4894,24}{14} = 349,58 \text{ Kg}$$

$$T_i = \frac{T}{n} = \frac{12990,99}{14} = 927,92 \text{ Kg}$$

$$T_{adm} = 1,1 (p_v - N_i) \varnothing = 1,1(17640 - 349,58) \times 0,3 = 5705,83 \text{ Kg}$$

$$T_i = 927,92 \text{ Kg} < T_{adm} = 5705,83 \text{ Kg} \quad \text{-vérifier-}$$

V.2.5.4: *Couple de serrage* : Il est nécessaire de connaître le couple de serrage des boulons ; afin de permettre une répartition uniforme de l'effort au droit de chaque boulon.

Le couple de serrage est donné par la formule suivante :

$$M_s = 0,18N_0d \quad (p_v = 0,8 \sigma_e A_s = 17640 \text{ Kg/m} )$$

d = diamètre du boulon (Ø20)

$$M_s = 0,18 \times 17640 \times 0,02 = 63,50 \text{ Kg.m}$$

$$M_s = 63,50 \text{ Kg.m}$$

7 boulons HR<sub>10-9</sub> Ø 20

Par file couple de serrage M<sub>s</sub> = 63,50 Kg.m

V.3 : ASSEMBLAGE TRAVERSE - TRAVERSE

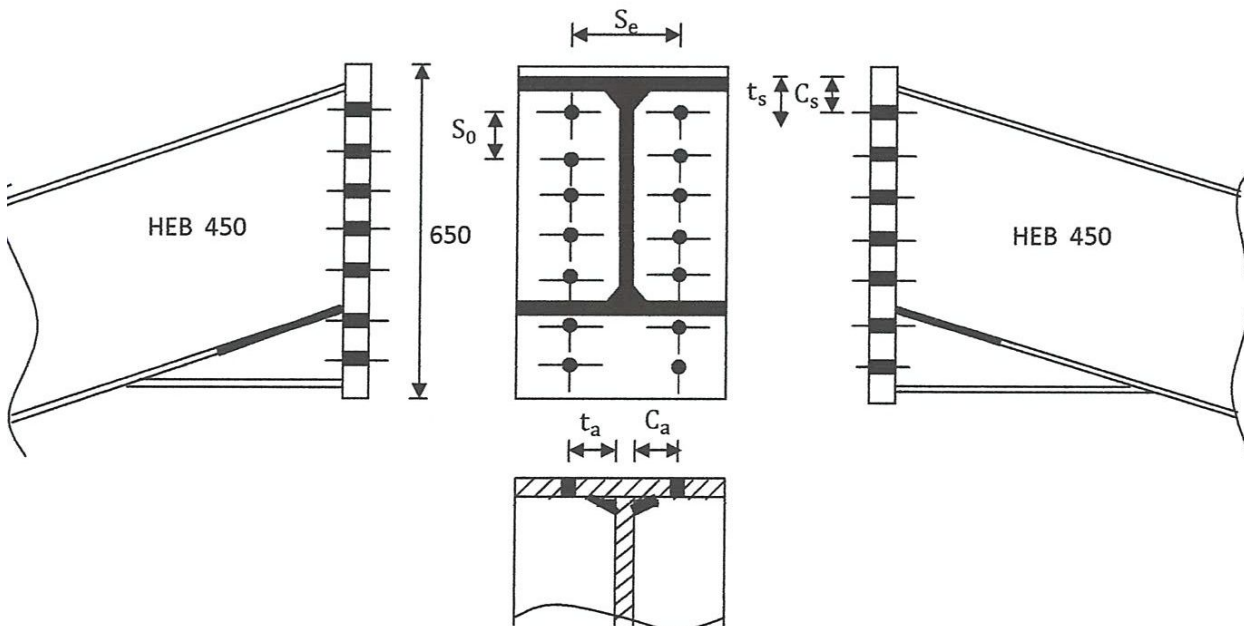


Fig.5.5 : assemblages traverse – traverse

**V.3.1: Pré dimensionnement**

La méthode de calcul reste toujours ; on choisit priori le nombre des boulons  $n$  et on

Vérifier la résistance de l'assemblage.

