

LES ASSEMBLAGES

La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle : permettre la construction d'une structure spatiale et assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure.

Principes

L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts. Sans entrer dans les calculs de vérification de la résistance des assemblages, le respect de quelques règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants.

Principes essentiels à garder toujours présents à l'esprit :

- l'assemblage le plus simple est à la fois le plus économique et le plus efficace ;
- respecter la convergence des axes de barre (fig. 53) ;

- respecter pour la réalisation de l'ensemble les hypothèses de calcul (articulation, encastrement) ;
- n'utiliser des renforts qu'exceptionnellement ;
- assurer l'étanchéité de l'assemblage lorsqu'une possibilité de rétention d'eau est probable ou prévoir des possibilités d'évacuation ;
- réduire le plus possible l'assemblage d'éléments de charpente sur le chantier (difficultés de mise en œuvre, intempéries).

Il est recommandé d'exécuter en atelier le plus d'éléments de charpente finis, en tenant compte toutefois des impératifs de transport et de mise en œuvre.

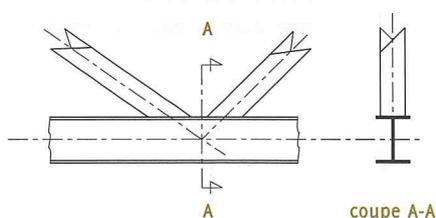


Fig. 53 : Assemblage simple avec convergence des axes de barre

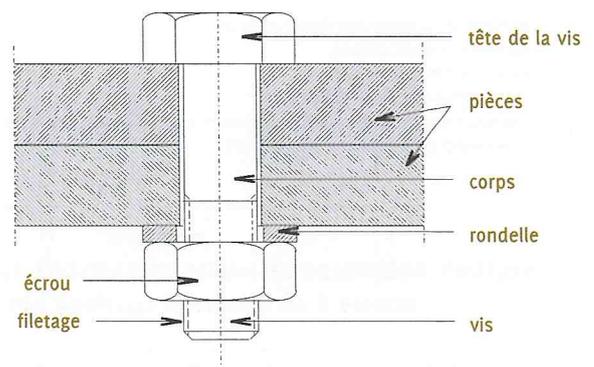


Fig. 54 : Terminologie

Les boulons

La désignation d'un boulon se fait par le diamètre « d » en millimètres de la partie non filetée du corps du boulon précédé de la lettre majuscule « M » (exemple, si $d = 24$ mm, le boulon est désigné par M24 (fig. 54).

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Plusieurs caractéristiques géométriques sont indispensables à la conception et à la vérification des assemblages boulonnés. Pour les diamètres les plus utilisés, les caractéristiques principales sont données dans le tableau 15 ci-dessous.

CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES BOULONS

Pour éviter une multiplication du type de boulons, l'Eurocode 3 n'autorise qu'une série finie de classes mécaniques de boulon. Les caractéristiques mécaniques des boulons nécessaires aux calculs sont la limite d'élasticité f_{yb} et la résistance à la traction f_{ub} . Chacune des sept classes autorisées est désignée par deux nombres (classe 6.8, par exemple).

Pour une classe X.Y donnée, f_{yb} est égale à $10 XY$ et f_{ub} à $100 X$, toutes deux exprimées en MPa.

Le tableau 16 donne les valeurs de f_{yb} et f_{ub} pour chaque classe. Il convient d'adopter les valeurs comme valeurs caractéristiques dans les calculs de dimensionnement.

Boulons précontraints
Seuls les boulons de classes 8.8 et 10.9 peuvent être utilisés comme boulons précontraints à haute résistance pour la construction.

Tableau 15

PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452
A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
Ø rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
Ø clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d_m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8

d : diamètre de la partie non filetée de la vis

d_0 : diamètre nominal du trou

A : section nominale du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

Nota : en italique, les boulons moins usuels.

Tableau 16

VALEURS NOMINALES DE LIMITE D'ÉLASTICITÉ f_{yb} ET DE RÉSISTANCE ULTIME À LA TRACTION f_{ub} POUR LES BOULONS

Classe de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 17
CHOIX DU DIAMÈTRE DES BOULONS

Diamètre du boulon d (mm)	Tôles pour profilés d'épaisseur (mm)	Cornières de largeur d'aile (mm)	Ailes de U de hauteur (mm)	Ailes de profilé en H de dimensions nominales (mm)
8	2	30		
10	3	35		
12	4	40-45	80	
14	5	50	100 à 130	100 et 120
16	6	60	140 à 160	140
18	7	70	175 et 180	150 et 160
20	8	80-90	200 et 220	180
22	10 à 14	100-120	240 à 300	200 à 240
24	> 14	> 120		> 240

Dispositions des boulons

Les distances entre les axes des boulons (entraxe p) ainsi qu'entre les axes des boulons et les bords de la pièce (pince e, fig. 55) doivent être comprises entre certaines limites pour les raisons suivantes :

- valeurs minimales, pour permettre la mise en place des boulons et pour éviter la rupture de la tôle lorsque la pince est trop faible ;

- valeurs maximales, pour qu'il existe toujours un contact entre les pièces de l'assemblage (pour limiter les risques de corrosion) et pour éviter de réaliser des assemblages trop longs.

Le tableau 18 ci-dessous donne des indications sur les valeurs usuelles :

$$p_1 = p_2 = 3d$$

$$e_1 = 2d$$

$$e_2 = 1,5d$$

et sur les valeurs minimales à donner à l'entraxe des boulons et à la pince.

On présente aussi les pinces longitudinales et transversales et les entraxes minimum et maximum donnés par la norme NF EN 1993-1-8 dans le tableau 19 page 56 et l'ensemble des figures 56.

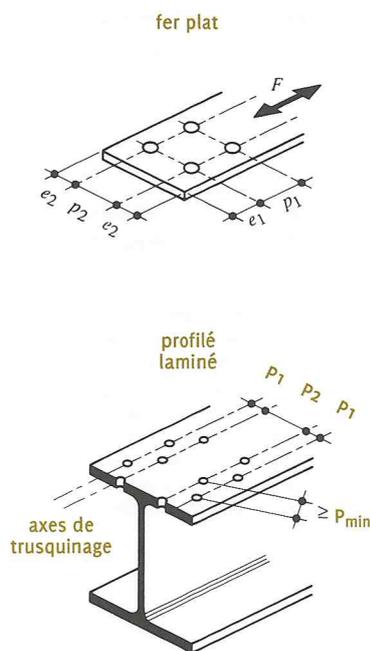


Fig. 55 : Désignation des entraxes et des pinces en fonction de la direction de l'effort

Choix du diamètre des boulons

Le choix du diamètre des boulons dépend des dimensions des éléments à assembler (cf. tableau 17 ci-dessus).

Longueur des tiges des boulons

L'extrémité du boulon doit au minimum dépasser de deux filetages la face externe de l'écrou.

