



# CHARPENTES EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

**guide pratique  
de  
conception  
et  
de mise en œuvre**

SYNDICAT NATIONAL  
DES CONSTRUCTEURS DE CHARPENTES  
EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

EYROLLES 

**CHARPENTES EN BOIS  
LAMELLÉ-COLLÉ**

**Guide pratique de conception  
et de mise en œuvre**

**RÈGLES C.B. 71, JUIN 1984**

*Règles de calcul et de conception des charpentes en bois (avec modifications depuis 1965)*

**RÈGLES N.V. 65 ET ANNEXES**

*Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (avec modifications depuis 1965)*

**RÈGLES P.S. 1969, FÉVRIER 1982**

*Règles parasismiques 1969, révisées 1982, et annexes (janvier 1984)*

Y. GASC, R. DELPORTE  
**LES CHARPENTES EN BOIS**

W. MANNES  
**TOITS ET CHARPENTES EN BOIS**  
*Géométrie appliquée. Dessin des toits. Dessin des charpentes*

D. DAGUZÉ  
**CONCEPTION DES STRUCTURES EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ**

T. MARGUERITAT  
**CONSTRUIRE ET RÉNOVER LA CHARPENTE ET LA TOITURE**

R. ROY  
**ESCALIERS EN BOIS**  
*Épures et tracés*

M. BARBIER ET DIVERS AUTEURS  
**DICTIONNAIRE TECHNIQUE DU BÂTIMENT  
ET DES TRAVAUX PUBLICS**

# CHARPENTES EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

Guide pratique de conception  
et de mise en œuvre

**S.N.C.C.B.L.C.**

(Syndicat National des Constructeurs  
de Charpentes en Bois Lamellé-Collé)

Préface de **B. Robert**

*Ancien Président du Syndicat National des Constructeurs  
de Charpentes en bois lamellé-collé*

CINQUIÈME ÉDITION  
troisième tirage  
2000

  
EYROLLES

**LES ÉDITIONS EYROLLES**  
vous proposent plusieurs services d'informations

---

**1 - POUR UNE INFORMATION COMPLÈTE**  
sur l'ensemble de notre catalogue : 3616 EYROLLES

**2 - POUR RECEVOIR LE CATALOGUE**  
de la discipline qui vous intéresse :  
vous nous écrivez en nous précisant cette discipline et votre adresse

**3 - POUR ÊTRE INFORMÉ RÉGULIÈREMENT**  
sur nos nouvelles parutions :  
vous retournez la carte postale que vous trouverez dans ce livre

**ÉDITIONS EYROLLES**  
61, Bld Saint-Germain - 75240 Paris Cedex 05



Le code de la propriété intellectuelle du 1<sup>er</sup> juillet 1992 interdit en effet expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée notamment dans les établissements d'enseignement, provoquant une baisse brutale des achats de livres, au point que la possibilité même pour les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans autorisation de l'Éditeur ou du Centre Français d'exploitation du droit de Copie, 3, rue Hautefeuille, 75006 Paris.

© Éditions Eyrolles 1986, ISBN 2-212-10424-3

Ont participé à la réalisation des trois éditions :

M. TRUONG                      Sté TOUTES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION  
Ingénieur Conseil, Rédacteur

et les Bureaux de Contrôle et Centres Techniques :

MM. BELAIR - COMPIN - CRUBILÉ - DUCOURTION - JANOT - HIRCQ -  
LOBEL - SCHUTZ - VIDON

La Commission Technique du Syndicat :

MM. BRETON - COLLADELLO - DEMANGEAU - JOYEUX - LAIGNEAU -  
LEMAIRE - MILENT - MOUYSSET - NOUHET - PARIS - PERRIN - SAGOT -  
SIMONIN

Ont participé à la 4ème édition :

M. BIJER	BUREAU VERITAS
M. COMPIN	IRABOIS
M. CRUBILÉ	CENTRE TECHNIQUE DU BOIS ET DE L'AMEUBLEMENT
M. LOBEL	CETEN-APAVE
M. LOUVET	CENTRE D'ÉTUDES ET DE PRÉVENTION
M. MILLEREUX	CATED
M. VIDON	SOCOTEC

et la Commission Technique du Syndicat :

M. DEMANGEAU	Sté BERTON DEMANGEAU (Responsable de la Commission Technique)
M. NOUHET	Sté AUX METIERS DU BATIMENT (Président du Syndicat)
M. DAGUZE	Ets FARGEOT
M. MOUYSSET	Ets MOUYSSET Frères
M. PARIS	Sté NOIRET STRUCTURES
M. PERRIN	Ets SIMONIN
M. SAGOT	Consultant Industriel
M. SIMONIN	Ets SIMONIN
M. SZTABHOLZ	SNCCBLC (Coordinateur)
M. TETARD	Ets MATHIS

## PRÉFACE

*Lors de la constitution de leur Syndicat National, en Septembre 1974, les entrepreneurs de charpente en bois lamellé-collé, ont particulièrement ressenti le besoin de prendre des décisions visant à l'amélioration permanente de la qualité de leurs productions.*

*Cela les a amenés à penser qu'il fallait créer un recueil de conseils, de recommandations et de directives professionnelles portant sur la conception, les règles de calcul, les impératifs de fabrication et de levage.*

*Il semble bien que cette noble intention se trouve maintenant concrétisée par la parution des Charpentes en bois lamellé-collé (Guide pratique de conception et de mise en œuvre).*

*En effet, ce livre renferme l'essentiel de ce que l'on doit savoir pour construire correctement en bois lamellé-collé.*

*Le chapitre I — Le bois lamellé-collé est plus particulièrement destiné aux concepteurs et prescripteurs.*

*Le chapitre II — Fabrications concerne surtout les entreprises.*

*Le chapitre III — Calcul et vérification s'adresse plus spécialement aux bureaux d'études.*

*Le chapitre IV — Assemblages définit les détails pratiques d'exécution.*

*Enfin, les annexes regroupent un certain nombre de renseignements de caractère général.*

*Il est incontestable que la diffusion des connaissances acquises au fil des années, dans le domaine de la charpente en bois lamellé-collé, rendra de grands services à tous ceux qui sont concernés par ce procédé de construction : entrepreneurs, prescripteurs, concepteurs, maîtres d'ouvrages, enseignants et étudiants.*

*Cependant, cet ouvrage n'a pas encore reçu l'agrément officiel des autorités compétentes ; mais, étant donné le sérieux avec lequel il a été étudié, on peut vraisemblablement le considérer comme le prélude du futur D.T.U. de la profession.*

*Quoi qu'il en soit, il convient de rendre un juste hommage aux mérites des entrepreneurs et des ingénieurs qui ont participé à l'élaboration du présent guide.*

**B. ROBERT**  
Ancien Président du Syndicat National  
des constructeurs de charpentes  
en bois lamellé-collé

# TABLE DES MATIÈRES

PREFACE .....	VII
1. Le bois lamellé-collé .....	1
0 - Historique .....	1
1 - Définition du bois lamellé-collé d'après les règles CB 71 .....	1
2 - Caractéristiques mécaniques .....	1
2.1 Contraintes admissibles forfaitaires pour les bois L.C. à 15 % d'humidité .....	2
2.2 Influence de l'humidité .....	4
2.21 Répercussion sur les contraintes admissibles .....	4
2.22 Répercussion sur les déformations .....	4
2.23 Coefficient de rétractibilité .....	7
2.3 Moludes conventionnels de déformation des bois L.C. ....	7
2.4 Limites d'élasticité conventionnelles des bois L.C. ....	8
3 - Vérification de la charpente en bois L.C. sous les sollicitations extérieures .....	8
3.1 Notation .....	8
3.2 Vérification .....	9
3.3 Autres méthodes de vérification .....	10
3.4 Recours aux expériences directes .....	11
4 - Systèmes constructifs employés .....	11
4.1 Les différents systèmes .....	11
4.11 Systèmes isostatiques .....	11
4.12 Systèmes hyperstatiques .....	12
4.13 Systèmes particuliers .....	12
4.2 Avantages et inconvénients des différents systèmes .....	12
4.21 Système isostatique .....	12
4.22 Système hyperstatique .....	12
4.23 Système particulier .....	13
4.24 Calcul des structures .....	13
5 - Assemblages en charpente bois L.C. ....	13
5.1 Différents types d'assemblage .....	13
5.2 Organes d'assemblage .....	13
5.21 Pointes ordinaires .....	14
5.22 Pointes à adhérence améliorée .....	15
5.23 Boulons .....	15
5.24 Organes complémentaires .....	16
5.3 Incidence de la direction de l'effort par rapport aux fibres du bois .....	16
5.4 Incidence de la hauteur de la poutre .....	17

6 - Stabilité des bâtiments	17
6.1 Stabilité transversale	17
6.2 Stabilité longitudinale	18
7 - Protection des bois lamellés-collés	19
7.1 Protection contre l'humidité, les champignons et les insectes	19
7.2 Protection contre le feu	20
7.21 Comportement du bois	21
7.22 Comportement de la colle	21
7.23 Ignifugation du bois L.C.	22
7.24 Assurance	22
8 - Domaine d'application des structures L.C.	23
8.1 Possibilité de la charpente en bois lamellé collé	23
8.2 Inconvénients et avantages du bois L.C.	24
9 - Fabrication du bois lamellé-collé	25
9.1 Choix des matériaux	25
9.2 Fabrication	25
9.3 Problèmes particuliers relatifs à la fabrication du bois L.C.	26
9.31 Température de l'atelier	26
9.32 Humidité des bois	26
9.33 Dimensions des lamelles utilisées en charpente	26
9.34 Les colles	27
2. Prescriptions techniques de fabrication	29
1 - Objet des prescriptions techniques	29
1.1 Pour les Maîtres d'Oeuvre et d'Ouvrage	29
1.2 Pour les Entreprises	29
1.3 Pour les Bureaux de Contrôle	29
2 - Fabrication	29
2.1 Atelier de fabrication	30
2.2 Choix des matériaux	30
2.21 Le bois	30
2.22 Les colles	30
2.3 Séchage artificiel	33
2.4 Joints d'aboutage	33
2.41 Différents types de joints	33
2.42 Conditions minimales à respecter	33
2.43 Positionnement des joints des lamelles	33
2.5 Encollage	34
2.6 Serrage	35
2.61 Rôle du serrage	35
2.62 Rayon de cintrage en fonction des épaisseurs finies	36
2.63 Dispositions pratiques	38
2.7 Finition	38
3 - Contrôle de la fabrication au sein de l'entreprise	40
3.1 Par l'entreprise	40
3.2 Échantillons pour essais par un laboratoire agréé	41

3.21 Essai de traction perpendiculaire à la surface de collage . . . . .	42
3.22 Essai de cisaillement des plans de collage . . . . .	42
3.23 Autres essais . . . . .	42
4 - Qualification OPQCB . . . . .	43
3. Règles de calcul - Vérification . . . . .	45
1 - Références aux normes, règlements et documents divers . . . . .	45
2 - Vérification sous les sollicitations simples . . . . .	46
2.1 Traction axiale . . . . .	46
2.2 Compression axiale . . . . .	47
2.21 Sans flambement . . . . .	47
2.22 Avec flambement . . . . .	47
2.221 Cas de flambement simple . . . . .	48
2.222 Cas de flambement particulier . . . . .	49
2.223 Détermination de l'élanement $\lambda$ . . . . .	49
2.224 Rayon de giration . . . . .	49
2.225 Liaison transversale des sections composées ou en «croix» . . . . .	52
2.226 Cas particuliers des sections variables . . . . .	52
2.227 Cas de charges variables . . . . .	53
2.228 Effort de contreflambement . . . . .	55
2.228.1 Dispositions pratiques . . . . .	55
2.228.2 Effort dans les dispositifs antiflembement . . . . .	55
2.3 Flexion . . . . .	56
2.31 Flexion plane . . . . .	56
2.32 Flexion déviée . . . . .	56
2.321 Moments de flexion . . . . .	56
2.322 Efforts sur les entretoises . . . . .	56
2.323 Fixation des entretoises en bois . . . . .	58
2.33 Cas particulier de la poutre à section variable sous charge uniforme . . . . .	58
2.331 Poutre symétrique . . . . .	58
2.332 Poutre dissymétrique . . . . .	59
2.333 Poutre avec une forte courbure . . . . .	59
2.4 Autres sollicitations . . . . .	59
2.41 Cisaillement . . . . .	59
2.411 Cisaillement longitudinal sous l'action de l'effort tranchant . . . . .	59
2.412 Cisaillement longitudinal sous l'action d'un effort axial . . . . .	61
2.42 Compression transversale . . . . .	61
2.421 Compression transversale localisée . . . . .	61
2.422 Contrainte admissible en compression oblique non localisée . . . . .	62
2.423 Contrainte admissible en compression oblique localisée . . . . .	62
2.43 Traction transversale et traction oblique . . . . .	63
2.431 Contrainte admissible en traction transversale . . . . .	63
2.432 Contrainte admissible en traction oblique . . . . .	63

2.5 Déformation . . . . .	63
2.51 Vérification de la déformation de l'ouvrage . . . . .	63
2.52 Flèches admissibles . . . . .	64
2.53 Calcul de la flèche . . . . .	64
2.531 Calcul de la déformation d'une structure à inertie variable . . . . .	65
2.532 Cas des poutres sur deux appuis . . . . .	65
2.533 Cas particulier de la poutre symétrique à section variable . . . . .	66
3 - Vérification sous les sollicitations composées . . . . .	69
3.1 Traction+ Flexion . . . . .	69
3.2 Compression+ Flexion . . . . .	69
3.21 Compression sans flambement . . . . .	69
3.22 Compression avec flambement . . . . .	69
3.23 Cas particuliers de flexion composée . . . . .	69
3.231 Pannes servant à transmettre les efforts de contreventements . . . . .	69
3.232 Arcs à deux ou trois articulations . . . . .	70
3.232.1 Plan d'inertie minimale . . . . .	71
3.232.2 Plan d'inertie maximale . . . . .	72
3.3 Déversement . . . . .	76
3.31 Définition . . . . .	76
3.32 Détermination de la charge critique de ruine . . . . .	77
3.321 Charge critique $P_{cr}$ d'une poutre sur deux appuis . . . . .	77
3.322 Charge critique $P_{cr}$ d'une console . . . . .	78
3.323 Cas particulier où la charge n'est pas appliquée au centre de gravité de la section . . . . .	78
3.33 Autre méthode . . . . .	78
3.34 Dispositions à prendre pour éviter le déversement . . . . .	80
3.341 Cas de déversement . . . . .	80
3.342 Dispositif pour éviter le déversement . . . . .	81
3.4 Torsion . . . . .	81
3.41 Définition . . . . .	81
3.42 Contrainte due à la torsion libre . . . . .	81
3.43 Section rectangulaire simple . . . . .	82
3.431 Diagramme des contraintes . . . . .	82
3.432 Contraintes et déformations . . . . .	82
3.433 Vérification des contraintes . . . . .	83
3.44 Sections rectangulaires composées . . . . .	83
3.45 Autres sections . . . . .	83
3.451 Section elliptique . . . . .	84
3.452 Section circulaire . . . . .	84
3.46 Cas pratiques . . . . .	84
4 - Assemblages . . . . .	85
4.1 Différents types d'assemblages . . . . .	85
4.11 Les assemblages articulés . . . . .	85
4.12 Les assemblages encastrés . . . . .	85
4.2 Détermination des assemblages . . . . .	85