Les assemblages est sollicité par :

$$M=28292,18 \text{ Kg.m}$$

$$N=3931,005 \text{ Kg}$$

$$T =8190,96 \text{ Kg}$$

On choisit 7 boulons par profile ( $n=7$ ).

Le coefficient de répartition

$$\alpha = \frac{38 + n}{20 + 10n} = 0,5$$

La force de traction dans le boulon le plus sollicité est :

$$F = \frac{\alpha \cdot M}{1,8(h - 2e_s)} = \frac{0,5 \times 28292,18}{1,8(0,65 - 2 \times 0,026)} = 13142,03 \text{ Kg}$$

On choisit des boulons HR 10.9,  $\varnothing 18$  ( $A_s = 192\text{mm}^2$ )

L'effort de précontraint  $p_v = 0,8 \cdot \sigma_e \cdot A_s = 0,8 \times 90 \times 192 = 13824 \text{ Kg}$

$$p_v = 13824 \text{ Kg} > 13142,03 \text{ Kg}$$

*-le choix est bon-*

**V.3.2: Etude de l'attache:** on prend une soudure d'épaisseur  $a=8\text{mm}$ .

$$S_a = 80\text{mm} \quad t_a = 63,25\text{mm} \quad t_s = 76\text{mm}$$

$$S_e = 140\text{mm} \quad C_a = 52,25\text{mm} \quad C_s = 65\text{mm}$$

L'épaisseur de la platine est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{F}{375 \left( \frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right)} = \frac{13142,03}{375 \left( \frac{63,25}{52,25} + \frac{76}{2 \times 65} \right)} = 19,52 \text{ mm}$$

On choisit une platine d'épaisseur  $e = 20 \text{ mm}$

### V.3.3: Vérifications

#### V.3.3.1: Résistance locale de la platine au droit :

-des boulons d'angle :

$$F = 375 e \left( \frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right) = 375 \times 20 \left( \frac{63,25}{52,25} + \frac{76}{2 \times 65} \right) = 13463,56 \text{ Kg}$$

$$F = 13428,94 \text{ Kg} < p_v = 13824 \text{ Kg}$$

La résistance sera limitée à 13428,94 Kg pour les boulons d'angle.

Des boulons centraux:

$$F = 375 e \frac{t_a}{c_a} \cdot \frac{s_a}{s_a + t_a} = 375 \times 20 \frac{63,25}{52,25} \cdot \frac{80}{80 + 63,25} = 5070,26 \text{ Kg}$$

#### V.3.3.2: Traction admissible apportée par l'âme

$$F_{ad} = 0,5 \sigma_e \times e_a \times \delta_a = 0,5 \times 24 \times 14 \times 80 = 13440 \text{ Kg}$$

La résistance sera limitée à 5070,26 Kg pour les boulons centraux.

#### V.3.3.3: Position de la fibre neutre

La partie comprimé de l'assemblage est donnée par :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 26 \sqrt{\frac{300}{14}} = 120,33 \text{ mm}$$

L'effort de traction  $N_i$  dans le boulon doit être inférieur à l'effort de précontraint du boulon  $p_v$

$$N_i = 280,78 \text{ Kg} < p_v = 0,8 \sigma_e A_s = 13824 \text{ Kg}$$

### V.3.3.6: Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que  $T_i \leq T_{adm} = 1,1(p_v - N_i)\phi$

$$T_i = \frac{T_{max}}{n} = \frac{8190,96}{14} = 585,06 \text{ Kg}$$

$$T_{adm} = 1,1(13824 - 280,78) \times 0,3 = 4469,26 \text{ Kg}$$

$$T_i = 585,06 \text{ Kg} < T_{ad} = 4469,26 \text{ Kg}$$

### V.3.3.7: Couple de serrage :

Le couple de serrage est

$$M_S = 0,18N_{ad} = 0,18 \times 13824 \times 0,018 = 44,78 \text{ Kg.m}$$

$$M_S = 44,78 \text{ Kg.m}$$

**7 boulons HR 10\_9 Ø18**

**Par file  $M_S = 44,78 \text{ Kg.m}$**

### V.4: Assemblage console-poteau

Le dimensionnement de la console est déjà fait. (HEA 200)