Diamètre des trous

Quel que soit le type de boulon, le jeu normal entre la tige du boulon et le trou des pièces à assembler, est le suivant :

$$d \leq 14 \quad d_0 = d + 1 \text{ mm}$$

$$d \leq 24 \quad d_0 = d + 2 \text{ mm}$$

$$d \geq 27 \quad d_0 = d + 3 \text{ mm}$$

Tableau 18

ENTRAXES DES BOULONS ET PINCES

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	p_1, p_2	e_1	e_2	p_1, p_2	e_1	e_2
M12	40	25	20	35	20	15
M16	50	35	25	40	25	20
M20	60	40	30	45	30	25
M24	70	50	40	55	35	30
M27	80	55	45	65	40	35

Tableau 19 (EN 1993-1-8: 2005)				
PINCES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES, ENTRAXES MINIMUM ET MAXIMUM				
Distances et entraxes (fig. 56)	Minimum	Maximum ^{1) 2) 3)}		
		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025 à l'exception des aciers conformes à l'EN 10025-5		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025-5
		Acier exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier non exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier utilisé sans protection
Pince longitudinale e_1	$1,2 d_0$	$4t + 40$ mm		Maximum de : 8t ou 125 mm
Pince transversale e_2	$1,2 d_0$	$4t + 40$ mm		Maximum de : 8t ou 125 mm
Distance e_3 pour les trous oblongs	$1,5 d_0$ ⁴⁾			
Distance e_4 pour les trous oblongs	$1,5 d_0$ ⁴⁾			
Entraxe p_1	$2,2 d_0$	Minimum de : 14t ou 200 mm	Minimum de : 14t ou 200 mm	Minimum de : 14t _{min} ou 175 mm
Entraxe $p_{1,0}$		Minimum de : 14t ou 200 mm		
Entraxe $p_{1,i}$		Minimum de : 28t ou 400 mm		
Entraxe p_2 ⁵⁾	$2,4 d_0$	Minimum de : 14t ou 200 mm	Minimum de : 14t ou 200 mm	Minimum de : 14t _{min} ou 175 mm

1) Il n'y a pas de valeurs maximales d'entraxe, de pincés longitudinale et transversale, sauf dans les cas suivants :
 - pour les barres comprimées afin d'éviter le voilement local et prévenir la corrosion dans les barres exposées ;
 - pour les barres tendues exposées afin de prévenir la corrosion.

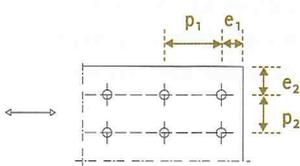
2) Il convient de calculer la résistance au voilement local de la plaque comprimée entre les fixations conformément à l'EN 1993-1-1 en utilisant $0,6 p_1$ comme longueur de flambement. Il est inutile de vérifier le voilement local entre les fixations si p_1/t est inférieur à 9ε .
 Il convient que la pince transversale n'excède pas

les exigences concernant le voilement local pour un élément en console dans les barres comprimées, voir l'EN 1993-1-1. La pince longitudinale n'est pas affectée par cette exigence.

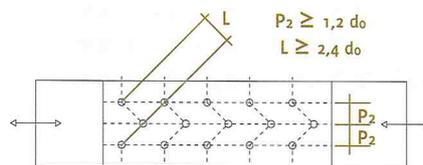
3) t est l'épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.

4) Les limites dimensionnelles des trous oblongs sont données en 2.8, Normes et Référence : Groupe 7

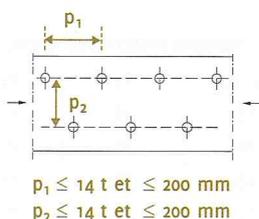
5) Pour les rangées de fixation en quinconce, un écartement minimum entre rangées $p_2 = 1,2 d_0$ peut être utilisé, à condition que la distance minimum, L , entre les deux fixations quelconques soit supérieure ou égale à $2,4 d_0$, voire figure 56.b.



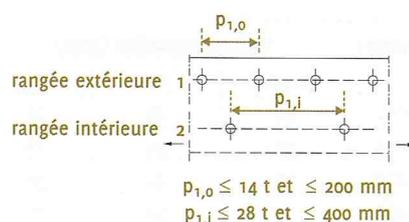
a: symboles pour les entraxes des fixations



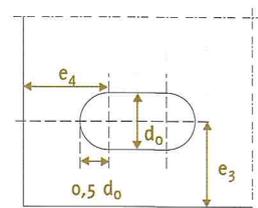
b: symboles pour disposition en quinconce - rangées de fixation en quinconce



c: écartement en quinconce - dans les barres comprimées



d: écartement en quinconce - dans les barres tendues



e: pincés longitudinale et transversale pour les trous oblongs

fig. 56: Symboles pour les pincés transversale et longitudinale et pour l'espacement des fixations

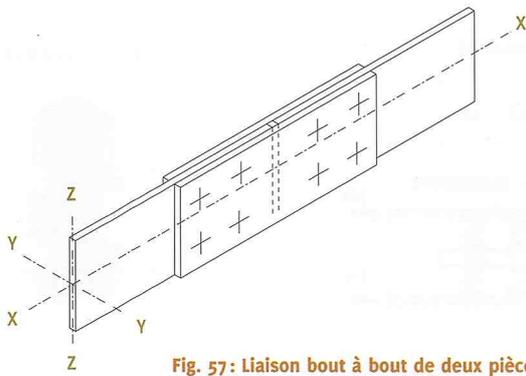


Fig. 57: Liaison bout à bout de deux pièces

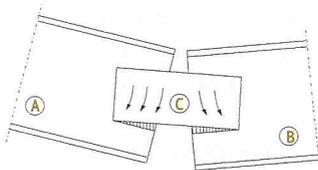


Fig. 58: Déplacement dû à un moment fléchissant

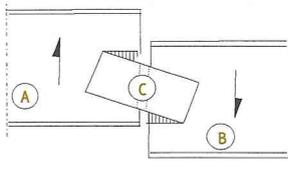


Fig. 59: Déplacement dû à un effort tranchant

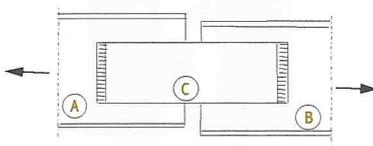


Fig. 60: Déplacement dû à un effort normal

Transmission des efforts

EFFORTS AGISSANT DANS LE PLAN DE L'ASSEMBLAGE

Généralités

Considérons la liaison bout à bout de deux pièces A et B dans leur plan (x, z) réalisée par boulons et deux couvre-joints C (fig. 57). Les sollicitations à transmettre par l'assemblage, pour assurer la continuité de ces deux pièces, agissent dans le plan de l'assemblage.

a) Si la sollicitation est un moment fléchissant porté par l'axe $y-y$, le mouvement relatif des deux pièces est une rotation autour de l'axe $y-y$. Le déplacement relatif du couvre-joint par rapport aux pièces est aussi une rotation se traduisant par un glissement plan sur plan à l'interface du couvre-joint et de la pièce (fig. 58).

b) Si la sollicitation à transmettre de A vers B est un effort tranchant, le mouvement relatif des pièces sera une translation de direction zz . Le déplacement du couvre-joint par rapport aux pièces sera une rotation se traduisant par un glissement plan sur plan entre la pièce et le couvre-joint (fig. 59).

c) Enfin, si la sollicitation à transmettre est un effort normal, le profil B subit une translation suivant xx par rapport à A. Le déplacement relatif entre la pièce et le couvre-joint se traduit par un glissement plan à l'interface (fig. 60).