4.21 Définitions	86
4.22 Vérification sous les sollicitations extrêmes	86
4.3 Organes d'assemblages	87
4.31 Assemblages par clous	87
4.311 Diamètre maximal des clous	87
4.312 Distances minimales à respecter	87
4.313 Efforts admissibles en cisaillement	88
4.314 Réduction des charges admissibles	88
4.315 Assemblage par clous torsadés	88
4.32 Assemblages par boulons	88
4.321 Bois sur bois	89
4.322 Distances minimales à respecter	89
4.323 Efforts admissibles en cisaillement	90
4.324 Cas particulier métal-bois	91
4.325 Effort en traction dans les assemblages boulonnés	91
4.326 Réductions des efforts admissibles	91
4.33 Assemblages par tirefond	92
4.331 Pose du tirefond	92
4.332 Effort admissible en simple cisaillement	92
4.333 Cas particulier d'assemblage avec un flasque métallique	92
4.334 Tirefond en traction	92
4.335 Réductions des efforts admissibles	93
4.4 Organes complémentaires d'assemblages	93
4.41 Clavettes	94
4.42 Anneaux et connecteurs	95
5 - Sections utilisées en bois L.C.	95
5.1 Sections rectangulaires	95
5.11 Caractéristiques	95
5.12 Utilisation des zones extérieures	96
5.13 Section utile dans le cas de lamelles tranchées	96
5.131 Pour des pièces droites	96
5.132 Pour des pièces cintrées ayant un rayon de cintrage inférieur à 160e	96
5.133 Pour des pièces cintrées ayant un rayon de cintrage supérieur à 160e	97
5.2 Autres sections	97
5.21 Sections composées	98
5.22 Autres sections	99
4. Assemblages	99
1 - Introduction	99
2 - Stabilité transversale	99
3 - Stabilité longitudinale	100
3.1 Contreventements en toiture	100
3.11 Différents types de contreventements	101
3.12 Nombre de poutres au vent en toiture	102
3.13 Calcul des contreventements en toiture	102
3.131 Recherche des efforts appliqués	102

3.131.1	Cas de la poutre au vent située dans une travée entre deux éléments principaux	103
3.131.2	Cas de la poutre au vent du type d'égale résistance	103
3.131.3	Cas de la poutre au vent indépendante de l'ossature	104
3.131.4	Cas du contreventement par des panneaux rigides	104
3.14	Assemblages des contreventements en toiture	105
3.141	Assemblages	105
3.142	Mode d'assemblage	106
3.2	Palées de stabilité en longs-pans	107
3.21	Différents types de palées	107
3.22	Position des contreventements dans la palée	108
3.23	Influence des palées de stabilité sur les fondations	109
3.24	Calcul des palées de stabilité	109
3.25	Assemblage des palées de stabilité	110
3.26	Coefficient de sécurité vis-à-vis du vent extrême	110
4	Assemblages	110
4.1	Différents types d'assemblage	110
4.11	Les assemblages articulés	110
4.111	Articulation fictive	111
4.112	Articulation matérialisée	112
4.12	Les assemblages encastrés	113
4.121	Encastrement poteau-traverse	113
4.121.1	Détermination de l'assemblage	114
4.121.2	Cas particulier du cercle	115
4.122	Joint de continuité	115
4.122.1	Définition du moment résistant d'une section rectangulaire	116
4.122.2	Différents cas de sollicitations	116
4.122.3	Différents types de joints	118
4.122.4	Calcul des joints de continuité	120
4.122.5	Vérification des ferrures	120
4.2	Dispositions pratiques	121
4.21	Liaison entre charpente L.C. et fondations ou maçonnerie	121
4.211	Ancrage sur massif B.A. des arcs	121
4.211.1	Détermination des platines d'ancrage	121
4.211.2	Détermination des tiges de scellement en traction	124
4.211.3	Transmission des efforts horizontaux aux massifs de fondations	125
4.212	Ancrage sur mur	126
4.213	Protection des extrémités	127
4.22	Liaisons entre bois L.C.	128
4.221	Deux éléments L.C.	128
4.222	Trois éléments L.C. ou plus	128
4.223	Divers types d'assemblages	129

4.23 Liaisons entre bois L.C. et métal . . . . .	130
4.231 Cas du tirant métallique . . . . .	130
4.231.1 Pour reprendre la poussée horizontale . . . . .	130
4.232.2 Pour réduire les déformations . . . . .	131
4.231.3 Pour équilibrer un porte-à-faux . . . . .	131
4.232 Cas de ferrure de grande dimension . . . . .	132
4.3 Utilisation des organes de liaison . . . . .	132
4.31 Assemblages par pointes . . . . .	132
4.311 Renfort d'un encastrement en couronne . . . . .	133
4.312 Renfort d'un joint sur extradoss . . . . .	133
4.313 Renfort d'une fixation de contreventement . . . . .	133
4.32 Assemblages par boulons . . . . .	134
4.33 Assemblages par anneaux . . . . .	135
5 - Protection des bois . . . . .	137
5.1 Utilité de la protection du bois L.C. . . . .	137
5.2 Protection contre les champignons et les insectes . . . . .	137
5.3 Protection contre l'humidité . . . . .	138
5.4 Protection contre des atmosphères sèches . . . . .	140
5.5 Protection contre l'incendie . . . . .	141
5.51 Vitesse de destruction du bois par le feu . . . . .	141
5.52 Hypothèses de calcul . . . . .	141
5.53 Vérification d'une section au feu . . . . .	142
5.54 Dispositions pratiques . . . . .	143
5.55 Protection complémentaire . . . . .	143
5.56 Assurances . . . . .	144
6 - Notes de calculs et plans . . . . .	144
6.1 Obligations de l'entreprise . . . . .	144
6.2 Note de calculs . . . . .	144
6.3 Plans d'exécution . . . . .	145
Annexe 1 - Devis descriptif type . . . . .	147
1 - Hypothèses de calcul . . . . .	147
1.1 Situations climatiques, charges et surcharges . . . . .	147
1.11 Situation du bâtiment . . . . .	147
1.12 Vent d'après Règles NV . . . . .	147
1.13 Neige . . . . .	147
1.14 Charges et surcharges . . . . .	147
2 - Règles et documents applicables . . . . .	148
3 - Recommandations . . . . .	148
3.1 Bois . . . . .	148
3.2 Colle . . . . .	148
3.3 Exécution des ouvrages . . . . .	148
3.4 Protection . . . . .	149
3.5 Pièces métalliques . . . . .	149
3.6 Contreflèches . . . . .	150
3.7 Transport - levage . . . . .	150

4 - <i>Contrôle</i> . . . . .	150
5 - <i>Mission d'ingénierie</i> . . . . .	150
<b>Annexe 2 - Obligations des divers Corps d'État</b> . . . . .	<b>151</b>
1 - <i>Notes de calcul et dessins d'exécution</i> . . . . .	151
2 - <i>Coordination</i> . . . . .	151
2.1 Installation de chantier . . . . .	151
2.2 Accès - Aire de levage et de stockage . . . . .	152
2.3 Règles d'exécution . . . . .	152
2.4 Scellements et tolérances d'implantation . . . . .	153
2.5 Délais d'exécution . . . . .	154
2.6 Épreuves . . . . .	154
3 - <i>Intempéries</i> . . . . .	154
3.1 Transport . . . . .	154
4 - <i>Hygiène</i> . . . . .	155
5 - <i>Sécurité</i> . . . . .	155
6 - <i>Précautions pour le stockage et le montage</i> . . . . .	155
6.1 Pour le stockage . . . . .	155
6.2 Pour le montage . . . . .	156
7 - <i>Levage</i> . . . . .	156
7.1 Précautions . . . . .	156
7.2 Stabilité provisoire . . . . .	157
<b>Annexe 3 - Essai de flexion des aboutages</b> . . . . .	<b>159</b>
1 - <i>Principe de la méthode</i> . . . . .	159
2 - <i>Prélèvement des éprouvettes</i> . . . . .	160
3 - <i>Appareillage</i> . . . . .	160
4 - <i>Conditionnement</i> . . . . .	160
5 - <i>Essai</i> . . . . .	161
6 - <i>Interprétation des résultats</i> . . . . .	161
7 - <i>Résultats d'essai</i> . . . . .	161
<b>Annexe 4 - Rappel des notions de calculs</b> . . . . .	<b>163</b>
1 - <i>Calcul des éléments isostatiques</i> . . . . .	163
1.1 Calcul par la méthode graphique . . . . .	163
1.2 Calcul par la méthode analytique . . . . .	166
2 - <i>Calcul des éléments hyperstatiques</i> . . . . .	169
2.1 Calcul approché . . . . .	169

2.11 Principe du calcul approché au niveau de l'avant-projet . . . . .	169
2.2 Calcul précis . . . . .	170
2.21 Arc à section variable . . . . .	171
3 - <i>Calcul des éléments mixtes</i> . . . . .	172
3.1 Bois + acier . . . . .	172
3.11 Liaison articulée . . . . .	172
3.12 Liaison encastrée . . . . .	173
3.13 Poutres sous-tendues . . . . .	173
3.14 Portiques ou arcs sous-tendus . . . . .	175
3.2 Bois + Béton . . . . .	175
3.3 Bois + Acier + Béton . . . . .	175
4 - <i>Calcul sur ordinateur</i> . . . . .	176
4.1 Initiation au calcul sur ordinateur . . . . .	176
4.2 Hypothèses de calcul . . . . .	176
4.3 Exploitation des résultats . . . . .	177
Annexe 5 - Étude d'assemblages mécaniques pour charpentes en Bois Lamellé Collé . . . . .	189
Annexe 6 - Tableaux donnant les sections des poutres en bois lamellé sans contreflèche en fonctions des charges et des portées . . . . .	197
Annexe 7 - Combinaisons de contraintes . . . . .	222

# 1

## LE BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

### 0 HISTORIQUE

Ce fut au 16<sup>e</sup> siècle que Philibert Delorme, Architecte qui construisit le Palais des Tuileries et le Château d'Anet, a eu l'idée d'utiliser des bois assemblés entre eux pour réaliser des fermes en arc.

Trois siècles plus tard, le Colonel Emy, Directeur des Fortifications de Bayonne, imagina le système qui porte son nom. Il s'agissait de lamelles de bois assemblées par des boulons et brides métalliques.

Un exemple de ce type de fabrication existe encore à la Gare de Dieppe.

Vers 1900, le Suisse Otto Hetzer eut la géniale idée de remplacer les boulons par de la colle caséine. La charpente en bois lamellé-collé était née.

### 1 DÉFINITION DU BOIS LAMELLÉ-COLLÉ D'APRES LES REGLES CB 71

On appelle bois lamellé-collé des pièces massives reconstituées à partir de lamelles de bois, de dimensions relativement réduites par rapport à celles de la pièce, assemblées par collage. Ces lamelles sont disposées de telle sorte que leurs fils soient parallèles.

### 2 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

En charpente bois lamellé-collé, on emploie habituellement les deux essences suivantes:

Dénomination	Origine Description sommaire	Densité H = 15 %	Contrainte de rupture	Observations
Épicéa commun	Jura, Alpes du Nord, Vosges, Massif Central, Scandinavie, Sapin du Nord, U.R.S.S., Europe Centrale.  Tendre, blanc ou légèrement rosé, lustré, odeur résineuse, aubier non distinct.	0,40 à 0,50	500 bars environ	Rechercher les accroissements serrés Bois d'utilisation courante pour les charpentes (très résistant pour sa densité).
Pin Sylvestre	Vosges, Alpes, Massif Central, peuplements en plaine, Scandinavie, U.R.S.S.  Mi-dur, cœur rougeâtre peu résineux, aubier distinct plus pâle.	0,50 à 0,60	500 bars environ	Rechercher les accroissements serrés. Bois de choix pour les charpentes.

Il est possible d'utiliser toutes les essences de bois à condition de vérifier la compatibilité de la colle (par exemple, Fraké ou Limba employés en Afrique avec présence de piqûres, variations de teinte et de densité).

## 2.1 CONTRAINTES ADMISSIBLES FORFAITAIRES POUR LES BOIS L.C. A 15 % D'HUMIDITÉ (en bars)

A défaut d'essais sur des éléments en bois lamellé-collé, on peut adopter les contraintes admissibles données dans le tableau ci-dessous qui tiennent compte d'un coefficient de sécurité de 2,75 minimum :

MODE de SOLLICITATION	CATÉGORIE I	CATÉGORIE II
Compression axiale $\bar{\sigma}$	150	120
Traction statique $\bar{\sigma}$	150	120
Flexion statique $\bar{\sigma}_f$	150	120
Cisaillement longitudinal dans les plans de collage $\bar{\tau}$	13	13
Traction transversale $\bar{\sigma}_t$	6	5
Compression transversale $\bar{\sigma}_t$	27	22

La traction transversale dans les joints de collage est limitée à :

- 5 bars pour les colles urée-formol et caséine;
- 6 bars pour les colles résorcine.

NOTA -- Combinaisons de contraintes : dans le cas de coexistence de contraintes, se reporter à l'annexe 7.

Les catégories des bois employés sont définies dans les normes NF B 52.001 et les suivantes dont un rappel est donné ci-après :

### CATÉGORIE I

Bois de choix ne présentant aucune trace d'échauffure ni de pourriture, aucun dégât d'insecte (sauf les piqûres noires qui peuvent être tolérées); sciés à vives arêtes, de droit fil (pente générale du fil sur une face : 7 % au maximum, ne pouvant excéder localement 10 %).

Les nœuds sains et adhérents non groupés, de 30 mm de diamètre au maximum, sont acceptés.

Quelques fentes superficielles aux extrémités sont tolérées.

*Résineux* : sapin, épicéa, pin sylvestre.

Bois à accroissements faibles, provenant de régions montagneuses,	
Epaisseur moyenne des accroissements inférieure ou égale à . . . . .	3 mm
Densité minimum à 20 % d'humidité . . . . .	0,500

### CATÉGORIE II

Bois de choix ne présentant aucune trace d'échauffure ni de pourriture, aucun dégât d'insecte (sauf les piqûres noires qui peuvent être tolérées); sciés à vives arêtes; pente générale du fil admise sur une face : 12 % au maximum, ne pouvant excéder localement 20 %.

Les nœuds sains et adhérents non groupés, de 40 mm de diamètre au maximum, sont acceptés.

Quelques fentes superficielles aux extrémités sont tolérées.