L'assemblage console-poteau est sollicité par :

$$T = 11212,41 \text{ Kg}$$



$M=5611,49 \text{ Kg.m}$  (voir le calcul de consol).

$F_{\text{tot}} = 11212,41\text{Kg}$

$N=0$

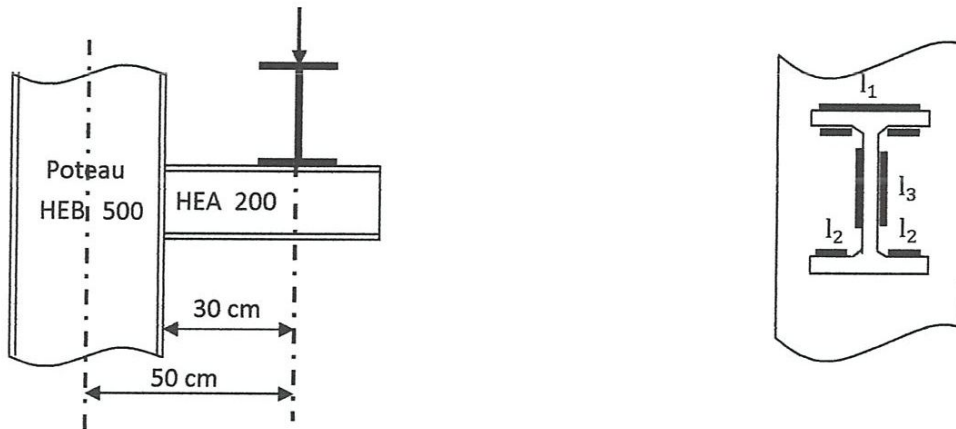


Fig.5.7 : assemblage console-poteau.

On prend comme épaisseur des cardons de soudure

$a=8\text{mm}$

$\alpha=0,9,$

a.  $\alpha=7,2\text{mm}$

$$\begin{cases} l_1 = b - 2a = 200 - 2 \times 8 = 184 \text{ mm} \\ l_2 = b - e_a - 2a = 200 - 6,5 - 2 \times 8 = 80,75 \text{ mm} \\ l_3 = h - 2e_s - 2a = 190 - 2 \times 10 - 2 \times 8 = 154 \text{ mm} \end{cases}$$

V.4.1: Vérification

V.4.1.1: Cardons des semelles: on doit vérifier que

$$1,8 \left[ \frac{M \cdot h}{h^2 \cdot l_1 \cdot a_1 \cdot \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \delta_{er}$$

$$1,8 \left[ \frac{5611,49 \times 19 \times 10^2}{(19^2 \times 18,4 + 2(19 - 2 \times 10)^2 \times 8,075) \times 0,72} \right] = 2223,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{er} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

## V.4.2.2: Cardons d'âme:

On doit vérifier que

$$\sqrt{1,8} \left( \frac{T}{\alpha_3 2 l_3 a_3} \right) \leq \sigma_{en}$$

$$\sqrt{1,8} \left( \frac{11212,41}{2 \times 15,4 \times 0,72} \right) = 678,34 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{er} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Console HEA 200  
soudure a=8 mm

## V.5 : BASE DES POTEAUX

## V.5.1: Dimensionnement des platines

*Platines sou poteaux*

*Dimensionnement : les dimensionnements en plan A et B des platine se déterminent en passant :*

**1<sup>er</sup> Condition :** *qu'en point ; la contrainte admissible (en pression localisée) sur le matériau de fonction (qui est le béton) ne soit pas dépassé.*

La contraint exercée par le poteau  $\sigma_b = \frac{N}{A.B} \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b$  = la contrainte admissible du béton en pression localisée donnée en fonction du dosage du béton.