Ainsi, cet exemple montre que toutes les sollicitations agissant dans le plan de l'assemblage se traduisent par un glissement plan entre les pièces et les couvre-joints. Pour s'opposer à ce glissement, donc pour transmettre les sollicitations, il apparaît comme nécessaire la création d'un champ de contraintes de cisaillement à l'interface de la pièce et du couvre-joint.

Cisaillement des boulons

La création du champ de cisaillement nécessaire à la transmission de l'effort est obtenue par la résistance au cisaillement des boulons. Le corps des boulons joue un rôle de butée. Ces assembleurs sont alors des boulons ordinaires ou normaux.

Dans l'assemblage de la figure 61, les boulons sont cisailés selon deux surfaces qui peuvent se situer, selon la longueur du filetage, soit dans la section du corps (de la tige) soit dans la section du filetage. Dans ce dernier cas, la section à considérer est l'aire réduite A_s , qui correspond à la section d'un cylindre équivalent qui offre la même résistance à la rupture que la partie filetée des boulons.

Pression diamétrale

Les pièces A et B impriment une contrainte de cisaillement aux boulons. Le boulon jouant le rôle de butée produit, par réaction, une contrainte normale sur la surface des trous dans les pièces avec lesquelles ils sont en contact. Cette contrainte normale est appelée pression diamétrale. La vérification réglementaire de la résistance des boulons ordinaire doit alors porter non

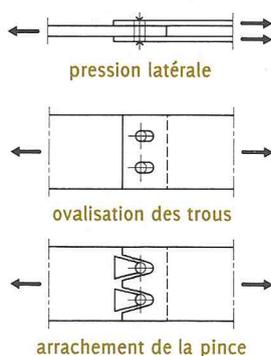


Fig. 62: Pressions diamétrales dans un assemblage boulonné

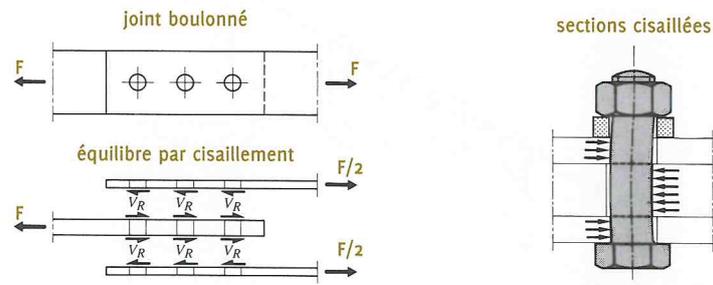


Fig. 61: Cisaillement des boulons

seulement sur la résistance au cisaillement des boulons eux-mêmes, mais aussi sur la capacité des pièces de l'assemblage à équilibrer les pressions diamétrales.

Analysons le comportement de l'assemblage lorsque l'effort F croît (fig. 63). La position initiale des pièces assemblées présente un jeu entre les boulons et le bord des trous. Lorsque l'on charge l'assemblage, un glissement relatif des pièces se produit et les tiges de la vis viennent en contact avec les bords des trous. La force F dans la pièce A se transmet d'abord au boulon le long de la surface A-A et ensuite aux couvre-joints supérieur et inférieur le long des surfaces B-B'. Les pressions subies par les pièces au droit des surfaces en contact sont les pressions diamétrales.

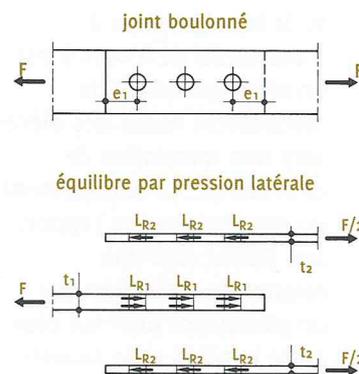


Fig. 63: Modes de ruine par pression diamétrale

L'effort F augmentant, les surfaces en contact se déforment en s'épousant mutuellement. Si les corps des vis sont suffisamment résistants, la ruine n'intervient pas par cisaillement de la vis mais par une ovalisation des trous, si la pince est grande, ou par arrachement de la pince, si elle est petite (fig. 62).

La valeur de la résistance à la pression diamétrale est fonction de la masse de matière des pièces dans laquelle peuvent se diffuser les contraintes engendrées par le boulon; il faut donc prévoir des pinces et des pas (entraxes des boulons) suffisamment grands pour que la pression diamétrale puisse être équilibrée.

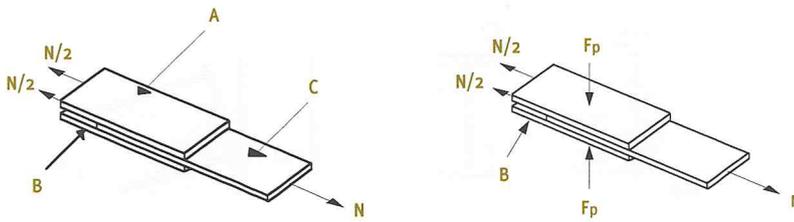


Fig. 64: Transmission d'un effort normal: pièces pincées

Le frottement: boulons précontraints

La création du champ de cisaillement nécessaire à la transmission des efforts est obtenue non pas par la résistance au cisaillement des boulons, mais par le frottement des pièces de l'assemblage. Considérons le cas de la transmission d'un effort N de la pièce C aux pièces A et B. L'effort N pouvant être transmis est d'autant plus grand que les pièces A et B sont « pincées » par un effort F_p perpendiculaire aux plans de contact et que le frottement entre ces pièces est important (fig. 64).

La force F_p est obtenue par le serrage des boulons qui ont pour seul rôle de pincer les pièces entre elles afin que l'assemblage se réalise par frottement. Dans ce cas, les boulons utilisés sont des boulons précontraints (fig. 65).

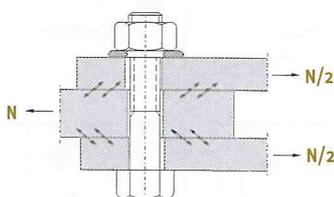


Fig. 65: Serrage des pièces par boulons précontraints

Le boulon précontraint engendre une contrainte normale à l'interface des pièces de l'assemblage. Chaque boulon possède une zone d'action limitée (fig. 66).

La performance mécanique de l'assemblage est liée non seulement aux caractéristiques mécaniques des boulons eux-mêmes mais aussi aux dispositions techniques du montage. Les paramètres qui gèrent l'efficacité d'un boulon précontraint sont les suivants :

- la force de précontrainte ;
- l'état de surface des pièces en contact ;
- la forme et les dimensions du trou ;
- le nombre de plans en contact.

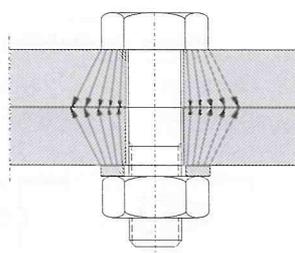


Fig. 66: Zone d'influence d'un boulon précontraint

EFFORTS AGISSANT PERPENDICULAIREMENT SUR LE PLAN DE L'ASSEMBLAGE

Dans les assemblages sollicités en traction comme par exemple l'attache d'un tirant de la figure 67.a (p. 60), les forces se transmettent d'un élément à l'autre directement par l'intermédiaire des boulons.