*Résineux* : sapin, épicéa, pin sylvestre.

Bois à accroissements faibles,	
Epaisseur moyenne des accroissements inférieure ou égale à . . . . .	5 mm
Densité minimum à 20 % d'humidité . . . . .	0,450

Actuellement, il est envisagé un programme d'essais sur des pièces en bois lamellé collé afin d'obtenir des caractéristiques de flexion avec des bois de qualité inférieure à la catégorie II, cette dernière étant la plus fréquemment employée.

Ces essais permettront, suivant les résultats obtenus, d'utiliser des bois de catégorie inférieure pour le lamellé-collé, surtout dans la zone centrale d'une poutre.

De nouvelles méthodes de classification, basées sur la résistance mécanique des bois, sont actuellement appliquées dans certaines régions. Ces méthodes de classification automatique donnent des bois comparables à la catégorie I ou II mais d'aspect totalement différent.

On notera également l'utilisation du pin des Landes dans la fabrication du bois lamellé collé, avec des caractéristiques mécaniques voisines de la catégorie 2. Ce bois nécessite un triage assez important.

## 2.2 INFLUENCE DE L'HUMIDITÉ

### 2.2.1 Répercussion sur les contraintes admissibles

Le tableau ci-dessous donne les coefficients à appliquer aux contraintes admissibles en fonction du taux d'humidité :

Taux d'humidité %	7,50	10,00	12,50	15,00	17,50	20,00	22,50	25,00
En compression* . . . . .	1,30	1,20	1,10	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60
En traction { . . . . .	1,15	1,10	1,05	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80
En flexion								

Le taux d'humidité à prendre en considération est le taux d'équilibre hygroscopique des bois dans l'ambiance où se trouve la charpente après sa mise en œuvre et non pas le taux au moment de la fabrication.

On admet généralement :

- pour les constructions dans des bâtiments chauffés . . . . . 10 % (± 3 %)
- pour les constructions dans des bâtiments fermés  
mais non chauffés . . . . . 12 % (± 3 %)
- pour les constructions dans des bâtiments ouverts . . . . . 15 % (± 3 %)

### 2.2.2 Répercussion sur les déformations

On considère comme charges et surcharges de longue durée celles dont la durée d'application excède soit plus de trois mois consécutifs, soit plus de 50 % du temps en moyenne.

Les charges permanentes sont toujours à considérer comme des charges de longue durée.

Sauf indication particulière du Cahier de Prescriptions Spéciales (C.P.S.) ou du Cahier des Charges, la neige est considérée comme surcharge instantanée.

Le Maître d'œuvre doit préciser dans le C.P.S. l'état hygrométrique de l'air et la température ambiante du local afin que l'entreprise puisse déterminer le coefficient de fluage  $\theta$  à appliquer aux flèches des structures en bois lamellé-collé.

Le coefficient  $\theta$  dépend :

- de la contrainte sous les charges et surcharges de longue durée,
- de la variation du taux d'humidité.

\* Pour le cisaillement et la traction transversale, on adoptera les mêmes coefficients que ceux définis pour la compression.

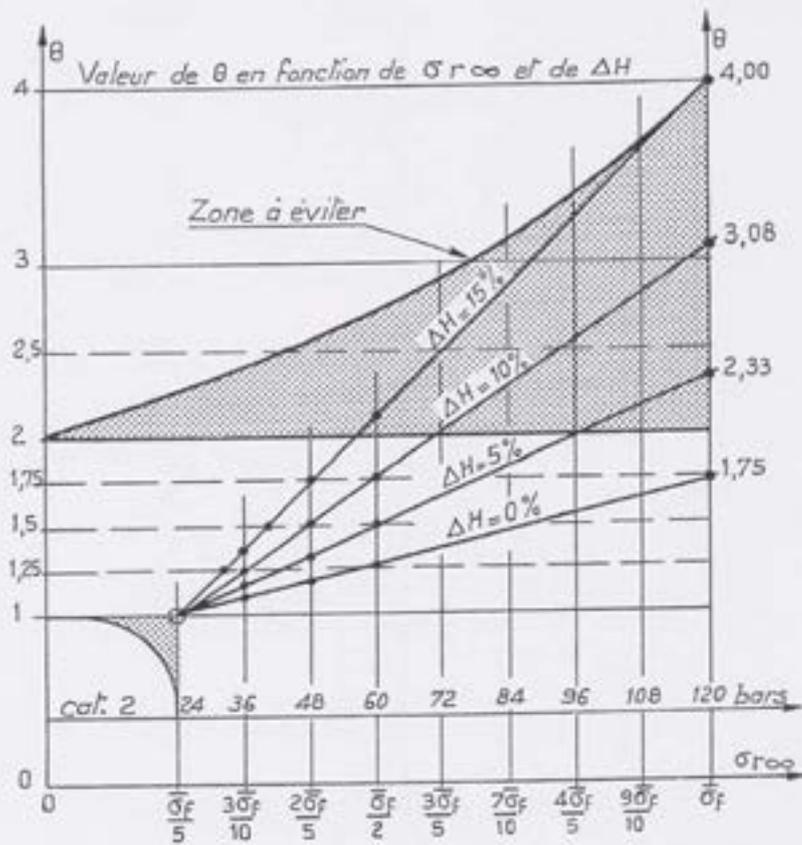
- $\bar{\sigma}_f$  la contrainte admissible en flexion,
- $\sigma_{r\infty}$  la contrainte réelle en flexion à laquelle sera soumis l'ouvrage sous l'action des charges et surcharges maximales de longue durée,
- $\frac{\bar{\sigma}_f}{5}$  la limite forfaitaire du fluage en flexion,
- $H$  l'humidité du bois après sa mise en œuvre,
- $\Delta H$  la différence entre le maximum et le minimum des humidités atteintes après la mise en œuvre et jusqu'à la stabilisation complète des déformations du bois (prise en valeur absolue).
- $\theta$  le coefficient de fluage. Il est fixé en fonction de la contrainte réelle sous charges de longue durée et de la variation du taux d'humidité du bois.

Coefficient de fluage  $\theta$ Tableau des valeurs de  $\theta$  en fonction de diverses valeurs de  $\sigma_{r\infty}$  et de  $\Delta H$  lorsque  $H = 15\%$ 

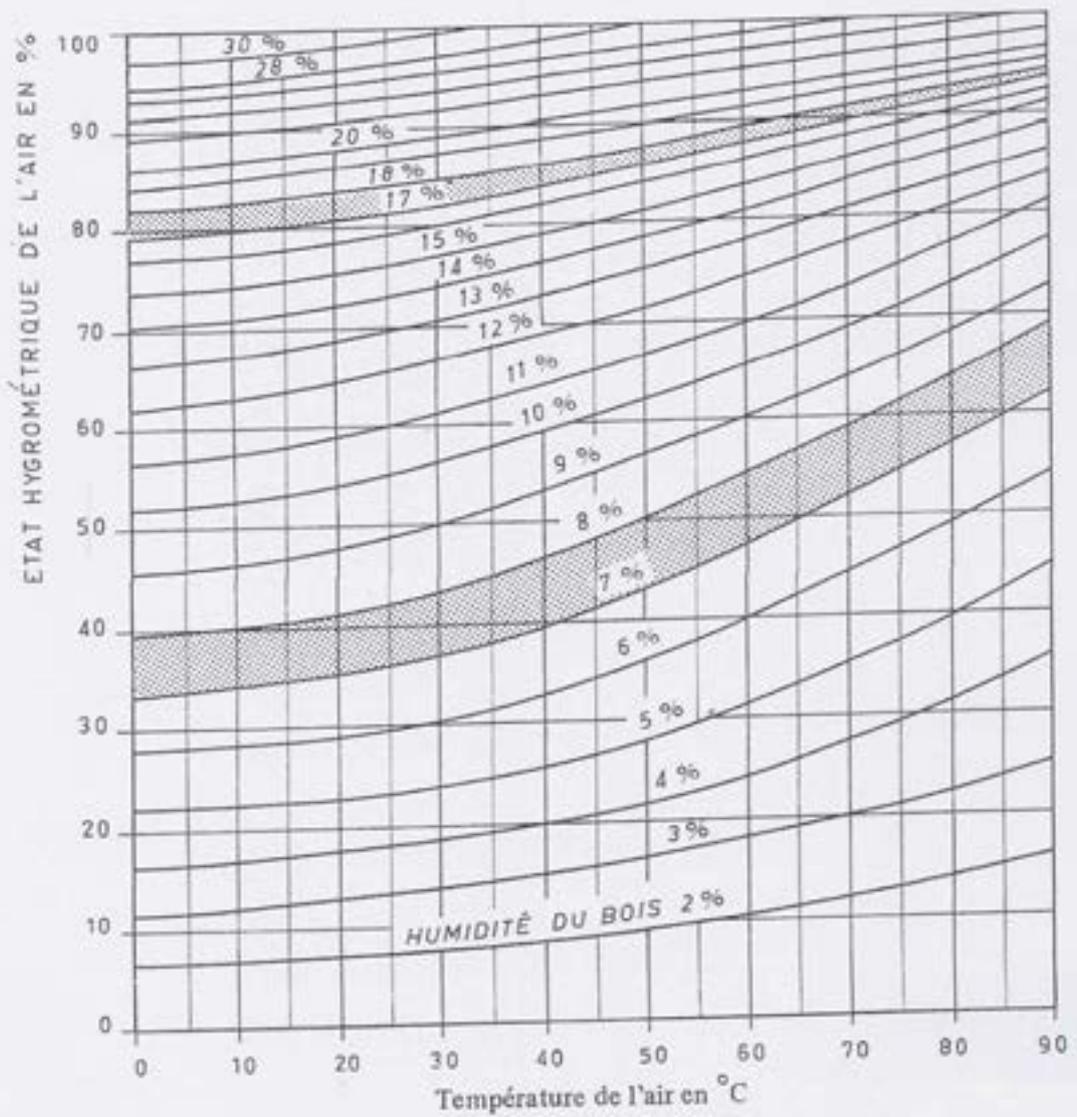
Valeurs de $\sigma_{r\infty} =$		$\Delta H =$		0 %	5 %	10 %	15 %
		I	II				
CATÉGORIE ...							
$\frac{\bar{\sigma}_f}{5}$	30	24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\frac{2\bar{\sigma}_f}{5}$	60	48	1,19	1,33	1,52	1,75	
$\frac{\bar{\sigma}_f}{2}$	75	60	1,30	1,50	1,78	2,125	
$\frac{4\bar{\sigma}_f}{5}$	120	96	1,56	2,00	2,56	3,25	
$\bar{\sigma}_f$	150	120	1,75	2,33	3,08	4,00	

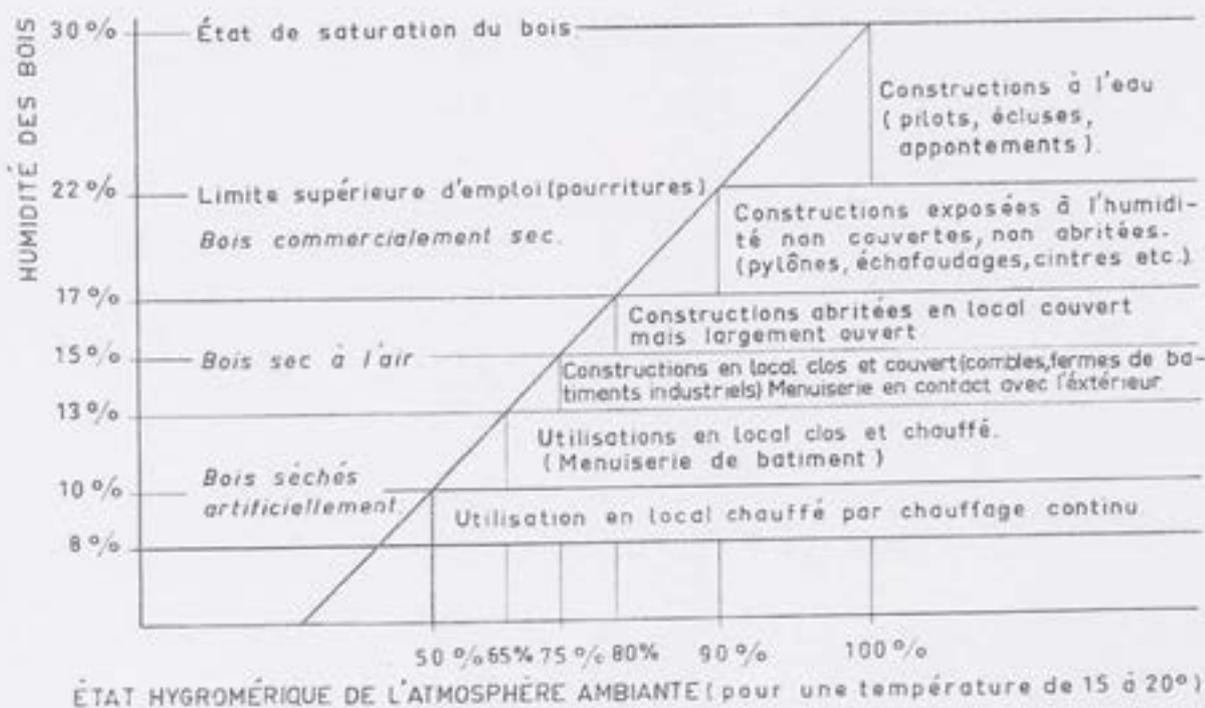
Pour des taux d'humidité  $H$  différents de 15 %, on appliquera la formule ci-dessous :

$$\theta = 1 + \left[ \frac{\frac{H + \Delta H}{12}}{1 - \frac{\Delta H - 5}{15 + \Delta H}} \times \frac{\sigma_{r\infty} - 0,2 \bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_f} \right]$$



COURBES D'EQUILIBRE HYGROSCOPIQUE DU BOIS





### 2.23 Coefficient de rétractibilité

La valeur moyenne du coefficient de rétractibilité linéaire pour 1 % de variation du taux d'humidité du bois est de :

- 0,2 % dans le sens transversal,
- 0,01 % dans le sens axial.

On constate que la rétractibilité axiale est pratiquement négligeable à côté de la rétractibilité transversale. Cette dernière doit être prise en compte dans la tenue des assemblages des éléments en bois L.C. de très grande hauteur.

Quant à l'effet de la dilatation, il est sans influence *sur les structures en bois lamellé-collé*. On peut donc le négliger dans les calculs, ce qui permet de supprimer les joints de dilatation dans les bâtiments de grandes dimensions.