De cette condition en imposant l'une des dimensions, on trouve l'autre le béton est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> ; la contrainte de compression à 28 jours est

$$f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$$

La contrainte de béton limite est  $\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c_{28}} = 150 \text{ Kg/cm}^2$

L'effort de compression ramené par le portique  $N_{\max} = 19012,29 \text{ Kg}$

L'effort total de compression sollicitant la platine est :

$$N_T = N_{\max} + \hat{N}_m \quad \hat{N}_m = \text{l'effort transmis par la stabilité.}$$

L'effort transmis par la stabilité

$$\hat{N}_m = \pm \frac{H_1 \times 13 + H_2 \times 11}{7} = \pm 55400,79 \text{ Kg}$$

$$N_T = 55400,79 + 19012,29 = 74413,08 \text{ Kg.}$$

$$\frac{N_T}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow AB \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}_b} = \frac{74413,08}{150} = 496,08 \text{ cm}^2$$

2<sup>em</sup> Condition : dépend des dimensions du poteau ; puisque on a un poteau HEB 500 de dimensions à la base

Alors on choisit des platines de dimensions (A = 700 mm , B = 500 mm)

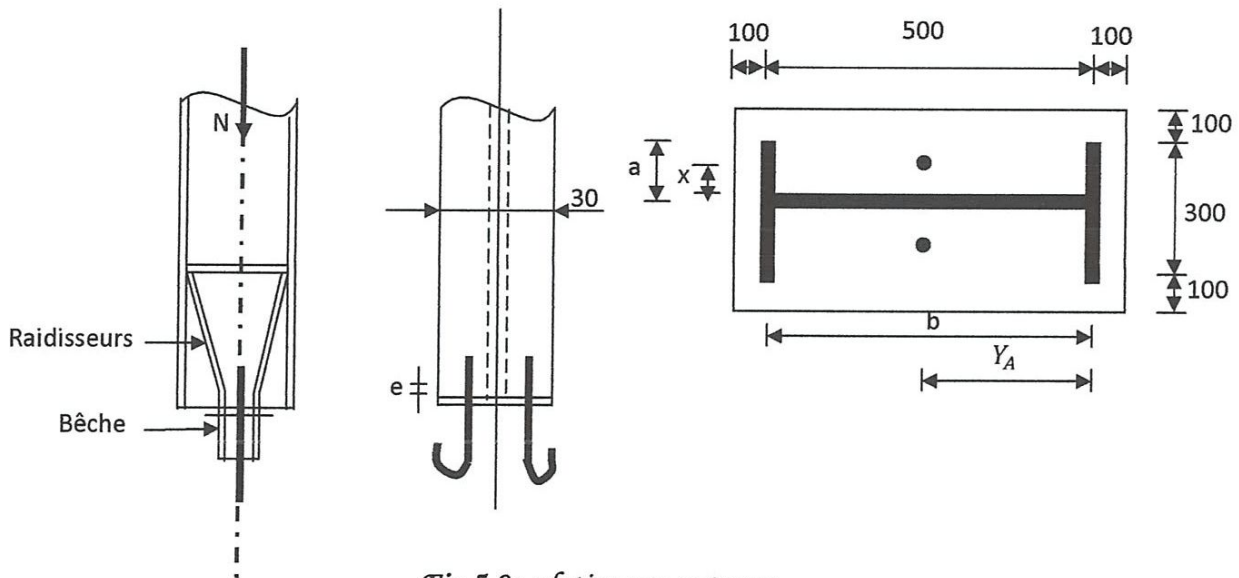
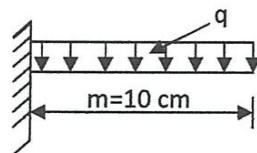