Pour un boulon ordinaire sollicité en traction, la partie soumise à la plus forte contrainte normale est celle dont la section est la plus faible, c'est-à-dire la section A_s de la partie filetée de la vis.

Pour la liaison poutre-poteau (fig. 68.a), l'effort tranchant V produit un glissement plan à l'interface platine-semelle. Le moment fléchissant M a tendance à écarter la platine de la semelle du poteau dans un mouvement de rotation (fig. 68.b).

Les boulons doivent donc non seulement créer des contraintes de cisaillement pour s'opposer au glissement, mais aussi développer des contraintes de traction évitant l'écartement platine-semelle du poteau.

L'assemblage platine-poteau (fig. 68) ainsi que l'attache d'une diagonale présenté en fig. 67.b sont des assemblages où le type de sollicitations à transmettre d'un élément à l'autre provoque cisaillement et traction simultanés: on parle d'interaction cisaillement-traction.

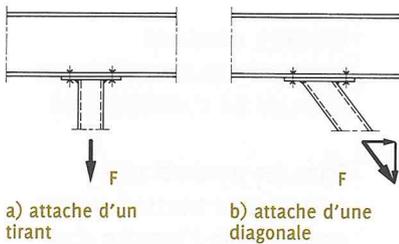


Fig. 67 : Assemblages sollicités à la traction et à la traction avec cisaillement

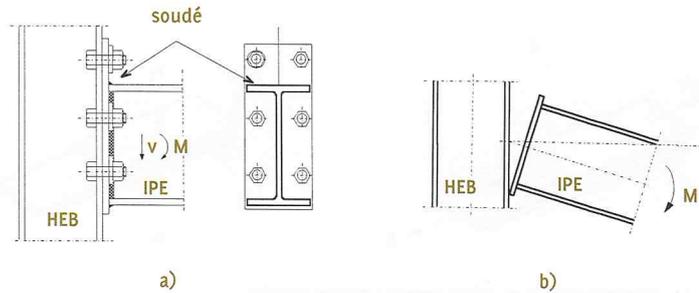


Fig. 68 : Liaison poutre-poteau

Sur le plan réglementaire, la qualité requise pour un boulon est la résistance au cisaillement, ou la résistance à la traction, ou encore la résistance à l'interaction cisaillement-traction. S'ajoute aussi les vérifications pour les pièces assemblées : pression diamétrale et section nette (pour éléments tendus).

CAPACITÉ DES BOULONS

Selon les Eurocodes, les résistances de calcul individuelles pour les boulons sollicités au cisaillement ou à la traction (tableau 21 p. 61) sont les suivantes :

Résistance au cisaillement par plan de cisaillement

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon :

A = A_s, c'est-à-dire l'aire de la section résistante en traction du boulon.

De plus :

- α_v = 0,6 pour les classes 4.6, 5.6 et 8.8
- α_v = 0,5 pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9.

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie lisse (non filetée) du boulon :

A = aire de la section brute du boulon

α_v = 0,6

Résistance à la traction

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec k₂ = 0,63 pour un boulon à tête fraisée, sinon = 0,9

Cisaillement et traction combinés

On vérifie :

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Attention ces efforts sont les efforts maxima admissibles pour un type et un diamètre de boulons en fonction de la direction de l'effort appliqué.

Suivent les vérifications pour les pièces assemblées : pression diamétrale et section nette des pièces de liaison type platines, goussets, cornières, etc. qui par leurs dimensions, leur souplesse vont minimiser la capacité de chaque boulon et donc des attaches dans leur globalité.

Ces conditions, sources de réduction de capacité, sont trop nombreuses et trop variées pour être listées dans cet ouvrage ; le projeteur doit donc être vigilant quant à l'utilisation des tableaux de capacité.

Tableau 20

VÉRIFICATIONS À EFFECTUER POUR LE DIMENSIONNEMENT DES BOULONS

Boulons			Pièces assemblées		Assemblage	
Cisaillement	Traction	Interaction	Pression diamétrale	Section nette / brute	Non précontraint	Précontraint

Tableau 21

RÉSISTANCE AU CISAILEMENT PAR BOULON SUR TIGE FILETÉE ET PAR PLAN DE CISAILEMENT (en daN)

Diamètre de boulon d (mm)		8	10	12	14	16	18	20	22	24
Diamètre du trou d_0 (mm)		9	11	13	16	18	20	22	24	26
Aire de résistance en traction du boulon A_S (mm ²)		36,6	58	84,3	115,0	157	192,0	245	303	353
Résistance au cisaillement par boulon et par plan de cisaillement $F_{V,Rd}$	Classe									
	4.6	703	1 110	1 620	2 210	3 010	3 690	4 700	5 820	6 780
	5.6	878	1 390	2 020	2 760	3 770	4 610	5 880	7 270	8 470
	6.8	878	1 390	2 020	2 760	3 770	4 610	5 880	7 270	8 470
	8.8	1 410	2 230	3 240	4 420	6 030	7 370	9 410	11 600	13 600
	10.9	1 460	2 320	3 370	4 600	6 280	7 680	9 800	12 100	14 100



cisaillement dans la partie filetée du boulon

RÉSISTANCE AU CISAILEMENT PAR BOULON SUR TIGE LISSE ET PAR PLAN DE CISAILEMENT (en daN)

Diamètre de boulon d (mm)		8	10	12	14	16	18	20	22	24
Diamètre du trou d_0 (mm)		9	11	13	16	18	20	22	24	26
Aire de la section brute du boulon A (mm ²)		50,3	78,5	113,1	153,9	201,1	254,5	314,2	380,1	452,4
Résistance au cisaillement par boulon et par plan de cisaillement $F_{V,Rd}$	Classe									
	4.6	965	1 510	2 170	2 960	3 860	4 890	6 030	7 300	8 690
	5.6	1 210	1 880	2 710	3 690	4 830	6 110	7 540	9 120	10 900
	6.8	1 450	2 260	3 260	4 430	5 790	7 330	9 050	10 950	13 000
	8.8	1 930	3 020	4 340	5 910	7 720	9 770	12 100	14 600	17 400
	10.9	2 410	3 770	5 430	7 390	9 650	12 200	15 100	18 200	21 700

RÉSISTANCE À LA TRACTION PAR BOULON TÊTE NON FRAISÉE (en daN)

Diamètre de boulon d (mm)		8	10	12	14	16	18	20	22	24
Diamètre du trou d_0 (mm)		9	11	13	16	18	20	22	24	26
Aire de résistance en traction du boulon A_S (mm ²)		36,6	58	84,3	115,0	157	192,0	245	303	353
Résistance à la traction $F_{t,Rd}$	Classe									
	4.6	1 050	1 670	2 430	3 310	4 520	5 530	7 060	8 730	10 200
	5.6	1 320	2 090	3 030	4 140	5 650	6 910	8 820	10 900	12 700
	6.8	1 580	2 510	3 640	4 970	6 780	8 290	10 600	13 100	15 200
	8.8	2 110	3 340	4 860	6 620	9 040	11 100	14 100	17 500	20 300
	10.9	2 640	4 180	6 070	8 280	11 300	13 800	17 600	21 800	25 400



Les pannes

CONTINUITÉ DES PANNES

Deux boulons ne créent pas l'encastrement d'une éclisse sur une extrémité de panne, sauf s'ils sont ajustés ou précontraints. Pour éviter la formation de rotules plastiques prématurées dans les pannes continues, les éclisses doivent avoir un module d'inertie voisin de celui des pannes elles-mêmes.