### 2.3 MODULES CONVENTIONNELS DE DÉFORMATION DES BOIS LAMELLÉS-COLLÉS

On peut admettre, à défaut d'essais préalables, les valeurs suivantes pour les modules conventionnels de déformation instantanée, en bars, pour des résineux à 15 % d'humidité :

<i>Sollicitation</i>	<i>Modules</i>	<i>Catégorie I</i>	<i>Catégorie II</i>
Compression longitudinale .	$E_C = 10\,500 \sqrt{\bar{\sigma}}$	128 500	115 000
Traction longitudinale . . . .	$E_T = 10\,500 \sqrt{\bar{\sigma}}$	128 500	115 000
Flexion en tenant compte des déformations par effort tranchant . . . . .	$E_F = 10\,500 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$	128 500	115 000
Flexion sans tenir compte des déformations par effort tranchant . . . . .	$E'_F = 9\,000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$	110 000	99 000
Cisaillement . . . . .	$E_G = 310 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$	3 800	3 400
Compression transversale non localisée . . . . .	$E_T = 1\,420 \sqrt{\bar{\sigma}_t}$	7 400	6 700

$\bar{\sigma}$ ,  $\bar{\sigma}'$ ,  $\bar{\sigma}_f$  et  $\bar{\sigma}_t$  étant les contraintes admissibles, compte tenu des prescriptions relatives à l'humidité des bois définies en 2.2.

## 2.4 LIMITES D'ÉLASTICITÉ CONVENTIONNELLES DES BOIS LAMELLÉS-COLLÉS

Elles sont fixées forfaitairement par une majoration de la contrainte admissible, exprimées en bars, soit :

	I	II
175 % en compression . . . . .	260	210
175 % en traction . . . . .	260	210
175 % en flexion . . . . .	260	210
150 % au cisaillement . . . . .	19,5	19,5
150 % à la traction transversale . . . . .	13,5	10,5
150 % à la compression transversale . . . . .	40,5	33

## 3 VÉRIFICATION DE LA CHARPENTE EN BOIS L.C. SOUS LES SOLLICITATIONS EXTÉRIEURES

### 3.1 Notation

On désigne par :

- (G) la sollicitation due à la charge permanente,
- (P) la sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique,

- ( $P_{\infty}$ ) la sollicitation due à la partie des surcharges d'exploitation considérée comme de longue durée,
- ( $P_c$ ) la sollicitation due aux surcharges climatiques normales qui se décompose en :  
 ( $P_v$ ) sollicitation normale due au vent,  
 ( $P_n$ ) sollicitation normale due à la neige,
- ( $P_{ce}$ ) la sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes qui se décompose en :  
 ( $P_{ve}$ ) sollicitation extrême due au vent,  
 ( $P_{ne}$ ) sollicitation extrême due à la neige,
- ( $P_{n_{\infty}}$ ) la sollicitation considérée comme de longue durée due à la neige, si les documents particuliers du marché prescrivent de considérer ce cas,
- ( $SI$ ) la sollicitation due aux surcharges sismiques (éventuellement).

La sollicitation due aux surcharges produisant des effets périodiques est à envisager dans certains cas particuliers (passerelle, porte-à-faux, etc...).

La sollicitation due aux effets de la température n'est pas à prendre en compte. En effet, le coefficient de dilatation longitudinale est très faible et pratiquement négligeable.

### 3.2 VÉRIFICATION

Tableau résumant les sollicitations à prendre en compte et les valeurs des contraintes limites correspondantes à ne pas dépasser :

<i>Expressions symboliques des sollicitations</i>	<i>Valeur limite supérieure fixée pour les contraintes qui en résultent</i>
- Sollicitations pondérées du premier genre - cas des constructions définitives :	Valeurs des contraintes admissibles
(1) $(S1) = (G) + 1,2 (P)$	
(2) $(S1') = (G) + \gamma_p (P) + (P_c)$ avec $\gamma_p = 0$ ou $1$ pour obtenir le cas le plus défavorable	Valeurs des contraintes admissibles
- cas des constructions provisoires : mêmes expressions (1) et (2) pour les sollicitations du premier genre.	Mêmes valeurs que ci-dessus multipliées par 10/9
- Sollicitations pondérées du second genre qu'il s'agisse de constructions définitives ou provisoires	Valeurs des limites élastiques conventionnelles
(3) $(S2) = 1,1 (G) + 1,5 (P) + \gamma_{ce} (P_{ce})$ avec $\gamma_{ce} = 1,1$ ou $0$ selon que les trois sollicitations sont de même sens ou que ( $P_{ce}$ ) est de sens contraire aux deux autres.	Valeurs des limites élastiques conventionnelles
(4) $(S2) = 0,9 (G) + \gamma_{ce} (P_{ce})$ avec $\gamma_{ce} = 1,1$ (ainsi, quand les sollicitations sont de sens contraire, on voit s'il y a risque de soulèvement de la toiture)	Valeurs des limites élastiques conventionnelles
(5) $(S''2) = (G) + (P) + (SI)$	Valeurs des limites élastiques conventionnelles

### NOTAS.1 - *Constructions provisoires*

On appelle constructions provisoires tout édifice dont la durée d'exploitation ne dépasse pas trois mois.

Ces bâtiments doivent être définis contractuellement dans le C.P.S. en accord avec le Maître de l'ouvrage.

### 2 - *Définition du critère de ruine*

La vérification du deuxième genre fait appel à une limite élastique conventionnelle à ne pas dépasser pour éviter la ruine du bâtiment.

On considère que la ruine d'une construction est atteinte, nonseulement lorsqu'il y a effondrement ou renversement de l'ensemble, mais encore lorsque le déplacement ou la déformation irréversible d'un élément sont suffisamment importants pour compromettre la conservation de l'édifice ou la poursuite de son exploitation.

### 3 - *Vérification des déformations*

Elle est à faire sous les sollicitations du premier genre seulement.

Sous les sollicitations du deuxième genre, il n'y a pas lieu de vérifier les conditions de déformation.

## 3.3 AUTRES MÉTHODES DE VÉRIFICATION

Dans le cas où l'on établit des méthodes de calcul autres que celles envisagées ci-dessus, on devra vérifier que l'on obtient un degré de sécurité équivalent à ce qui est donné dans les recommandations.

Pour mémoire, si l'on désigne par :

$(U)$	la sollicitation globale provoquant la rupture,
$\eta_{ex} = \frac{(U)}{(S1)}$	le coefficient de sécurité statique d'exploitation
$\eta_{oc} = \frac{(U)}{(S'1)}$	le coefficient de sécurité sous surcharges d'exploitation et surcharges climatiques,
$\eta_{st} = \frac{(U)}{(S2)}$	} les coefficients globaux de stabilité
$\eta'_{st} = \frac{(U)}{(S''2)}$	
$\eta''_{st} = \frac{(U)}{(S'''2)}$	

On devra avoir pour les constructions définitives :

$$\eta_{ex} \geq 2,75$$

$$\eta_{ec} \geq 2,75$$

$$\eta_{st} \geq 2,45$$

$$\eta'_{st} \geq 2,45$$

$$\eta''_{st} \geq 2,45$$

On entend par coefficient de sécurité le quotient de la contrainte conventionnelle de rupture par la contrainte résultant des calculs.

### 3.4 RECOURS AUX EXPÉRIENCES DIRECTES

Dans certains cas particuliers, des expériences directes sur des éléments types sont considérées comme justification complète des éléments identiques en dimension et en qualité des matériaux ; les essais doivent être poussés au-delà des charges de service pour mettre en évidence un degré de sécurité suffisant avant l'apparition de la ruine.

#### REMARQUE IMPORTANTE

L'entreprise responsable de la charpente en bois doit remettre en temps utile au Maître d'Ouvrage et aux constructeurs intéressés (qui doivent exécuter les ouvrages d'appui et d'ancrage) tous les documents et graphiques précisant les points d'application, les directions et les grandeurs des réactions de la charpente dans les différents cas de charges examinés ci-dessus.

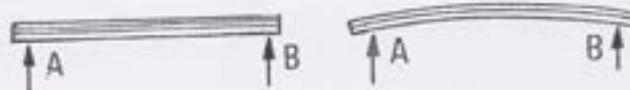
Ces pièces ne sont exigibles qu'après l'obtention du marché signé.

## 4 SYSTEMES CONSTRUCTIFS EMPLOYÉS

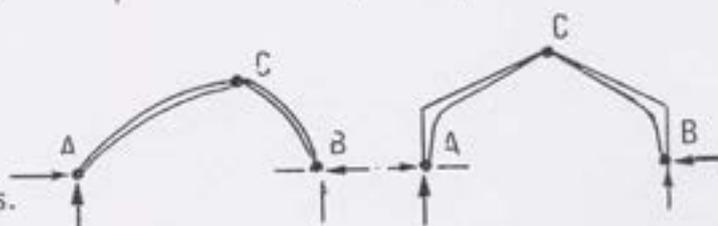
### 4.1 LES DIFFÉRENTS SYSTEMES

#### 4.11 Systèmes isostatiques

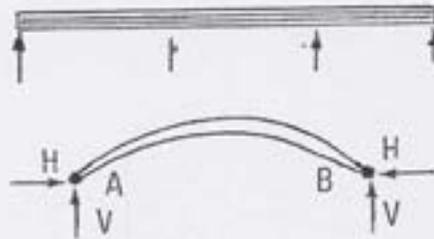
- Poutres droites ou légèrement courbes sur deux appuis,



- Arcs à trois articulations.



#### 4.12 Systèmes hyperstatiques



- Poutres continues de deux ou plusieurs travées,
- Arcs à deux articulations,
- Portiques à traverses droites ou courbes, articulés en pied.

#### 4.13 Systèmes particuliers

- Voiles minces.
- Poutres à treillis de grande portée réalisées avec du lamellé-collé,
- Système mixte acier-bois,
- Système mixte bois L.C. + treillis + contreplaqué.

### 4.2 AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DES DIFFÉRENTS SYSTEMES

#### 4.21 Système isostatique

- Calcul simple,
- Assemblages simples,
- Peu de répercussion sur les fondations, sauf pour les arcs à trois articulations,
- Peu d'influence en cas de tassement des fondations.

#### 4.22 Système hyperstatique

- Calcul relativement plus complexe,
- Assemblages parfois plus délicats pour assurer la continuité de certains éléments,
- Meilleure utilisation des sections,
- Déformation plus faible,
- Répercussion sur les fondations due aux poussées engendrées par ces systèmes,
- Influence des tassements d'appuis.

Il est à noter qu'il est très rare de réaliser des arcs encastrés en pied pour plusieurs raisons :

- ancrage difficile à réaliser,
- rotation toujours possible des fondations,
- fluage du bois au droit des assemblages,
- calcul manuel complexe.

#### 4.23 Système particulier

- Les voiles paraboliques hyperboliques (ou *PH*) entraînent souvent une mise en œuvre plus délicate (échafaudage, clouage, intempérie, etc...) mais permettent de réaliser, de façon spectaculaire, de grandes surfaces sans appui intermédiaire.

Il est nécessaire pour ces voiles d'avoir une courbure importante pour éviter leur déformation. De plus, une bonne isolation au-dessus du voile est souhaitable.

- Les systèmes mixtes bois L.C. + treillis + contreplaqué font souvent l'objet de brevet.

- Les systèmes mixtes acier-bois ou béton-bois (par exemple, traverse en bois L.C. et poteaux métalliques ou béton) peuvent apporter une solution rationnelle à l'utilisation du bois lamellé-collé dans certains cas particuliers.

On peut adopter des systèmes mixtes avec encastrement du poteau haut et bas ou avec des poteaux en V, articulés haut et bas. Ces solutions conviennent généralement avec des poteaux en acier.

#### 4.24 Calcul des structures

Il n'est pas question, dans ce chapitre, de définir des méthodes de calcul, mais de signaler que les structures en bois peuvent se calculer comme toutes les autres structures, en appliquant les théories de la résistance des matériaux.

On peut citer les avantages du calcul à la machine par l'informatique qui permet d'introduire toutes les caractéristiques des différents matériaux, en particulier les modules d'élasticité  $E$  dans le cas des structures mixtes.

De plus, ce mode de calcul permet d'obtenir, de façon très précise et dans un délai très court, tous les efforts et les déformations de la structure.

En outre, le calcul des structures spatiales peut être envisagé sans grande difficulté. Mais la réalisation des structures spatiales en bois pose des problèmes particuliers pour les assemblages.

## 5 ASSEMBLAGES EN CHARPENTE BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

### 5.1 DIFFÉRENTS TYPES D'ASSEMBLAGE

On distingue :

- les assemblages collés-cloués ou collés-agrafés,
- les assemblages traditionnels bois sur bois.



Les valeurs admissibles des pointes sont variables suivant l'épaisseur du bois à assembler. (Voir § ASSEMBLAGES page 87)

## 5.22 Pointes à adhérence améliorée

Sous ce vocable sont incluses les pointes torsadées, crantées, etc...

La section réelle est inférieure de 40 % environ à celle des pointes ordinaires de même diamètre apparent.

Ces pointes, souvent réalisées en acier à haute résistance, permettent :

- un pouvoir de fixation élevé\*,
- une réduction du fendage et de l'écartement entre pointes,
- une augmentation de la charge admissible, c'est-à-dire que :
  - à nombre égal de pointes, les charges admissibles sont toujours supérieures,
  - à poids égal de pointes, les charges admissibles sont de 35 à 40 % supérieures.

La résistance à l'arrachement est égale à 40 % de celle du simple cisaillement pour une pénétration de 10 d. (voir § 4.315 page 88).

Dans tous les cas, il y a lieu de proscrire le clouage dans du bois de bout.

## 5.23 Boulons

C'est l'organe le plus fréquemment utilisé. Ils sont, en général, en acier ADX.

A titre d'information, on peut admettre pour les boulons les charges admissibles suivantes :

	<i>Simple cisaillement</i>	<i>Double cisaillement</i>
Boulons $\phi$ 14 . . . . .	240 kg	750 kg
Boulons $\phi$ 16 . . . . .	290 kg	880 kg
Boulons $\phi$ 18 . . . . .	320 kg	1000 kg

Les valeurs admissibles des boulons sont variables suivant l'épaisseur du bois à assembler et suivant les positions des ferrures (entures ou flasques).

Il est impératif, dans les assemblages boulonnés, de respecter certaines conditions, en particulier les distances entre deux boulons, les talons minimaux (distance entre l'extrémité d'une pièce de bois et le 1er boulon), etc...

Ces conditions sont données dans le chapitre *Assemblages*. (page 87)

\* Pour une pointe de 180, à charge admissible égale à 180 kg, la section d'une pointe torsadée est de 27,7 mm<sup>2</sup> contre 38,5 mm<sup>2</sup> pour une pointe lisse.

## 5.24 Organes complémentaires

Pour augmenter la charge admissible d'un assemblage boulonné, on utilise des organes complémentaires.

Il existe dans le commerce une quantité importante de ces éléments dont la caractéristique principale est d'obtenir un effort admissible très élevé sous un encombrement minimum, avec une mise en place assez simple.

On peut citer, par exemple :

- les crampons Bull Dog à simple ou double enture,
- les anneaux Rigling,
- les assembleurs U.R.,
- les connecteurs B.A.T.,
- les crampons Menig à dents, etc...