Fig.5.8 : platine sou poteaux

**Epaisseur de la platine**



$$M = \frac{q m^2}{2}$$

$$q = \frac{N}{A \cdot B} \cdot 1 = \frac{74413,08}{70 \times 50} \times 1 = 21,26 \text{ Kg/cm}$$

$$M = \frac{21,26 \times 10^2}{2} = 1063 \text{ Kg. cm}$$

$$= \frac{M}{w_p} \leq \sigma_{er} \quad w_p = \frac{I}{V} = \frac{\frac{be^2}{12}}{e/2} = \frac{e^2}{6}$$

$$\frac{M}{\frac{e^2}{6}} \leq \sigma_{er} \quad e \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{er}}} = \sqrt{\frac{6 \times 1063}{2400}} = 1,62 \text{ cm}$$

On choisit une platine d'ep<sub>r</sub> = 20mm

**Vérification des platines aux efforts d'arrachement**

L'effort maximal qui peut solliciter une platine en traction ; sous l'effet d'un arrachement de la tige d'ancrage est donnée par N<sub>t</sub> = 55400,79 Kg.

$$\begin{cases} a = 142,75 \text{ mm} \\ x = 71,37 \text{ mm} \\ b = 440 \text{ mm} \\ y_A = 220 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{2N_T}{\sigma_{en} \left( \frac{a}{y_A} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{x} \right)}} = \sqrt{\frac{2 \times 55400,79}{24 \left( \frac{142,75}{220} + \frac{2 \times 142,75}{440} + \frac{440}{71,37} \right)}} = 24,87 \text{ mm.}$$

On choisit des platines ep<sub>r</sub> = 30 mm

**Platines sous poteaux**

**A=700 mm      B=500 mm**

**épaisseur      e=30 mm**

**PLATINE SOUS POTELETS**

Le potelet est articulée sa base l'effort normal sollicitant la platine

$N=1950,36$  Kg.

$$\frac{N}{A \cdot B} \leq \sigma_b \rightarrow AB \geq \frac{N}{\sigma_b} = \frac{1950,36}{150} = 13,00 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow AB = 20 \text{ cm}^2$$

$$e \geq 2 \sqrt{\frac{3P}{\sigma_e}} \rightarrow p = \frac{1950,36}{20} = 97,51 \rightarrow e \geq 2 \sqrt{\frac{3 \times 97,51}{2400}} = 0,69 \text{ cm}$$

On choisit une platine d'épaisseur 10 mm et on prévoit 2 boulons de  $\Phi 14$

**PLATINE SOUS POTELET**  
**A= 300 mm    B=300 mm**  
**e=10 mm**

V.5.2: *Calcul de la bêche: les efforts horizontaux à la base des poteaux sont transmis aux fondations soit:*

-par frottement de la platine sur le béton

-par la butée directe sur le béton à l'aide d'une bêche d'encrage fixée sous la platine.

L'effort tranchant sollicitant la base des poteaux est  $T_{\max} = 27158,5$  Kg

$$\frac{T_m}{A_{\text{âme}}} \leq \frac{\sigma_{er}}{1,54} \rightarrow A_{\text{âme}} \geq \frac{1,54 T_{\max}}{2400} = 17,42 \text{ cm}^2$$

On choisit une bêche HEA 100

La hauteur de la bêche est prise égale à  $h=140$ mm

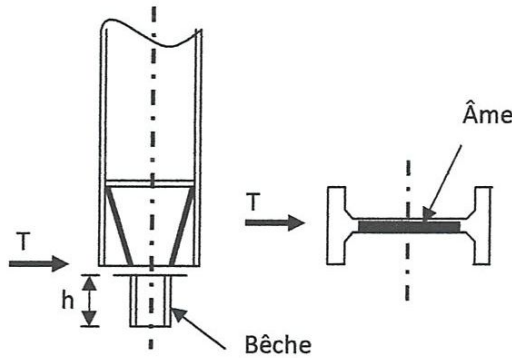


Fig.5.9 : la bèche.