CONTREFLÈCHE

La pente minimale exigée pour l'écoulement des eaux de la couverture doit être obtenue en présence des surcharges maximales. Pour cela, les pannes doivent éventuellement être continues ou recevoir une contreflèche de fabrication.

PANNES EN POUTRELLES LAMINÉES

Pannes en U

On s'assurera que les U ont été placés verticalement (fig. 69.a).

Les U à plat ont en effet, une inertie faible, et la simplicité du montage conduit parfois à cette erreur de pose.

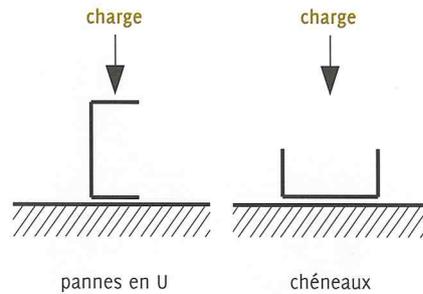


Fig. 69: Pannes en poutrelles laminées

Chêneaux

Sauf justification particulière, le chéneau n'est pas admis comme support de la couverture (fig. 69.b).

LIERNES

Le rôle des liernes est :

- de limiter la flexion transversale des pannes en réduisant leur portée dans le plan du rampant ;
- d'éviter le déversement des pannes, ce qui implique de disposer les liernes le plus près possible des ailes supérieures des pannes ou des ailes inférieures si le soulèvement est prépondérant dans le cas de toitures légères (fig. 67).

PANNE EN I SUR PROFIL CREUX CARRÉ

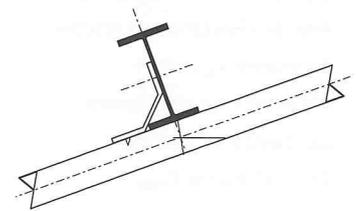


Fig. 70.a: Attache en plat plié

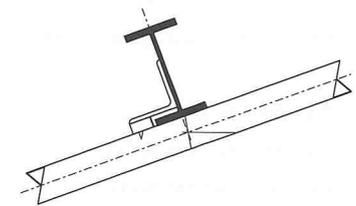


Fig. 70.b: Attache en cornière avec fourrure

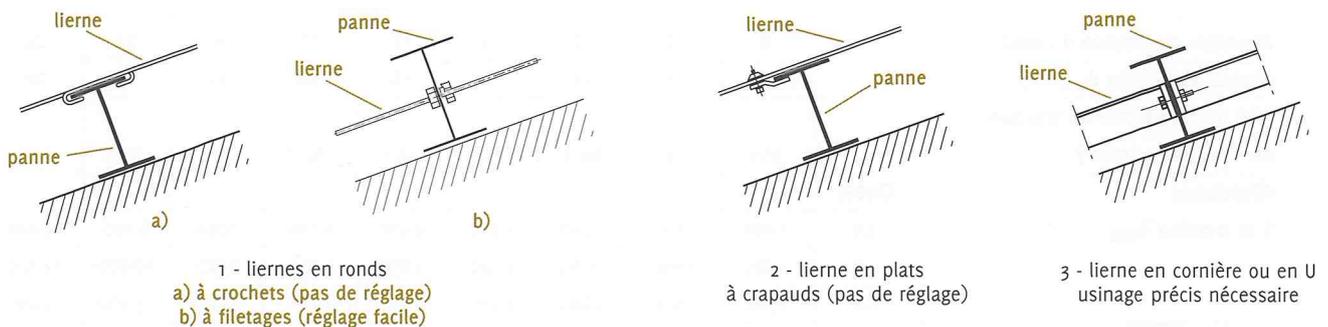
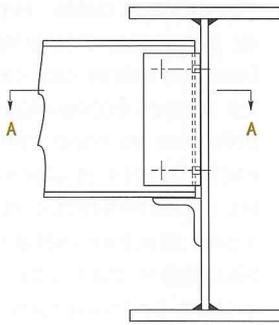
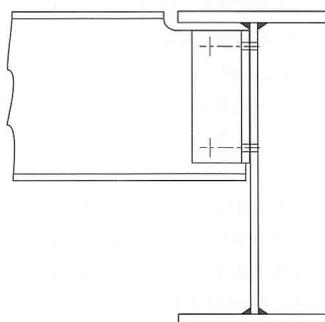
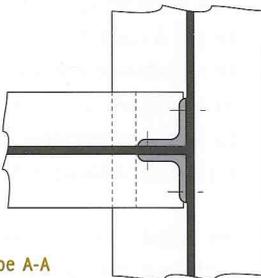


Fig. 71: Types de liernes

Assemblages poutre / poutre



coupe A-A



vue de dessus

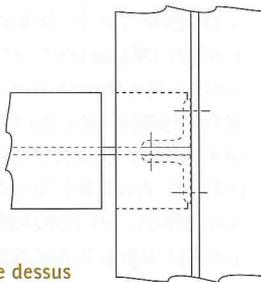
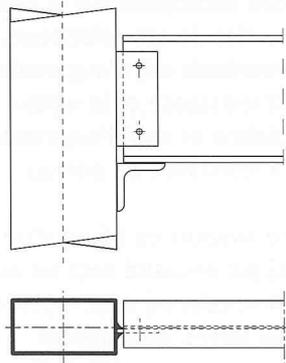
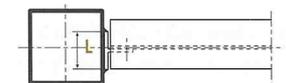
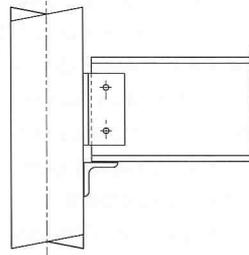


Fig. 72: Attaches classiques poutre/poutre
(articulations)

Liaisons traverse / poteau



assemblage peu sollicité :
gousset soudé longitudinalement
au milieu de la face



transmission d'un effort tranchant
plus important : T ou demi-poutrelle
soudé sur poteau.