Le positionnement de ces organes nécessite un matériel spécial assez simple.

Par ailleurs, ces anneaux peuvent être remplacés par des tubes de forte épaisseur tronçonnés à la scie. Cette solution est utilisée depuis de nombreuses années par certains charpentiers sans aucun problème. De ce fait, il est possible d'admettre cette pratique à condition que les anneaux ainsi réalisés soient correctement positionnés, lors de l'usinage, avec un matériel spécialement conçu pour ce travail.

Ces anneaux doivent, en outre, respecter les conditions suivantes, en fonction du diamètre  $D$  du tube :

- épaisseur minimale . . . . .  $0,04 D$
- hauteur minimale . . . . .  $0,2 D$

La charge admissible de ces différents organes est déterminée par l'essai ou par le calcul, mais il faut être très prudent dans ce dernier cas. Il est recommandé de se reporter aux tableaux des charges admissibles fournis par les fabricants.

## 5.3 INCIDENCE DE LA DIRECTION DE L'EFFORT PAR RAPPORT AUX FIBRES DU BOIS

Il est nécessaire de diminuer la contrainte admissible des organes d'assemblages en fonction de cet angle. (Voir § Assemblages page 87)

On peut admettre un coefficient de réduction, en fonction des organes

- de  $0$  à  $30^\circ$  . . . . .  $k = 1$
- de  $30$  à  $60^\circ$  . . . . .  $k = 0,85$  à  $0,90$
- de  $60$  à  $90^\circ$  . . . . .  $k = 0,65$  à  $0,80$

On retrouve cette incidence surtout dans les assemblages des portiques (poteau sur traverse) où, compte tenu :

- de l'effort normal,
- de l'effort tranchant,
- du moment d'encastrement,

il est pratiquement impossible d'obtenir un effort parallèle aux fibres de bois.

#### 5.4 INCIDENCE DE LA HAUTEUR DE LA POUTRE

Pour les assemblages des poutres de grande hauteur, la difficulté réside dans le retrait transversal du bois, qui dans de nombreux cas, est la cause de désordres (une variation de 5 % du taux d'humidité du bois L.C. sur une poutre de 1,00 m de hauteur entraîne un retrait transversal de 1 cm). Ce sont souvent des ruptures importantes dans le bois et parallèles aux plans de collage.

Cette amorce de rupture est souvent favorisée par un alignement des organes d'assemblage et la dessiccation importante du bois lamellé-collé, en particulier dans des bâtiments surchauffés ou mal ventilés.

## 6 STABILITÉ DES BATIMENTS

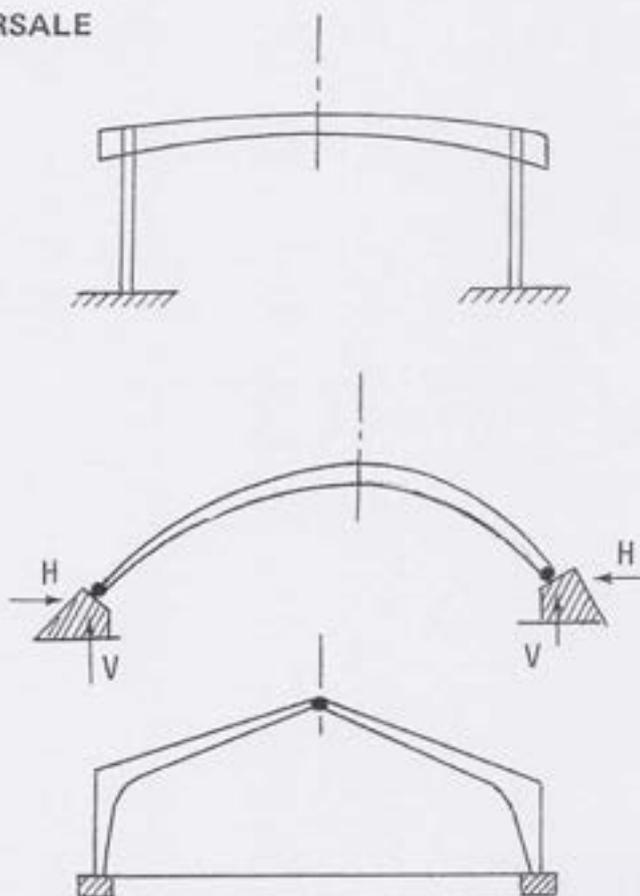
### 6.1 STABILITÉ TRANSVERSALE

Elle peut être assurée :

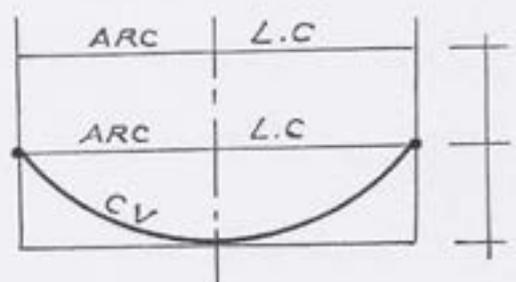
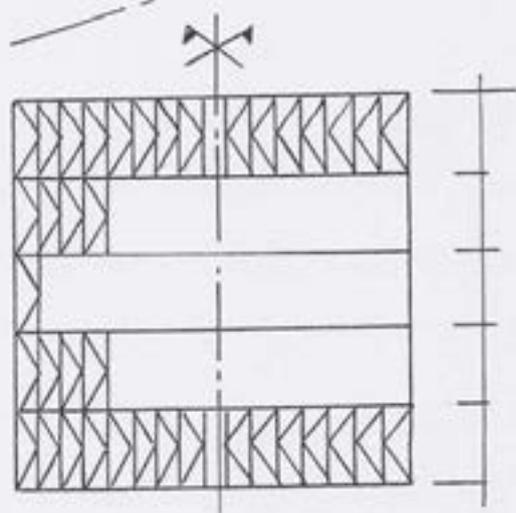
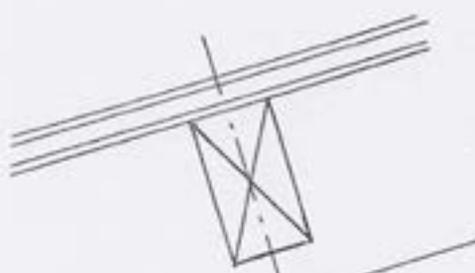
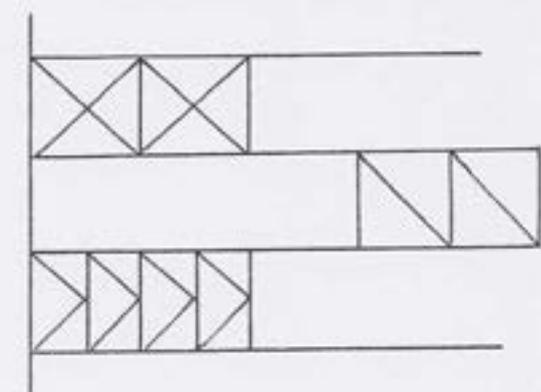
- soit par des poteaux métalliques ou en béton armé encastrés sur les fondations ; ces poteaux reçoivent alors la charpente en bois L.C. (en général des poutres droites ou des arcs avec tirants) ;

- soit par des portiques (arcs à deux ou trois articulations) directement ancrés sur les fondations ; ces portiques sont presque toujours articulés à leur base.

Le charpentier doit obligatoirement donner au bétonnier les descentes de charges sur les fondations. Ce dernier doit s'assurer, qu'en cas de soulèvement, les efforts peuvent être repris par l'ossature béton.



## 6.2 STABILITÉ LONGITUDINALE



Au niveau de la toiture, elle est assurée par des contreventements réalisés par :

- des croix de Saint-André,
- des poutres en *N*,
- des diagonales en *K*,
- le platelage bois cloué sur les pannes et les arbalétriers (ce qui nécessite la pose des pannes dans œuvre si on veut obtenir un maximum d'efficacité),
- les panneaux de particule à base de bois,
- les panneaux contre-collés,
- les contreplaqués.

La pose de ces panneaux incombe au charpentier qui devra s'assurer de la stabilité de sa charpente en phase de montage.

On peut utiliser un contreventement partiel (dans une ou deux travées, à l'extrémité du bâtiment, par exemple) ou un contreventement total sur toute la superficie du bâtiment.

On peut aussi utiliser un système de contreventement d'égale résistance ou des arcs paraboliques de contreventement placés dans un plan horizontal.

Dans ce dernier cas, il faut s'assurer que les efforts sont uniformément répartis sur l'arc, sinon on obtient des déformations très importantes sous des efforts dissymétriques.

Au niveau des longs-pans, la reprise des efforts s'effectue

par des palées de stabilité qui peuvent être :

- des murs maçonnés et chaînés,
- des croix de Saint-André,
- des K ou des V,
- des portiques multiples constitués par les poteaux et des poutres longitudinales encastrées sur ces derniers.

Le problème de stabilité est primordial dans un bâtiment en charpente et il est nécessaire qu'il y ait une bonne coordination technique, aussi bien au niveau de l'étude que de l'exécution, pour éviter des sinistres navrants dus souvent à l'obstination des différents corps d'état qui ne collaborent pas pour la mise au point d'une solution technique cohérente.

On peut citer l'exemple fréquent de pignons dits *autostables* qui s'effondrent pendant le week-end en général sous un coup de vent malheureux. Il est souhaitable que le pignon s'appuie en tête sur la charpente qui sera alors contreventée en conséquence. Dans ce cas, il est préférable de prévoir des pignons réalisés avec une ossature en bois lamellé-collé.

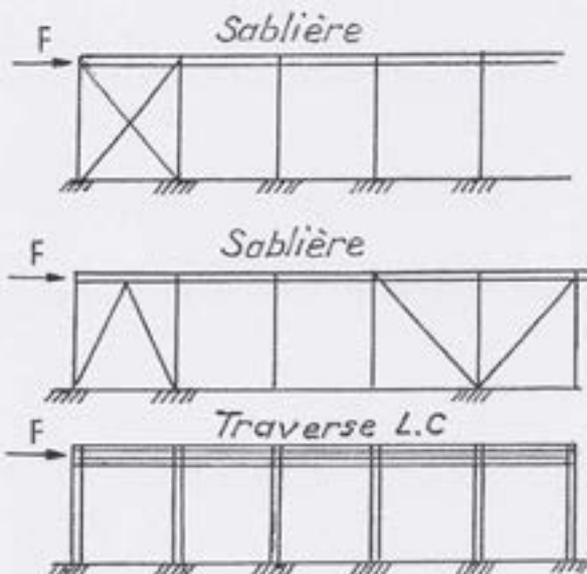
Cette solution plus homogène permet la libre déformation de la charpente et supprime les fissurations que l'on rencontre souvent dans les liaisons trop rigides charpente-maçonnerie et tout particulièrement dans les pignons et les longs-pans.

Dans les cas courants, les maçonneries doivent pouvoir admettre une déformation de 1/200 de la hauteur.

Par élément autostable, il faut comprendre : un élément capable de *résister seul* aux diverses sollicitations extérieures (en particulier, le vent).

On peut également réaliser des pignons porteurs.

Par pignon porteur, il faut comprendre : un pignon capable de reprendre les efforts apportés par la charpente. Il faut s'assurer, dans ce cas, que les charges verticales n'entraînent pas la ruine du pignon par flambement de l'ossature porteuse.



## 7 PROTECTION DES BOIS LAMELLÉS-COLLÉS

### 7.1 PROTECTION CONTRE L'HUMIDITÉ, LES CHAMPIGNONS ET LES INSECTES

- par traitement préventif après usinage (voir produits sous label CTBF),

- par entretien régulier pour des bois exposés aux intempéries,
- par l'isolement des bois qui ne doivent pas être en contact permanent avec un milieu humide,
- par protection des coupes d'extrémité, surtout en cas de taille sur chantier.

Pour les bois à l'extérieur, il faut exiger une protection au départ très efficace et prendre toutes les dispositions pour éviter la stagnation de l'eau. Ces bois nécessitent pratiquement un entretien régulier si l'on veut les conserver dans de bonnes conditions.

Cette protection devra être assurée par des produits insecticides, fongicides, éventuellement hydrofuges et non filmogènes. Les vernis, qui résistent mal aux intempéries, sont à éviter. Les produits pigmentés foncés sont ceux qui résistent le mieux généralement.

L'application des couches de finition est à prévoir dans le lot *Peinture* après la pose et le réglage de la charpente.

Quant à l'entretien périodique de la charpente (tous les deux ans environ ou plus suivant le site et l'exposition du bâtiment), il incombe au Maître de l'Ouvrage de l'assurer.

## 7.2 PROTECTION CONTRE LE FEU

Le bois est un matériau combustible par excellence, surtout en petite section. Par contre, pour des pièces massives, il se consume très lentement et de façon régulière, à savoir environ 0,6 à 0,7 mm par minute.

Tout en brûlant, il forme une couche superficielle de charbon de bois qui devient un écran protecteur non négligeable.

De plus, pendant le temps de combustion, il est le seul à garder toutes ses propriétés mécaniques à l'encontre d'autres matériaux.

Dans ces conditions, faut-il prévoir une protection contre le feu pour le bois lamellé-collé ?

Les structures en bois lamellé-collé étant toujours des pièces massives, il semble qu'une protection par un produit ignifuge soit assez aléatoire.

Dans la mesure où la sécurité face à l'incendie est primordiale, il serait plus intéressant d'augmenter les sections des bois L.C. que d'envisager une protection par un enduit ignifuge qui gâte et supprime le côté esthétique et vivant du bois.

Les points délicats dans de telles structures sont :

- la couverture et le bardage constitués par des matériaux non stables au feu, les faux plafonds,
- les sections de bois trop faibles,

- les contreventements de petites sections ou en acier,
- les liaisons par des pièces métalliques de trop faibles épaisseurs.

## 7.21 Comportement du bois

Une charpente en bois de fort équarissage ne brûle que très lentement et seulement lorsqu'il y a apport continu de chaleur extérieure.

Les déformations des pièces de bois sont peu importantes et leur résistance mécanique ne diminue que très lentement.

Les charpentes en bois ont, en outre, l'avantage de pouvoir être arrosées par des lances d'incendie sans risque de s'effondrer ou de se désagréger comme la charpente métallique ou le béton.

A titre de comparaison, on peut donner les résultats suivants (obtenus au C.T.B.) :

<i>Charge 10t</i>	<i>Poteau en chêne 15 x 15 x 230 cm</i>	<i>HN 100 de 230 cm</i>
Poteau nu	52 mn	8 à 10 mn
Protection par 1 cm de plâtre	81 mn	60 à 69 mn
Protection par 2 cm de plâtre	118 mn	84 à 95 mn

L'essence du bois peut influencer sur son comportement au feu et il serait intéressant de comparer la résistance des divers bois.

## 7.22 Comportement de la colle

Le C.T.B. a effectué un essai sur des poutres L.C. exposées au feu de façon analogue pendant 35 mn afin de déterminer la valeur comparative de certaines colles.