V.5.3: Calcul des raidisseurs:

Les raidisseurs se calculent dans l'hypothèse que le poteau n'atteigne pas la platine ; et donc toute la force N est transmise à la platine par les raidisseurs ; autrement dit on considère que la platine ne touche pas le poteau ; elle est considérée touchant seulement les raidisseurs.

La hauteur du raidisseur (HR) sera déterminée par la condition de fixation du raidisseur sur le poteau.

Puisque on a 2 raidisseurs ; alors la soudure fixant les raidisseurs au poteau doit reprendre la moitié de l'effort N

$$h_r = \frac{\frac{n}{2}}{0,75 n \alpha a \sigma_{en}}$$

Avec :  $\begin{cases} N = 74413,08 \text{ Kg} \\ n = 4(4 \text{ cordons de soudure}) \\ a = 6 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 0,933 \end{cases}$

$$h_r = \frac{74413,08/2}{0,75 \times 4 \times 0,933 \times 6 \times 24} = 92,31 \text{ mm.}$$

Par construction la hauteur des raidisseurs doit être

$h_r \geq 500 \text{ mm}$  et  $h_r \geq h$  du poteau

on prend  $h_r = 600 \text{ mm}$

**Épaisseur des raidisseurs :**

Connaissant  $h_r$ , l'épaisseur des raidisseurs er sera déterminée par la condition

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w_r} = \frac{M_{\max}}{\frac{e_r h_r^2}{6}} \leq \sigma_{er}$$

$$e_r \geq \frac{6M_{\max}}{h_r^2 \cdot \sigma_{er}} = \frac{6 \times 443,25}{60^2 \times 2400} = 0,003 \text{ cm}$$

Pour des raidisseurs sécuritaire et construction on prend des raidisseurs d'épaisseur 25 mm  
er=25mm

**V.6: TIGES D'ANCRAGES**

**GENERALITE :**

Les efforts de traction sont transmis aux fondations au moyen d'ancrage constitué de tige à extrémité filetées.

**Diamètre des boulons d'ancrages :**

La section nette du boulon est calculée par l'effort d'arrachement de la tête du boulon

$$A_s \geq \frac{1,25 N_T}{\sigma_{er}} \quad ; \quad N_T = 19012,29 \text{ Kg}$$

Puisque on a 2 boulons ; donc l'effort qui revient à chaque boulon est :

$$N_b = \frac{19012,29}{2} = 9506,14 \text{ Kg}$$

$$A_s \geq \frac{1,25 \times 9506,14}{24} = 495,11 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{A_s}{0,8} = \frac{495,11}{0,8} = 618,88 \text{ mm}^2$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 28,07 \text{ mm}$$

On choisit des boulons de diamètre  $\Phi 30$

Longueur d'ancrage :

Dans les cas des boulons dans le béton ; on doit vérifier la résistance de la liaison acier béton.