Fig. 73: Assemblages simples solive/poteau

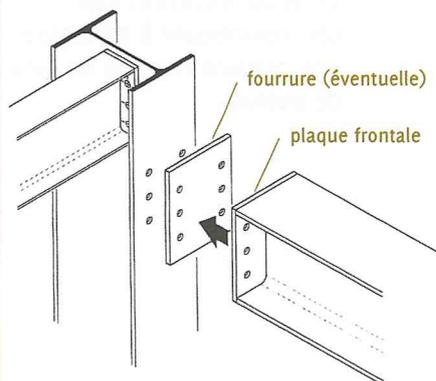


Fig. 76: Encastrement poutre/poteau
par platine et boulons

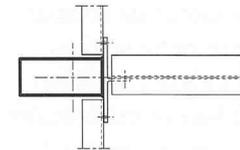
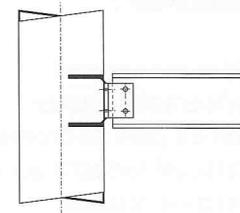


Fig. 74: Chute de poutrelle H

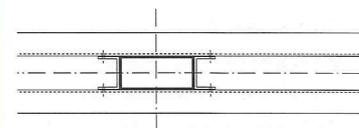
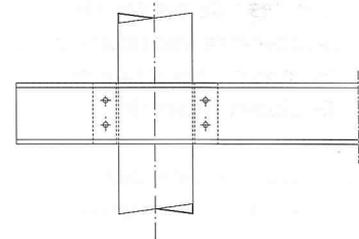
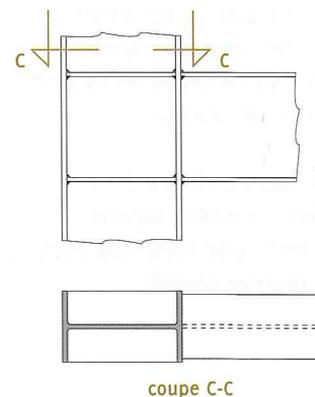


Fig. 75: Solive en double C



coupe C-C

Fig. 77: Encastrement poutre/poteau
par soudure

Liaisons poteaux en acier / supports en béton

ARTICULATION OU ENCASTREMENT ?

Un appui est encastré lorsqu'il empêche toute rotation du pied de poteau. Il est articulé lorsqu'il autorise une certaine rotation.

Quelle valeur de rotation doit être permise pour qu'on puisse considérer que la liaison est articulée ? C'est celle qui tend à se produire sous l'effet des charges et autres actions agissant sur la structure, qui est en général bien inférieure à 1 degré. Il n'est donc pas nécessaire, pour réaliser une liaison articulée, de prévoir des dispositions constructives autorisant des rotations de plusieurs degrés.

Un appui encastré doit satisfaire à deux exigences :

- avoir une résistance suffisante pour pouvoir transmettre au massif en béton les forces verticales et horizontales, mais aussi et surtout le moment de flexion, existant en pied de poteau ;
- avoir une rigidité suffisante pour ne pas se déformer, subir de rotation, sous l'effet du moment de flexion en pied de poteau.

Pour satisfaire ces deux critères, on sera amené à donner une forte épaisseur à la platine soudée

à l'extrémité du poteau. Bien souvent, pour éviter cette forte épaisseur et les difficultés de soudage qui en résultent, on disposera des raidisseurs sur la platine. Le rôle de ces raidisseurs éventuels est d'augmenter la résistance et la rigidité de la platine et non d'augmenter la résistance du poteau.

Le support en béton d'un appui encastré sera lui aussi dimensionné pour reprendre les forces verticales et horizontales, mais surtout le moment de flexion, en pied de poteau et pour ne pas subir de rotation notable sous l'effet de ce moment de flexion. Si le massif de fondation tourne de 0,5 degré sous l'effet du moment de flexion, on est plus proche d'une articulation que d'un encastrement, quelle que soit l'épaisseur de platine choisie.

Un appui articulé n'aura à reprendre qu'une force verticale de compression, éventuellement de traction, et une force horizontale. De plus, aucune rigidité vis-à-vis de la rotation n'est exigée, bien au contraire : la platine sera relativement mince et souple, sans raidisseur, et le massif de fondation sera beaucoup moins important que pour un appui encastré, tout ceci contribuant à permettre une certaine rotation en pied de poteau.

Alors, articulation ou encastrement ? Dans certains cas l'appui encastré s'impose pour que l'élément supporté soit stable : il en est ainsi des poteaux isolés, supports de panneaux, d'éclairage... Dans les autres cas, ce sont les critères économiques qui président au choix entre encastrement et articulation : les encastresments conduisent à une structure métallique plus légère mais à des massifs de fondations plus volumineux et donc beaucoup plus coûteux. Cette solution pourra être globalement plus économique en cas de sol à caractéristiques de résistance élevées. En pratique, on constate qu'il est en général fait le choix d'appuis articulés.

Les efforts de compression sont transmis par contact entre platine et béton. Avec un béton de classe 20 ($f_{c28} = 20$ MPa) et un coefficient de pression localisée égal à 1,5, cas habituel, la pression maximale admissible sur le béton est de 1,7 daN/mm².

Les forces horizontales passent du poteau aux fondations en béton par frottement entre platine et béton, si ces forces horizontales ne dépassent pas 0,3 fois l'effort de compression qu'exerce la platine sur le béton. Si elles dépassent cette valeur, les forces horizontales sont transmises au béton par une bêche soudée sous la platine. Avec les dispositions courantes, on considère que les tiges d'ancrage n'ont pas la capacité de reporter les forces horizontales sur le béton.

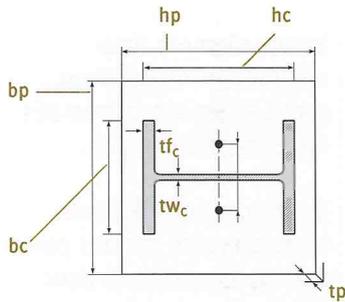


Fig. 78: Disposition courante

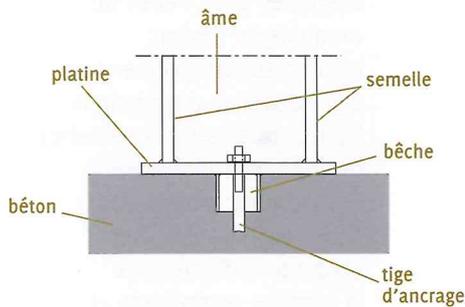


Fig. 78: Disposition courante

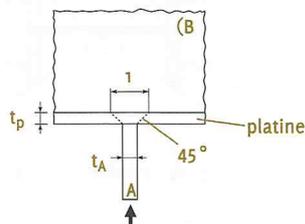


Fig. 79: Diffusion d'effort

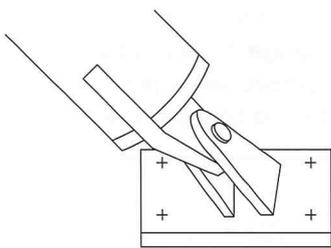


Fig. 80.a: Solution fiable

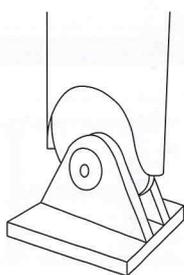


Fig. 80.b: Solution fiable et élégante

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Articulation en pied de poteau I ou H

La disposition la plus courante est représentée à la figure 78 : platine soudée sous le poteau, tiges d'ancrage de part et d'autre de l'âme, et bêche si nécessaire.

On considère que la pression maximale sous la platine est égale à deux fois la pression moyenne. On doit donc avoir, avec un béton de classe 20 : $b_p \times h_p > 1,18 N$, les dimensions b_p et h_p étant exprimées en mm et l'effort de compression pondéré N en daN.

Cette disposition constructive peut être adoptée sans restriction lorsque $h_p \leq 300$ mm.

En revanche, elle n'est acceptable que pour des efforts normaux et des rotations en pied de poteau limités lorsque $300 \text{ mm} < h_p < 600$ mm. Lorsque cette disposition ne peut plus être admise, on adopte une des dispositions avec grains ou avec axe.