On constate, d'après les résultats de cet essai, que le comportement de la colle résorcine est meilleur que celui des colles urée-formol et caséine.

Des échantillons de portiques en bois lamellé-collé ayant subi une très forte attaque du feu (2 à 3 cm de bois calciné autour de la section de bois) ont été prélevés pour réaliser des éprouvettes de traction perpendiculaire à la surface de collage.

On a pu constater, après essai :

- que la rupture a eu lieu dans le bois et non pas dans la surface de collage,
- que la zone située à la limite de la partie carbonisée présentait une résistance légèrement inférieure ( $17,3 \text{ kg/cm}^2$ ) à celle située au cœur de la poutre ( $21,5 \text{ kg/cm}^2$ ) soit environ 25 % de réduction.

### 7.23 Ignifugation du bois lamellé-collé

Ignifuger des matériaux inflammables comme le bois, c'est leur faire subir un traitement qui va les rendre plus difficilement inflammables, voire non inflammables.

Les critères de qualité d'un produit ignifuge sont :

- l'efficacité contre le feu et la durabilité dans le temps,
- la souplesse et l'adhérence sur le bois,
- l'absence de dégagement de gaz nocifs ou suffocants en cas d'incendie,
- l'aspect décoratif,
- la résistance aux agents extérieurs.

Différents modes d'ignifugation sont possibles mais ils présentent des inconvénients :

- soit dans le coût de l'opération si on veut une ignifugation à cœur, lamelle par lamelle,
- soit dans l'incompatibilité du produit de traitement avec la colle ou le bois,
- soit en masquant l'aspect esthétique du bois.

De plus, certains produits de traitement superficiel sont délavables et nécessitent pendant le transport, le stockage et le levage, une protection particulièrement efficace contre les intempéries et ceci jusqu'à la pose de la couverture.

Aussi, il est plus intéressant, connaissant la vitesse de combustion du bois, de déterminer la résistance au feu d'une charpente en bois lamellé-collé sans aucune protection particulière.

Le mode de calcul de stabilité au feu et les hypothèses de charges à adopter dans ce cas particulier sont définis dans le chapitre III, § 5.53, où les textes réglementaires relatifs à la protection contre l'incendie des bâtiments industriels ou recevant du public sont également évoqués.

A titre d'exemple, on peut retenir que, pour obtenir une stabilité au feu d'une demi-heure, il suffit de 2 cm de bois par face exposée aux flammes, c'est-à-dire que pour une poutre principale de 14 X 80 cm et après déduction des 2 cm par face, il reste une section résistante de 10 X 76 cm qui peut travailler jusqu'à la rupture, avec un coefficient de sécurité de 1.20. (§ 5.521 page 141)

### 7.24 Assurance

L'Assemblée Plénière des Sociétés d'Assurances contre l'incendie a mis au point avec l'Union Nationale des Chambres Syndicales de Charpente, Menuiserie et Parquets le «Cahier de Spécifications CS 1» concernant les ossatures en bois lamellé-collé ou en bois massif.

Ce cahier, paru le 15 mai 1973, a pour objet de «définir les principales caractéristiques des ossatures en bois lamellé-collé ou en bois massif, nécessaires

pour qu'elles ne déclassent pas un bâtiment dont la construction peut, par ailleurs, être classée 1er risque.»

Les sections minimales données dans ce Cahier sont :

- ossature principale . . . . .	11 X 30 cm	} section nominale
- éléments complémentaires . . .	8 X 18 cm	
- éléments d'entretoisement . . .	5 X 15 cm	

La législation actuelle impose certaines mesures de sécurité contre l'incendie auxquelles il est nécessaire de se reporter.

A titre d'information, on rappelle, ci-après, l'article C 0 14 du règlement de Sécurité Incendie :

§ 1 - Les éléments porteurs ou auto-porteurs constituant le gros œuvre des bâtiments à simple rez-de-chaussée de toutes catégories et ceux des bâtiments à deux niveaux (dont un rez-de-chaussée) utilisés pour abriter des établissements de 2e, 3e et 4e catégories doivent offrir au moins une stabilité au feu de degré 1/2 h.

Toutefois, les planchers doivent être coupe-feu de degré 1/2 h.

§ 2 - Les éléments porteurs ou auto-porteurs constituant le gros œuvre des bâtiments à deux niveaux (dont un rez-de-chaussée) utilisés pour abriter des établissements de 1ère catégorie et ceux des bâtiments de plus de deux niveaux mais de 28 m ou moins utilisés pour abriter des établissements de 2e, 3e et 4e catégories doivent offrir au moins une stabilité au feu de degré 1 h, à l'exception des faux planchers dont la stabilité peut être réduite à 1/2 h.

Toutefois, les planchers doivent être coupe-feu de degré 1 h.

§ 3 - Les éléments porteurs ou auto-porteurs constituant le gros œuvre des bâtiments de plus de deux niveaux mais de 28 m ou moins utilisés pour abriter des établissements de 1ère catégorie doivent offrir au moins une stabilité au feu de degré 1 h 1/2, à l'exception de faux planchers dont la stabilité peut être réduite à 1/2 h.

Toutefois, les planchers doivent être coupe-feu de degré 1 h 1/2.

§ 4 - Les dispositions ci-dessus ne visent pas les pièces de charpente de couverture : celles-ci, dans les établissements de toutes catégories, doivent offrir une stabilité au feu de degré 1/2 h.

Toutefois, sous réserve que les éléments constitutifs soient tout au moins moyennement inflammables, ce comportement au feu n'est pas exigible :

a) dans les bâtiments à simple rez-de-chaussée dans lesquels ces pièces de charpente sont visibles du sol. Mais, dans ce cas, les ouvertures prévues à l'article C 0 18 doivent communiquer directement avec l'extérieur et ne pas former avec l'horizontale un angle supérieur à 30° ;

b) lorsque ces pièces de charpente sont séparées des locaux à public par un plancher ou faux plancher coupe-feu de degré 1/2 h au moins.

Voir l'arrêté du 25 Juin 1980 paru au J.O du 14 Août 1980.

## 8 DOMAINE D'APPLICATION DES STRUCTURES L.C.

### 8.1 POSSIBILITÉ DE LA CHARPENTE EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

Il est possible de réaliser des structures de très grandes portées en bois lamellé-collé au-delà de 100 m, mais la difficulté réside :

- dans la reprise des efforts au niveau des fondations, car les grandes portées en bois ne sont concevables que sous forme d'arc du type parabolique,

- dans l'utilisation des bâtiments couverts de grandes surfaces.

Le financement de ces ouvrages ne pose pas plus de problèmes que pour les réalisations en charpente métallique ou en béton.

Techniquement, il est possible de concevoir des portées allant jusqu'à 200 m environ.

Parmi les grandes réalisations françaises, citons :

- le hall d'exposition de Tours (98,00 m),
- le stade couvert de l'I.N.S. de Joinville (89,00 m),
- le hangar U.T.A. de Roissy-en-France (77 m + 61,80 m + 60,80 m)

Si on exclut ces bâtiments exceptionnels, il reste une gamme extrêmement vaste, allant de la simple panne en bois lamellé-collé aux poutres de 25,00 m, de petits halls de 15,00 m en portique aux grands bâtiments de 60,00 à 70,00 m en arc, sans oublier tous les bâtiments tels que :

- églises, salles de réunion, de restaurant,
- gymnases, patinoires, tribunes de stade, piscines,
- halls industriels, centres commerciaux,
- halls de stockage,
- passerelles, ponts,
- escaliers,
- maisons individuelles,
- silos,
- planchers industriels, etc...

## 8.2 INCONVÉNIENTS ET AVANTAGES DU BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

### *Les inconvénients*

On peut relever quelques défauts dus souvent à l'emploi de bois trop humides qui produisent des gerces après séchage, à une mauvaise protection préventive ou à une conception irrationnelle entraînant une attaque par les champignons ou le pourrissement localisé du bois.

Ces inconvénients sont dus à l'hygroscopicité du bois qui conduit à une migration de l'eau vers les extrémités des éléments L.C.

Les accidents dus au décollement des lamelles sont assez rares si on prend les précautions nécessaires au moment de la fabrication.

### *Les avantages*

On peut retenir :

- la légèreté et la résistance du bois lamellé-collé face aux structures en béton et en acier ; comparativement, pour une résistance sensiblement équivalente, le bois lamellé-collé est cinq fois plus léger que le béton (une ossature en béton

porte surtout son poids propre alors que la charpente L.C. supporte principalement la couverture et les surcharges climatiques) ;

- une tenue au feu, sans aucune protection complémentaire, très avantageuse ; lors d'un incendie qui a duré plus de 2 h, la charpente en bois lamellé-collé d'une patinoire de la région parisienne a parfaitement résisté sans s'effondrer, ce qui a permis de sauvegarder la piste de patinage ;

- un comportement excellent dans les milieux corrosifs tels que les tanneries, les vinaigreries, etc...

- un entretien en intérieur pratiquement nul,

- une esthétique et une impression de bien-être indiscutables.

## 9 FABRICATION DU BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

### 9.1 CHOIX DES MATÉRIAUX

En fonction de sa destination, le choix des matériaux se résume à celui du bois et de la colle. Le bois employé est presque toujours du résineux.

Il y a eu quelques fabrications avec d'autres essences en particulier des essences tropicales, mais cette pratique n'est pas encore généralisée en France pour des problèmes d'approvisionnement, de prix et parfois de mise en œuvre.

On trouvera au § 9.34 un résumé des principales caractéristiques des colles employées en charpente bois L.C.

### 9.2 FABRICATION

Le principe est relativement simple : c'est un empilage de planches rabotées et encollées sur deux faces jusqu'à obtenir la hauteur désirée de la pièce définitive.

En pratique, le problème est plus complexe.

Schématiquement, la fabrication se résume aux différentes opérations suivantes :

- stockage du bois sur parc,
- séchage du bois en séchoir, afin d'obtenir l'humidité compatible avec le type de colle employée et en fonction de la destination de la charpente.
- triage,
- tronçonnage et aboutage des lamelles, afin de réaliser les longueurs nécessaires à la fabrication,
- rabotage des lamelles,
- encollage des lamelles,
- empilage des éléments encollés,

- mise sous presse et serrage, afin d'obtenir une pression uniforme ; cette pression est fonction du choix de la colle et de l'essence du bois,
- stabilisation des poutres à température constante, puis rabotage sur les deux faces,
- travaux de finition (mise à la cote en hauteur et en longueur, entaillage, perçage et positionnement des organes de liaison),
- traitement de la charpente,
- stockage des éléments finis en attendant le chargement, le transport et le montage.

### 9.3 PROBLEMES PARTICULIERS A LA FABRICATION DU BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

#### 9.31 Température de l'atelier

La température de l'atelier doit être maintenue aux environs de 18 à 20°, ce qui nécessite un chauffage important.

#### 9.32 Humidité des bois

L'humidité des bois dépend des conditions d'utilisation et du choix de la colle.

Généralement elle est comprise entre 7 et 16 %.

Il est indispensable de contrôler l'humidité des bois avant d'encoller. Entre deux planches successives, la différence d'humidité ne doit pas être supérieure à 2 %.

#### 9.33 Dimensions des lamelles utilisées en charpente

Les épaisseurs courantes pour les résineux sont de 22, 27, 33 et 45 mm après rabotage.

La section maximale ne doit pas dépasser 70 cm<sup>2</sup>, avec une épaisseur et une largeur respectivement inférieures à 5 et 25 cm (21 cm étant la largeur maximale la plus couramment utilisée).

A partir des épaisseurs ci-dessus mentionnées, on peut obtenir normalement les rayons de cintrage suivants (valables pour des charpentes courantes) :

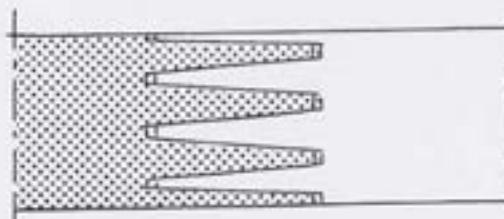
$e = 22 \text{ mm}$	$R = 3,50 \text{ m}$
$e = 27 \text{ mm}$	$R = 4,35 \text{ m}$
$e = 33 \text{ mm}$	$R = 5,30 \text{ m}$
$e = 45 \text{ mm}$	$R = 7,20 \text{ m}$

Dans certains cas, on peut obtenir des rayons plus faibles en prenant des précautions au niveau de l'encollage et de la mise sous presse.

Il est à noter que plus le rayon est petit, plus l'épaisseur du bois doit être mince et plus le prix de revient est élevé.

#### *Aboutage des planches*

Les structures L.C. se caractérisent par des éléments de très grandes longueurs. Pour obtenir ces pièces, il est nécessaire d'abouter des lamelles (dont la longueur est de quelques mètres) par un assemblage à entures.



Cet aboutage se fait par des machines rotatives tournant à très grande vitesse. Les entures ainsi réalisées, après collage, assurent la continuité des lamelles sans aucune diminution des contraintes admissibles.

Elles peuvent être simples ou multiples. Ce sont des assemblages auto-serrants.

Cette opération permet également :

- d'utiliser toutes les coupes de bois de longueur quelconque,
- d'éliminer les défauts des bois (nœuds vicieux, nœuds barrettes, flaches importantes, etc...).

### 9.34 Les colles

Les colles habituellement employées dans la fabrication du bois lamellé collé se classent suivant trois types :

**1er type - LA CASÉINE** - Elle ne peut être employée que pour des bâtiments intérieurs, protégés des intempéries et bien ventilés, avec une température inférieure à 65°C.

Sa tenue à l'eau et aux micro-organismes est faible.

Elle peut être employée avec des bois ayant un taux d'humidité ne dépassant pas 18 %.

**2e type - L'URÉE-FORMOL** - Bien que résistant à l'humidité, elle ne peut être employée en extérieur, surtout pour des bâtiments exposés aux intempéries.

Elle résiste assez mal à la chaleur sèche d'où son emploi assez limité dans des intérieurs chauffés.

**3e type - LA RÉSORCINE** - C'est la colle la mieux adaptée à la charpente en bois lamellé-collé car elle est neutre aux agents chimiques et insensible à l'humidité après collage. De plus, elle présente une bonne résistance au feu.

Elle nécessite, toutefois, des bois assez secs au collage (12 % d'humidité environ) et un rabotage très soigné des planches avant collage.

Son coût est plus élevé que les deux autres types de colle.

Son emploi tend à se généraliser dans presque toutes les entreprises.

D'autres colles peuvent être employées à condition qu'elles ne fluent pas dans le temps. Les progrès constants de la chimie permettront peut-être un jour une amélioration de la technique de fabrication.