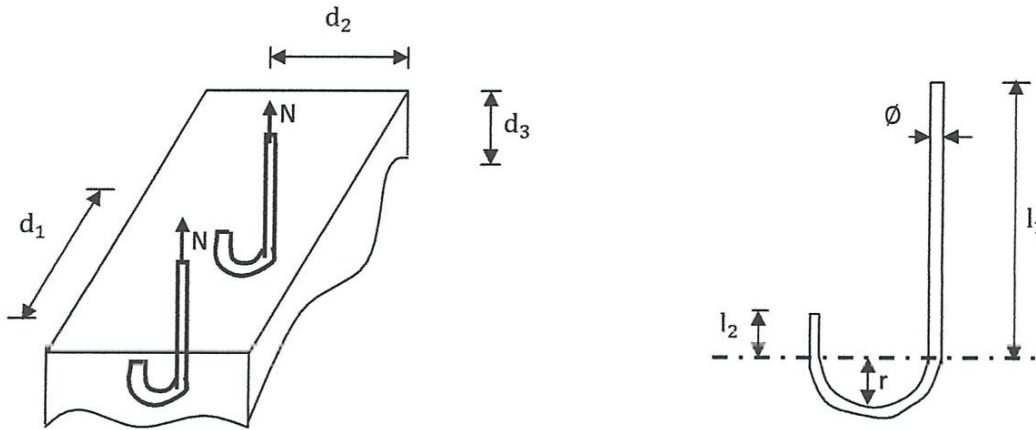


Fig.5.10 : tiges d'ancrage.

Pour une tige lisse à rochet on doit vérifier que

$$l = l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 l_2 = \frac{N \left(1 + \frac{\Phi}{d}\right)^2}{\alpha \cdot \Phi}$$

$$d = \min(d_1, d_2, d_3) = 160 \text{ mm.}$$

La valeur de  $\alpha$  est en fonction dosage de béton pour notre cas on a dosé à

$$350 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \alpha = 0,345.$$

$$l = \frac{9506,14 \left(1 + \frac{30}{160}\right)^2}{0,345 \times 30} = 1295,18 \text{ mm}$$

$$l_1 = l - 15\Phi = 1295,18 - 15(30) = 845,18 \text{ mm}$$

Le crochet doit respecter les caractéristiques suivantes :

$$l_2 = 2 \Phi = 60 \text{ mm}$$



$$R = 3 \varnothing = 90 \text{ mm}$$

On prend une tige dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varnothing = 30 \text{ mm} \\ l_1 = 1200 \text{ mm} \\ l_2 = 130 \text{ mm} \\ r = 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Calcul de l'effort admissible dans le boulon d'ancrage.

$$N_{\text{adm}} = \frac{(l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 l_2) \alpha \cdot \varnothing}{\left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)^2} = \frac{(1200 + 6,4 \times 150 + 3,5 \times 130) \times 0,345 \times 30}{\left(1 + \frac{30}{160}\right)^2}$$

$$= 19195,21 \text{ Kg}$$

$$N_{\text{adm}} = 19195,21 \text{ Kg} > N_T = 19012,29 \text{ Kg}$$

**Remarque :** pour l'ensemble on utilise des contres écrous pour empêcher les écrous de se desserrer

**Tige d'ancrage  $\varnothing 30$**

**$L_1 = 1200 \text{ mm}$**

**$L_2 = 130 \text{ mm}$**

**$R = 150 \text{ mm}$**

### **TIGE D'ANCRAGE POUR POTELETS :**

Le potelet n'est pas soumis à des efforts de traction ; alors la section et la longueur des tiges seront prises forfaitairement Pour des raisons de bonne construction.

Soit des tiges de  $\varnothing 16$  de longueur 20cm sellées dans les massifs l'extrémité de la partie sellée est fondue en queues décrépe.