Dans l'ouvrage *Les Pieds de poteaux articulés en acier* (cf. Bibliographie p. 95), sont données les dimensions de la platine (b_p , h_p et t_p) et les épaisseurs de ses soudures pour les sections laminées IPE, HEA et HEB 100 à 500, en fonction de

l'effort de compression à transmettre.

Sont donnés également les diamètres et profondeur d'ancrage des tiges en fonction de l'effort de traction dans le poteau, ainsi que les sections et longueurs de bèches en fonction de l'effort tranchant dans le poteau.

Articulation en pied de poteau tubulaire

Que la section du poteau soit carrée ou circulaire, la disposition constructive consistant à souder un plat à champs à l'extérieur de la platine de fermeture du tube est à proscrire lorsqu'il peut exister une traction dans le poteau : une concentration de contraintes existe dans la partie de paroi du poteau située à l'aplomb du plat vertical traversé par l'axe, pouvant conduire à une rupture locale.

Lorsque le poteau est toujours en compression, la disposition de la figure 79 peut être tolérée à condition de vérifier que la contrainte moyenne dans les deux parois (B) à l'aplomb du plat vertical (A), sur une longueur égale pour chacune à :

$l = t_A + 2 t_p$, ne dépasse pas la contrainte admissible :

$$\frac{N_c}{2(t_A + 2t_p)t_B} < f_y$$

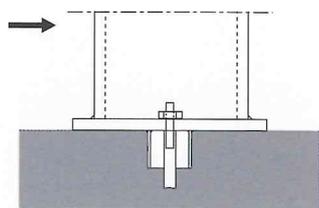


Fig. 81: Platine seule

La disposition représentée à la figure 80.a est préférable, elle permet d'éviter cette concentration de contraintes. Le poteau est fendu et pénétré par le plat traversé par l'axe. La platine n'a plus d'utilité pour transmettre les efforts et peut même être supprimée.

Dans la disposition représentée à la figure 80.b, le poteau n'a pas été fendu et les soudures ont pu être réalisées depuis l'intérieur du poteau grâce à la découpe des parois: solution fonctionnelle et élégante.

On peut bien sûr adopter des dispositions analogues à celles présentées pour les poteaux I ou H: pour les tubes de petite section, une platine soudée et deux tiges d'ancrage situées sur l'axe de rotation (fig. 81), et pour les tubes comprimés

de plus forte section, un grain soudé sur deux plats verticaux en croix. Dans ce dernier cas, il faut encore vérifier la contrainte locale dans les parois du tube, comme représentée à la figure 79.

Encastrement en pied de poteau I ou H

La disposition la plus courante est représentée à la figure 82: platine soudée à l'extrémité du poteau et quatre tiges d'ancrage placées à l'extérieur des semelles. Les tiges sont disposées sur les lignes passant par les extrémités des deux semelles, ou éventuellement entre ces lignes. Elles ne doivent pas être à l'extérieur de celles-ci. Sous l'effet du moment de flexion M et de l'effort axial N , en général deux tiges sont tendues et la partie opposée de la platine exerce une compression sur le béton.

La platine est épaisse, afin de procurer la résistance et la rigidité nécessaires. Parfois, on choisit une platine plus mince, mais raidie, (fig. 83), avec une hauteur de raidisseur soudée au poteau égale à deux fois sa longueur soudée à la platine.

Éventuellement deux raidisseurs trapézoïdaux sont soudés aux extrémités des semelles (fig. 83).

Il est impératif de placer les raidisseurs sur des points durs de l'ouvrage et donc d'éviter les semelles de poteaux non raidies par exemple. Sous l'effet du moment de flexion, les raidisseurs exerceraient des poussées ou tractions horizontales sur les semelles du poteau, conduisant à des flexions locales dans celles-ci, pouvant aller jusqu'au voilement de la semelle comprimée et effondrement du poteau.

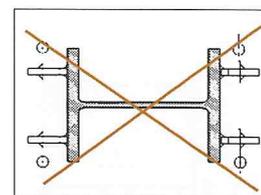


Fig. 84: Solution à proscrire

Pour encastrer un poteau, on peut également noyer son extrémité dans le massif en béton. Cette disposition est cependant rarement utilisée, car sa mise en œuvre et le réglage de la position du poteau avant prise du béton ne sont pas aisés.

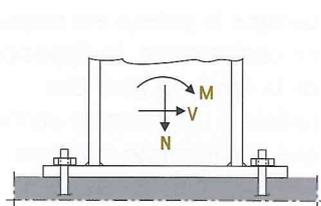


Fig. 82: Platine simple

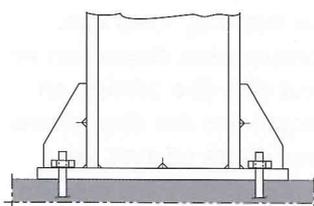
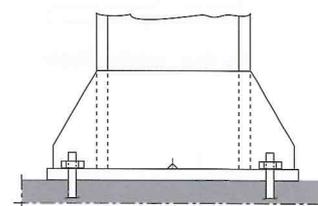


Fig. 83: Platine raidie



Encastrement en pied de poteau tubulaire

Les dispositions courantes, avec poteau à section circulaire, carrée ou rectangulaire, sont représentées à la figure 85. Pour plus d'efficacité, il faut placer les tiges d'ancrage aux quatre coins des platines carrées ou rectangulaires et non au milieu des quatre côtés. Là encore, la platine sera épaisse pour procurer la résistance et la rigidité souhaitées. Parfois, on choisit une platine plus mince mais raidie (fig. 86).

Un même poteau peut être articulé par rapport à un axe, avec tiges d'ancrage disposées sur cet axe, et encastré par rapport à l'axe perpendiculaire, avec tiges d'ancrage éloignées de cet autre axe (fig. 87).

LES MISES EN ŒUVRE

Trois mises en œuvre sont possibles pour les appuis articulés ou encastrés :

- réservation dans le béton et clé d'ancrage, prévues dès la réalisation de la fondation en béton. Avec cette disposition, le réglage de la position du poteau est possible, dans les directions verticales et horizontales, ce qui permet de compenser les imprécisions de réalisation (fig. 88). Un complément de béton doit être coulé pour remplir l'alvéole, après montage du poteau ;
- tiges pré-scélées : les tiges d'ancrage, ainsi éventuellement qu'une plaque d'assise et une bêche, sont mises en place définitivement quelques jours avant l'installation du poteau (fig. 89). Le positionnement des tiges doit être réalisé