### Doc : CTBA CHOIX DES COLLAGES

Adhésif	Temps de prise	Précautions d'emploi	Avantages	Inconvénients	Domaine d'application		
					Abou-tage	Lamel-lation	Panneau-tage
Résorcine	4 à 16 h à 20° C 2 à 4 h à 40° C H.F.* : 4 à 5 mn	• Conservation : 5 à 12 mois à 20° C • Température d'application : 15-20° C en général • Toxicité	• Tenue aux intempéries • Tenue au feu • Collage de matériaux divers • Joints épais possibles	• Joints de couleur foncée • Coût élevé • Abrasivité	X	X	X
Méla-mine urée-formol	4 à 16 h à 20° C 1 à 3 h à 40° C 2 à 5 mn à 100° C H.F.* : 4 à 5 mn	• Conservation : 6 mois à 20° C • Température minimale d'application : 5° C • Formulation pour prise à froid à améliorer	• Tenue à l'eau et à l'humidité • Tenue satisfaisante à la chaleur • Rigidité très élevée	• Tenue aux intempéries inférieure à celle des résorcines • Abrasivité	X	X	X
Urée-formol modifiée	4 à 8 h à 20° C 15 à 30 mn à 60° C H.F.* : 3 à 4 mn	• Conservation : 1 an à 20° C • Température minimale d'application : 5° C • Température maximale : 70° C	• Assez bonne tenue à l'eau et à l'humidité • Rigidité élevée • Joints épais possibles	• Sensibilité aux températures supérieures à 70° C • Abrasivité	X	X	X
Vinyl-ique à durcisseur	20 à 40 mn à 20° C H.F.* : 1 à 2 mn	• Craint le gel • Préfère des joints minces	• Grande durée de vie en pot • Non abrasive • Bonne tenue à l'eau, à l'humidité, à la chaleur	• Fluage • Dosage précis du durcisseur	(X)		X
Poly-uréthane	10 à 30 mn à 20° C H.F.* : 3 à 4 mn	• Joint mince • Toxicité • Solvants pour nettoyage • Sensible à l'humidité • Durée de vie en pot limitée	• Collage de matériaux divers • Collage sur finitions	• Fluage • Sensibilité à l'humidité et à la chaleur			X

\* Formulation adaptée pour collage haute fréquence : les temps de prise sont indiqués au m<sup>2</sup> de collage pour un générateur d'une puissance d'environ 5 kW.

# 2

## PRESCRIPTIONS TECHNIQUES DE FABRICATION

### 1 OBJET DES PRESCRIPTIONS TECHNIQUES

#### 1.1 POUR LES MAITRE D'OEUVRE ET D'OUVRAGE

Elles permettent d'avoir une connaissance précise de la fabrication de la charpente en bois lamellé-collé.

Elles tiendront lieu, éventuellement, de pièces contractuelles dans l'élaboration des marchés publics ou privés.

#### 1.2 POUR LES ENTREPRISES

Ce sont des conditions minimales à respecter par l'entreprise dans la fabrication de toutes les pièces en bois lamellé-collé.

#### 1.3 POUR LES BUREAUX DE CONTROLE

Elles permettent de suivre d'une façon précise la fabrication et facilitent les contrôles, ainsi que les prélèvements des échantillons pour d'éventuels essais de traction ou de cisaillement.

### 2 FABRICATION

La fabrication du bois lamellé-collé doit être faite en respectant les conditions minimales ci-après .

## 2.1 ATELIER DE FABRICATION

Afin d'obtenir les conditions nécessaires à la bonne tenue des collages, la température de l'atelier de collage ne doit pas être inférieure à 16° avec un degré hygrométrique de l'air de 60 % environ.

Des appareils de contrôle doivent être installés à poste fixe :

- dans l'atelier de collage,
  - 1 thermomètre hygrométrique enregistreur contrôlé à l'aide d'un psychromètre à thermomètre sec et humide,
- dans la cuisine de collage,
  - 1 ou 2 balances (la seconde de plus faible capacité pour le pesage des durcisseurs).

De plus, un registre de collage doit être tenu pour préciser les principales caractéristiques de la fabrication.

## 2.2 CHOIX DES MATÉRIAUX

Le choix des matériaux dépend :

- du Cahier des Charges ou du devis descriptif,
- des conditions d'emploi de la charpente L.C.,
  - en milieu neutre ou normal,
  - en milieu agressif,
  - en atmosphère extérieure,
- de l'hygrométrie de l'air ambiant et de la température moyenne du bâtiment dans lequel se trouvera la charpente L.C.

En fonction de ces différentes conditions, on choisira le bois et la colle les plus aptes à répondre aux exigences des Maîtres d'œuvre.

### 2.21 Le bois

C'est généralement du résineux (voir tableau ci-après).

Il est possible, éventuellement, d'utiliser des bois autres que des résineux, à condition de bien vérifier la compatibilité de la colle avec le bois et la rétractibilité transversale.

Défauts à éliminer :

- flaches,
- nœuds vicieux et non adhérents,
- nœuds barrettes,
- gerces profondes dans les lamelles,
- lamelles fortement gauchies.

### 2.22 Les colles

Le tableau page 33 précise le choix du type de colle en fonction des conditions d'exploitation ainsi que leurs propriétés.

**BOIS DES RÉGIONS TEMPÉRÉES UTILISÉS DANS LES CONSTRUCTIONS EN LAMELLÉ-COLLÉ**

Nom commercial, scientifique	Autre nom commercial	Provenance	Description sommaire du bois	Densité Dureté Rétractibilité	Propriétés mécaniques	Résist.* de rupture en compression axiale
PIN LARICIO <i>Pinus laricio</i>	Pin laricio de Corse Pin noir d'Autriche	Basses montagnes du sud de l'Europe, de l'Asie Mineure et de l'Algérie. Race originaire de Corse: planté en diverses régions (plaines et basses montagnes). Pin noir d'Autriche: planté (reboisements) surtout dans les régions calcaires.	Bois de cœur brun-rouge ou rosé (pin laricio de Corse) ou jaune brunâtre (pin noir d'Autriche). Fil généralement droit. Grain assez fin. Aspect corné. Bois très résineux, hétérogène. Aubier différencié blanchâtre, très développé.	Bois de Corse 0,50 à 0,80. Dur et assez lourd. Retrait total fort, très nerveux. Pin noir d'Autriche de reboisement: 0,45 à 0,55. Retrait total moyen, assez nerveux.	Les bois de Corse résistent bien à la compression, moyennement bien à la flexion et aux chocs. Les bois ayant crû sur le continent sont plus médiocres au point de vue mécanique.	
PIN MARITIME <i>Pinus pinaster</i>	Pin des Landes	Europe méditerranéenne et sud-Atlantique. En France: littoral de l'Atlantique, Provence. Planté (reboisements) dans certaines régions de l'ouest et du centre en plaine.	Bois de cœur rougeâtre ou rouge-brun clair. Fil plus ou moins droit. Aspect corné chez les bois gemmés. Bois très résineux, hétérogène. Aubier différencié, blanchâtre, très développé.	0,50 à 0,65. (bois non gemmés). 0,75 à 0,80 (bois gemmés). Dur et lourd. Retrait total moyen, moyennement nerveux.	Résiste bien à la compression, mais en flexion il est moins élastique que le pin sylvestre. On doit éviter les efforts dynamiques.	
SAPIN <i>Abies pectinata</i>	Sapin de pays Sapin des Vosges Sapin de Normandie	Montagnes de l'Europe moyenne et méridionale. En France: Vosges, Jura, Massif central, Pyrénées, Alpes, Normandie (dans la région de Laigle).	Bois blanc mat ou légèrement teinté en brun roussâtre. Fil variable, généralement très droit. Mat, hétérogène, non résineux. Aubier non différencié.	0,45 à 0,55. Tendre et léger. Retrait faible, peu nerveux (sauf bois à veines rouges).	Résistances axiales élevées pour le poids. Plus raide et moins résilient que l'épicéa. Cohésion transversale faible.	330 - 460
WESTERN HEMLOCK <i>Tsuga heterophylla</i>		Importé de la côte occidentale des États-Unis et du Canada. Quelques plantations (reboisements) en France (dans l'ouest) et en Belgique	Bois de couleur brun pâle. Fil droit en général. Texture uniforme. Éclat lustré, bois non résineux. Aubier non différencié.	0,45 à 0,50. Très tendre et assez léger. Retrait moyen. Moyennement nerveux.	Propriétés mécaniques sensiblement analogues à celles du pin sylvestre (légèrement plus faibles cependant).	
MÉLÈZE <i>Larix decidua</i>		Alpes et montagnes de l'Europe centrale. En France: dans les Alpes (étage subalpin). Reboisements dans les massifs montagneux.	Bois de cœur brunâtre, rougeâtre ou pourpre. Fil droit. Structure hétérogène (bois final bien tranché). Aspect corné. Aubier différencié, assez mince, blanc jaunâtre.	0,55 à 0,70. Plutôt tendre, mi-lourd. Retrait moyen. Souvent très nerveux.	Bonnes résistances mécaniques, en particulier en flexion et compression. Très fissile, peu adhérent. Résiste plus ou moins aux chocs.	550 - 650

\* sur bois massif.

(Extrait du Cahier C.T.B. n°93)

**BOIS DES RÉGIONS TEMPÉRÉES UTILISÉS DANS LES CONSTRUCTIONS EN LAMELLÉ-COLLÉ**

Nom commercial, scientifique	Autre nom commercial	Provenance	Description sommaire du bois	Densité Dureté Rétractibilité	Propriétés mécaniques	Résist.* de rupture en compres. axiale
<b>DOUGLAS</b> <i>Pseudotsuga dooglasii</i> <i>P. taxifolia</i>	Pin d'Orégon Sapin de Douglas	Importé de la côte occidentale des États-Unis et du Canada. Planté (reboisements) dans le Massif central, en Bretagne, etc.	Bois de cœur jaune rosé ou brun rougeâtre, très hétérogène et veiné, résineux. Fil droit. Aubier distinct, pâle.	0,50 à 0,65. Mi-dur. mi-lourd. Retrait total moyen à faible, assez peu nerveux.	Le bois de couleur jaune (Côtes) a des résistances mécaniques supérieures à celui de couleur rouge (Montagnes). Résiste bien en compression, très bien en traction et en flexion. Assez fissile, peu adhérent, plutôt raide, assez résilient si accroissements entre 2 et 4 mm.	450 - 600
<b>ÉPICÉA</b> <i>Picea excelsa</i>	Épicéa commun « Sapin blanc du Nord » (importé)	Nord de l'Europe et montagnes de l'Europe centrale. En France: Vosges, Jura, Alpes du Nord. Planté (reboisements) dans le Massif central, les Pyrénées et en plaine dans diverses régions de France. Importé de Scandinavie et d'U.R.S.S.	Bois blanc ou légèrement rosé, lustré, à odeur résineuse très prononcée à l'état frais, fil droit. Aubier non distinct.	0,40 à 0,50. Tendre et léger. Retrait total faible. Assez peu nerveux.	Comme les bois des latitudes septentrionales (> 57° N) ou de haute altitude, à accroissements fins, il a des propriétés remarquables pour son poids; cependant très fissile, peu adhérent (bois de fente). C'est un bois résilient.	450 - 550
<b>PIN SYLVESTRE</b> <i>Pinus sylvestris</i>	Pin. « Sapin de pays » « Sapin rouge du Nord » (importé)	Nord et est de l'Europe. Asie: montagnes dans l'Europe moyenne et méridionale. En France: Vosges, Alpes, Massif central, Pyrénées: reboisements en plaines. Importé de Suède, Finlande et U.R.S.S.	Bois de cœur plus important que chez les autres pins, rosé, rougeâtre ou rouge brunâtre. Fil généralement droit. Grain très variable. Bois peu résineux, hétérogène. Aubier différencié, blanc jaunâtre clair, assez large.	0,40 à 0,50 en plaine. 0,55 à 0,65 pour pin de montagne et du Nord. Léger à mi-lourd. Retrait total moyen, relativement nerveux.	Résistances mécaniques fortes en compression, en flexion et aux chocs. Résilient, assez fissile, peu adhérent transversalement.	450 - 550
<b>PITCHPIN</b> <i>Pinus palustris</i> <i>P. taeda</i> <i>P. sp. p.</i>	Southern yellow pine	Importé du sud-est des États-Unis.	Bois de cœur brun jaune ou brun rouge. Fil assez droit. Grain variable. Bois très résineux à aspect corné, hétérogène. Aubier différencié, jaunâtre, abondant.	0,55 à 0,80, selon provenance. Bois dur et lourd. Retrait total assez fort. Bois nerveux.	Excellentes propriétés mécaniques. Très bon en compression et au flambage. Assez bon en flexion. Assez raide et cassant aux chocs, très fissile, peu adhérent.	525 - 700

	<i>Humidité du bois &lt; 18 %</i>	<i>Humidité du bois ≥ 18 %</i>	<i>Exposition en atmosphère contenant des produits chi- miques ou exposition directe aux intempéries</i>
Température élevée	Résorcine (2) Caséine	Résorcine (2)	Résorcine (2)
Température normale	Résorcine (2) Urée-Formol (joint épais) (1) Caséine	Urée-Formol (joint épais) (1)	Résorcine (2)

(1) Un joint est dit épais lorsque son épaisseur est comprise entre 25 et 130/100

(2) Les colles de résorcine-phénol sont assimilées aux colles de résorcine pure à condition que les résultats obtenus, lors des essais de réception, soient identiques à ceux exigés pour les colles de résorcine pure.

### 2.3 SÉCHAGE ARTIFICIEL

Le séchage du bois doit être contrôlé par pesée. Pour cela, l'entreprise devra posséder :

- un xylohygromètre pour la mesure de l'humidité des bois,
- une étuve et une balance pour étalonner ce dernier.

L'humidité du bois doit être homogène et la stabilisation doit se faire à  $\pm 3$  % sur une même lamelle par rapport à l'humidité désirée.

### 2.4 JOINTS D'ABOUTAGE

#### 2.41 Différents types de joints

On distingue :

- les joints à enfourchement qui sont assez peu employés,
- les joints scarfés qui présentent une bonne résistance à la traction mais nécessitent un collage à haute fréquence,
- les joints à entures multiples qui sont de 50 à 5 mm.

Ces derniers types de joints sont les plus fréquemment utilisés car ils donnent une résistance équivalente à celle du bois sans joint et facilitent l'exécution sur machines automatiques.

#### 2.42 Conditions minimales à respecter

Les joints à entures multiples doivent avoir :

- une résistance équivalente à celle du bois,
- une résistance suffisante aux manutentions sans risque de se déboîter,
- un degré de siccité du bois compatible avec le collage.

Il est recommandé de coller les joints après leur exécution avec une colle se polymérisant rapidement ou avec un chauffage à haute fréquence pour activer la polymérisation.

Les colles employées ne devront pas fluer dans le temps (colle vinylique, par exemple).

On se référera aux recommandations du fabricant pour chaque type de colle utilisée. Il est interdit de mélanger des colles de marques différentes.