**Tige  $\varnothing 16$**

**$L = 20\text{cm}$**

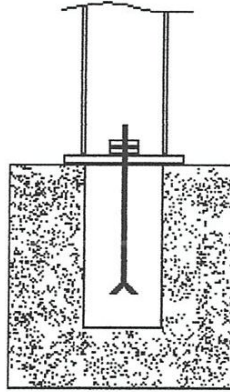
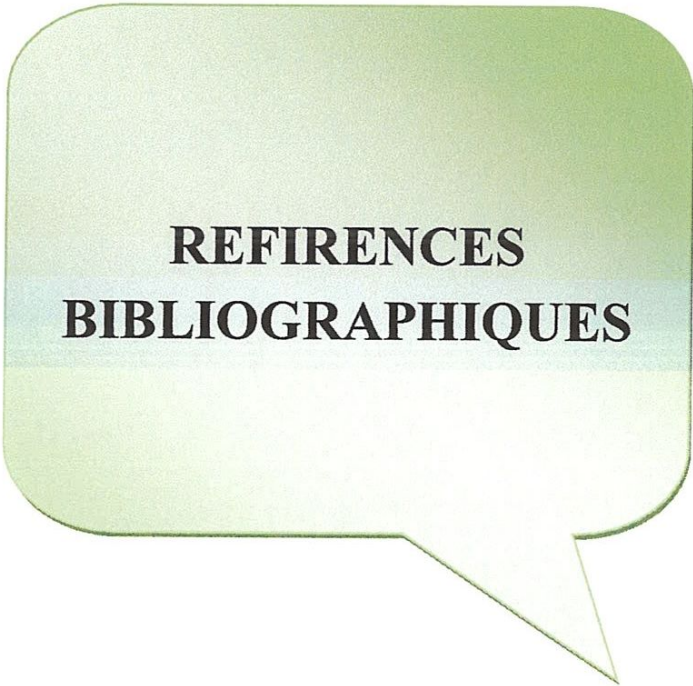


Fig.5.11: tige d'ancrage pour potelets.

---



**REFIRENCES  
BIBLIOGRAPHIQUES**

---

## Conclusion générale

Dans une structure, l'assemblage joue un rôle très important en ce qui concerne la résistance, il permet la solidarisation de plusieurs pièces entre elles et ne doit, à aucun prix, constituer le point faible d'une ossature.

A travers ce travail, nous espérons avoir défini l'importance des différents types d'assemblages (rigides, articulés ou semi-rigides) en charpente métallique.

En divisant ce travail en 5 chapitres :

1<sup>er</sup> chapitre : consacré à la fabrication et mécanisation des assemblages.

2<sup>ème</sup> chapitre : définit les rivets et les boulons ordinaires et leur utilisation.

3<sup>ème</sup> chapitre : parle des assemblages par boulons HR et leur utilisation.

4<sup>ème</sup> chapitre : c'est le chapitre le plus important c'est la comparaison entre les différentes normes de calcul telle le CM 66 et L'EUROCODE 3 et à la fin nous avons validé notre travail avec un exemple réel.

---

## *Conclusion générale*

---

*Le travail a été achevé par un exemple concret d'un cas réel d'assemblage avec calcul et vérification des poteaux, traverses jusqu'à la fondation en se basant sur le règlement CM66.*

---

---

---

## Références bibliographiques

- [1] : Jean Morel; « calcul des structure métallique selon l'eurocode 3 » ; décembre 1995
- [2] : Jean Morel; « structures métallique –CM 66 additif 80 6 Eurocode 3 »; 1995
- [3] : F.Z AOUDJA - H.BAAZIZ - M.MIMOUN; « calcul des structures métalliques »
- [4] Dr.ing .M.BELAZOUGUI DIRECTEUR DU C.G.S ; « calcul pratique des structures métalliques » ; 1990
- [5] <http://WWW.CRIT.ARCHI.Fr/web.folder/acier/chapitre4/4.5.assemblage>.  
fit mL
- [6] <http://WWW.CRIT.ARCHI.Fr/web.folder/acier/chapitre4/4.4.usinage>.  
fit mL
- [7] <http://WWW.CRIT.ARCHI.Fr/web.folder/acier/chapitre4/4.3.formage>.  
fit mL
- [8] <http://WWW.CRIT.ARCHI.Fr/web.folder/acier/chapitre4/4.2.decoupage>.  
fit mL
- [9] [http://WWW.CRIT.ARCHI.Fr/web.folder/acier/chapitre4/4.1.mise enoeuvre](http://WWW.CRIT.ARCHI.Fr/web.folder/acier/chapitre4/4.1.mise.enoeuvre).  
fit mL
- [10] aide mémoire de mastère.
-