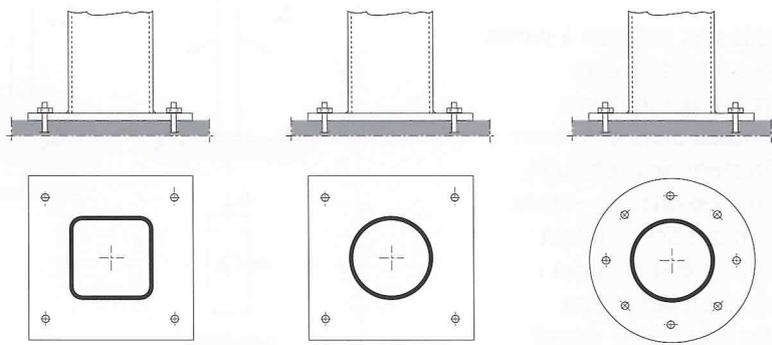


Fig. 85: Encastements de poteaux tubulaires

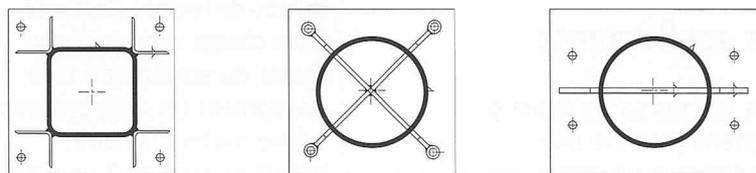


Fig. 86: Platine raidie

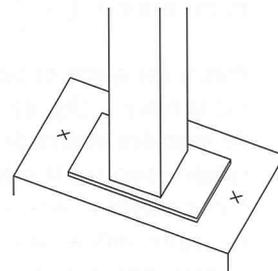


Fig. 87: Encastrement et articulation

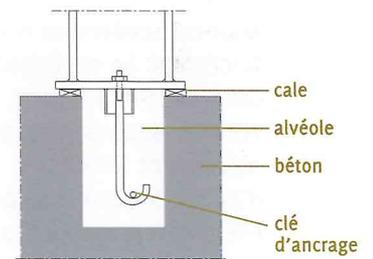


Fig. 88: Réservation dans béton

avec précision afin d'éviter des difficultés lors du montage de la structure métallique ;

- chevilles chimiques ou à expansion : aucune réservation et aucun pré-scellement ne sont nécessaires. Le poteau est positionné, un trou est percé dans la fondation et les chevilles sont mises en place, l'ancrage se faisant par collage pour les chevilles chimiques ou par frottement grâce à l'expansion de l'extrémité des chevilles.

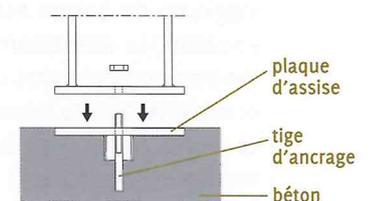


Fig. 89: Tiges pré-scélées

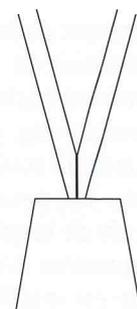


Fig. 90: Massif en béton pour protection contre chocs

Lorsque des poteaux à parois minces, en particulier des poteaux tubulaires, sont situés dans des zones où circulent des véhicules, chariots élévateurs, engins de manutention..., il faut prévoir un dispositif tel que les poteaux soient à l'abri des chocs : massif de fondation surélevé (fig. 90), pare-chocs en acier entourant les poteaux...

Les scellements

Nous voyons sur la figure 91 la différence entre une articulation et un encastrement. Dans cet exemple le poteau est articulé dans un sens et encasté dans l'autre.

Mais un scellement n'est pas forcément un encastrement. Les pattes d'une grille, scellées dans la maçonnerie, reprennent les efforts d'arrachement ou de poussée, elles ne représentent pas des encastresments. De nombreux ouvrages sont encastres dans la maçonnerie. Le montant d'un garde-corps scellé dans une dalle de loggia ou de balcon est encasté. Le scellement doit résister aux poussées des occupants qui s'y appuient. Le montant doit être de section convenable, la longueur du scellement suffisante, et la dalle en béton armé capable de reprendre l'effort.

Le scellement de la console doit constituer un encastrement parfait. Dans notre croquis (fig. 92.a), la longueur de scellement l_1 est faible. Elle peut convenir aux pattes de la grille dont il était question ci-dessus, mais elle est insuffisante si l'on veut réaliser un encastrement.

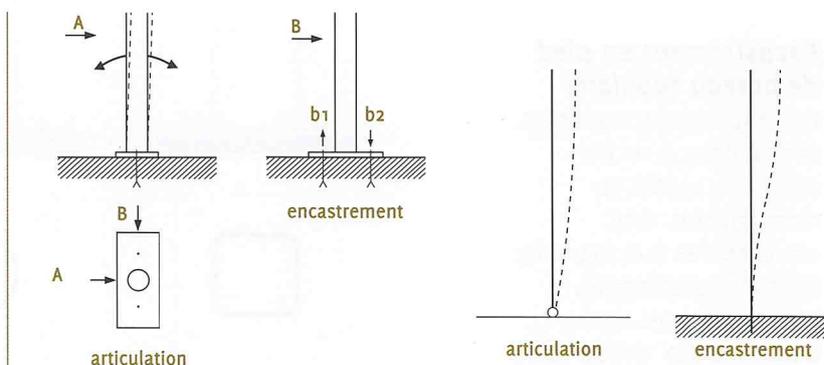


Fig. 91

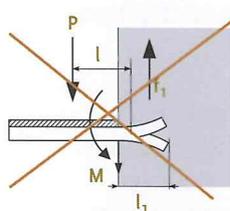
La charge P multipliée par le bras de levier l (distance de la charge concentrée au centre du scellement) crée un moment ($Pl = M$) qui tend à faire tourner la barre. L'effort de rotation (le moment) produit des forces f_1 dont la valeur est fonction de la longueur du scellement l_1

$$\text{et est égale à } f_1 = \frac{M}{l_1}$$

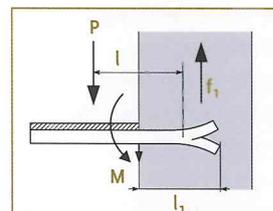
Plus l_1 est grand et plus faible est la force f_1 (fig. 92.b). Ce sont des efforts de compression sur la maçonnerie, l'un s'exerçant vers le bas et l'autre vers le haut. La maçonnerie doit pouvoir supporter ces efforts de compression. Un mur de briques creuses offre à la compression une résistance moindre qu'un mur de briques pleines.

Mais la poussée qui s'exerce vers le haut doit être inférieure au poids du mur qui se trouverait soulevé par cette poussée.

Il faut donc faire attention aux scellements sous les ouvertures ou sous le faîte du mur. C'est le cas des corbeaux par exemple. Ils servent de supports à l'avancée du toit (fig. 93). La poussée qui s'exerce vers le haut ne peut pas être neutralisée et le corbeau va tourner sur son appui et se desceller (fig. 93.a). Il faut assurer la stabilité de l'ouvrage en prévoyant un ancrage à un niveau suffisamment bas pour que le poids du mur contrebalance l'effort de soulèvement (fig. 93.b). De cette façon nous sommes assurés de la stabilité du corbeau.

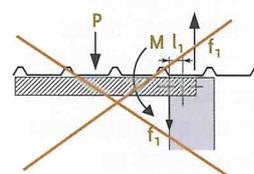


a) solution à proscrire

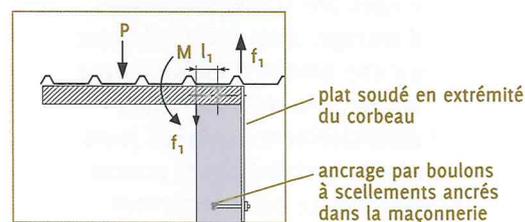


b) solution conseillée

Fig. 92



a) solution à proscrire



b) solution conseillée

Fig. 93