### 2.43 Positionnement des joints des lamelles

Bien que la position et le nombre de joints dans une section donnée dépendent des longueurs des lamelles, il est recommandé de ne pas avoir des lamelles de longueur inférieure à 1,70 m, en particulier sur les quarts extérieurs.

Cette condition n'est pas exigée pour les abouts de poutres.

L'entreprise aura à justifier la résistance des joints à entures. Cette justification peut se faire par la production d'un procès-verbal datant de moins d'un an d'un laboratoire officiel. En complément de cette justification, elle devra envisager un contrôle interne régulier de la résistance des joints. A défaut de ces justifications, il sera tenu compte d'une réduction forfaitaire d'une lamelle sur la hauteur de la poutre en bois L.C. (l'épaisseur des lamelles doit être précisée sur les plans de fabrication).

## 2.5 ENCOLLAGE

Point essentiel de la fabrication du lamellé-collé, l'encollage doit être fait avec soin et respecter les instructions du fabricant de colle quant à la qualité, au mélange et, éventuellement, à la pression à exercer après encollage.

On doit s'assurer avant encollage :

- de la stabilisation du bois pendant 48 h dans l'atelier,
- du rabotage correct des lamelles, avec une tolérance sur l'épaisseur variable suivant les types de colle,
  - joint mince : épaisseur inférieure à 4/10 mm (pour résorcine),
  - joint épais : épaisseur supérieure à 4/10 mm (pour urée-formol et caséine).

Il doit être fait au maximum 48 h avant l'encollage pour éviter les variations d'humidité :

- de la planéité des surfaces rabotées (pas de fil relevé, peluche, brûlure, glaçage, ondulation, etc... ; les planches gauches doivent être rejetées,
- de la propreté de la surface rabotée (pas de poussière, sciure ou produits gras) ,
- de la mouillabilité du bois avant collage,
- de la siccité des bois en fonction de la colle et de l'utilisation de la charpente.

D'une lamelle à l'autre, on peut tolérer une variation du taux d'humidité du bois de  $\pm 2\%$ , avec un écart maximum de  $4\%$  entre deux lamelles quelconques.

L'encollage peut se faire :

- manuellement, ce qui est rare,
- automatiquement, avec des encolleuses à rouleaux ou à rideaux.

9 %		2 %
	11 %	
13 %		2 %
	12 %	

A la sortie de ces encolleuses, on doit s'assurer que la répartition de la colle est uniforme et qu'il n'y a pas de «manque». Les insuffisances seront comblées manuellement.

## 2.6 SERRAGE

### 2.61 Rôle du serrage

Il a pour but de maintenir les pièces encollées à la pression voulue dans la forme désirée pendant le temps de polymérisation de la colle.

Ce temps est variable suivant :

- le type de colle employée,
- la température et l'hygrométrie de l'air ambiant,
- le mode de chauffage, éventuellement.

La pression minimale pour les différents types de colle généralement employés (caséine, urée-formol, résorcine) est de 5 à 7 bars environ pour du résineux.

Cette pression est obtenue :

- par des tiges filetées de forte section dont le serrage se fait à l'aide de clé à choc ayant un dispositif dynamométrique de débrayage automatique,
- par des vérins hydrauliques ou pneumatiques,
- par la répartition de l'effort à l'aide de blocs de serrage sur la planche de répartition,
- par le nombre de tiges filetées suivant l'épaisseur des lamelles et de la planche de répartition.

Lors du séchage, le retrait de la pièce en cours de collage nécessite un maintien constant de la pression qui peut se faire :

- manuellement, par un resserrage régulier,
- automatiquement, par des ressorts compensateurs ou par tout autre système équivalent.

L'entre-axe maximal des presses dépend de la pression de collage ainsi que de l'épaisseur de la poutre à serrer et ne devra jamais dépasser 40 cm à l'intrados.

L'utilisation de moules continus et rigides permet, généralement, un entre-axe plus important.

L'effort exercé sur une tige pour obtenir une pression donnée est déterminé par :

$$\begin{aligned}
 F_1 &= p \cdot b \cdot E && \text{pour une poutre,} \\
 F_2 &= 2 F_1 && \text{pour deux poutres,} \\
 \text{avec } p & \dots \dots \dots && \text{pression en bars,} \\
 b & \dots \dots \dots && \text{largeur d'une poutre (en cm),} \\
 E & \dots \dots \dots && \text{entre-axe des tiges (en cm),} \\
 F & \dots \dots \dots && \text{effort en daN.}
 \end{aligned}$$

De cet effort, on en déduit la section des tiges filetées en limitant la contrainte de traction à 1000 bars.

Pour mémoire, on rappelle les sections nettes de quelques tiges filetées et les efforts admissibles : (Contrainte limitée forfaitairement à 1000 bars).

$\phi$ mm	S nette (mm <sup>2</sup> )	F adm. (kg)
24	353	3530
27	445	4450
30	550	5500
33	665	6650
36	800	8000
40	1260	12600

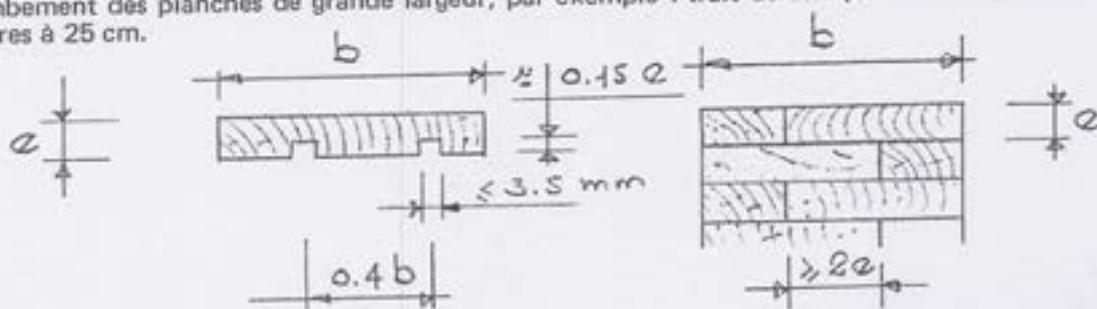
### 2.62 Rayon de cintrage en fonction des épaisseurs finies

On admet, en moyenne, les valeurs suivantes (1) :

largeur maximale	.....	$b = 21 \text{ cm}$	} pour les résineux
épaisseur maximale	.....	$e = 5 \text{ cm}$	
section maximale	.....	$s = 70 \text{ cm}^2$	
rayon de cintrage	.....	$r = 160 e$	

(1) Sous réserve de précautions particulières, on peut admettre l'utilisation de planches de largeur supérieure à 21 cm, sans toutefois dépasser 30 cm. (Ces largeurs sont à déconseiller)

Par précautions particulières, on entend tout système permettant d'éviter le bombement des planches de grande largeur, par exemple : trait de scie pour des largeurs supérieures à 25 cm.



Pour ce dernier, on peut accepter des valeurs inférieures à condition :

a) de pouvoir cintrer le bois sans risque de rupture superficielle au taux d'humidité maximal compatible avec la colle,

b) de prendre des précautions en rapprochant les potences ou en réalisant un gabarit en continu,

c) d'avoir des presses suffisamment rapprochées pour assurer le maintien correct des lamelles pendant la stabilisation,

d) de vérifier que la contrainte reste dans des limites acceptables en réduisant la contrainte de flexion par un coefficient  $k$  donné par la formule :

$$k = 1 - 2000 \left( \frac{e}{r} \right)^2$$

Valeurs des contraintes admissibles en fonction du coefficient «k»	Contrainte de flexion en bars	
	I	II
Forfaitairement, pour $\frac{e}{r} = \frac{1}{160}$ on prend $k = 1$ ..	150	120
pour $\frac{e}{r} = \frac{1}{150}$ on a $k = 0,911$ ..	138,5	109,3
pour $\frac{e}{r} = \frac{1}{140}$ on a $k = 0,898$ ..	134,7	107,7
pour $\frac{e}{r} = \frac{1}{130}$ on a $k = 0,881$ ..	132,1	105,7
pour $\frac{e}{r} = \frac{1}{120}$ on a $k = 0,861$ ..	129,1	103,3

1/120 étant la limite à ne pas dépasser pour les charpentes en bois L.C., sauf installations spéciales telles que : moules continus, surlongueurs, etc.

On remarque dans la réalité que la diminution de la contrainte admissible est relativement faible et l'expérience de réalisations déjà anciennes prouve que l'on peut négliger cette réduction dans le calcul pour  $\frac{a}{r} \leq \frac{1}{140}$ , avec  $a \leq 27$ .

Rayon de cintrage (en m) en fonction des épaisseurs courantes (en mm)							
e	8	14	20	22	27	33	45
$R = 160 e$	1,28	2,24	3,20	3,52	4,32	5,28	7,20
$R = 140 e$	1,12	1,96	2,80	3,08	3,78	4,62	6,30
$R = 120 e$	0,96	1,68	2,40	2,64	3,24	3,96	5,40

Pour des pièces de 35 cm de retombées, on peut tolérer des épaisseurs finies de 70 mm (utilisation en pannes par exemple).

Les valeurs  $a$  ci-dessus sont données à titre indicatif et peuvent varier de 1 à 2 mm suivant les fabricants.

### 2.63 Dispositions pratiques

Les gabarits sur lesquels sont réalisés les éléments L.C. doivent être rigides et ne pas se déformer sous les efforts dus aux manutentions et aux serrages.

L'utilisation de profils métalliques du type HEB ou UPN convient parfaitement pour la réalisation des supports et des potences.

Les potences sont disposées au droit de chaque tige de serrage.

Lors du serrage, il est nécessaire de s'assurer que les lamelles ne désaffleurent pas, ceci pour éviter, au moment du rabotage, des pertes importantes et surtout des insuffisances dans l'épaisseur de la pièce L.C.

On peut, visuellement, constater que la quantité de colle et la pression de serrage sont suffisantes lorsque, entre deux lamelles, il se forme des gouttelettes ou un cordon de colle continu.

Leur uniformité sur l'ensemble de la poutre montre que la pression a été correcte.

## 2.7 FINITION

*Tolérance sur les dimensions principales des pièces L.C.  
par rapport aux plans de fabrication*

- longueur . . . . .  $\pm 5/1000$ , sans être inférieure à  $\pm 0,5$  cm.

Pour les arcs, la mesure se fera sur l'extrados :

- épaisseur . . . . .  $\pm 2$  mm,

- hauteur . . . . . - 2 % à 12 % d'humidité.

*Tolérance sur les perçages*

*Pour les boulons :*

A partir de  $\phi$  12 mm . . . . . perçage :  $\phi + 2$  mm

Pour les boulons servant aux encastremements (par exemple, liaison traverse-poteau d'un portique), il est recommandé de réduire le jeu toléré.

*Pour les connecteurs annulaires :*

Leur pose doit se faire à l'aide d'un outillage approprié à chaque type de connecteur. Ils peuvent être positionnés avec un jeu latéral de 1 mm sur le diamètre.

En profondeur, ils doivent être à la cote afin de ne pas former de surépaisseur.

On peut prévoir, dans ce cas, une profondeur d'usinage supérieure à celle du connecteur (max. 2 mm).

*Pour les crampons à dents :*

Leur pose doit se faire à l'aide de masse ou presse appropriées de façon à obtenir une bonne pénétration des dents perpendiculairement à la surface du bois.

Des dents mal enfoncées sont tolérées dans les conditions suivantes :

Nombre de crampons par assemblage . . . .	1	2	3 à 10	> 10
Pourcentage de dents non enfoncées . . . . sur l'ensemble de l'assemblage.	0	5 %	10 %	15 %

En aucun cas, il ne sera accepté, sur un crampon, plus de 20 % de dents non enfoncées correctement dans les assemblages comprenant plus de trois crampons.

*Pour les broches:*

Aucune tolérance de perçage ne sera admise sur les broches qui doivent être enfoncées à force avec un avant-trou de diamètre  $d' = \phi - 0,5$ .

*Pour les tirefonds :*

Ils doivent être posés avec un avant-trou  $d' = 0,7 \phi$  et être vissés.

*Pour les pièces métalliques :*

Le diamètre de perçage peut se faire au  $\phi + 2$  mm.

*Tolérance sur les assemblages bois sur bois*

La liaison de deux pièces de bois doit respecter certaines tolérances, variables suivant le rôle de l'assemblage.

On retiendra le principe suivant :

Plus l'assemblage est articulé, plus la tolérance est grande, sans toutefois dépasser 5 mm localement et 3 mm en moyenne.

Pour des assemblages destinés à reprendre des moments d'encastrement, la tolérance est plus faible sans dépasser 3 mm localement et 1 mm en moyenne.

*Etat de surface après rabotage*

1) *Bâtiments industriels* - Pour les halls de stockage et bâtiments industriels, une présentation de surface impeccable n'est pas, en principe, nécessaire.

2) *Bâtiments courants* - Un rabotage correct est généralement requis.

3) *Ouvrages particuliers* - (rampes d'escaliers, éléments décoratifs, etc.). Une finition complémentaire est demandée.

Pour des bâtiments de grande hauteur ou des pièces L.C. peu visibles, il est possible d'admettre une présentation de surface moins finie.

Ces conditions doivent toujours être précisées sur le devis descriptif ou sur la proposition de l'entreprise.

### *Etat de surface des coupes et entailles*

Les coupes et entailles doivent présenter une surface nette et lisse, tout particulièrement pour des pièces visibles et situées près des circulations.

### *Protection des bois*

La première couche de protection insecticide et fongicide est due par le charpentier, en atelier, après l'usinage des pièces L.C.

Pratiquement, les produits actuels ont des propriétés retardatrices en ce qui concerne l'humidité.

Cette protection, effectuée avec des produits sous label CTBF dans le cadre de la réglementation en vigueur, doit être faite dès la finition des pièces afin d'éviter les reprises d'humidité.

Elle peut se faire :

- soit par badigeonnage à l'aide de pinceaux, rouleaux, etc.
- soit par aspersion sous tunnel,
- soit par trempage, pour les petites pièces.

Le séchage de ces pièces traitées doit se faire dans un endroit abrité des poussières et bien ventilé.

Pour les éléments extérieurs, il est conseillé d'utiliser des produits pigmentés et non filmogènes.

Actuellement, seuls les produits incolores bénéficient du label CTBF.

Il est recommandé d'enduire les extrémités des pièces principales d'un produit empêchant la migration de l'eau (par exemple : peinture bitumineuse ou à base de caoutchouc, colle résorcine, parafine, produits gras, plusieurs couches de produits de préservation, etc.).

Cette protection est impérative pour les pièces soumises aux intempéries ou placées dans un milieu humide (en particulier pour les pieds d'arcs, de poteaux et toutes pièces de bois scellées dans la maçonnerie).

## **3           CONTROLE DE LA FABRICATION               AU SEIN DE L'ENTREPRISE**

### **3.1        PAR L'ENTREPRISE**

Il doit être fait régulièrement sur chaque fabrication.

Ce contrôle pourra porter sur les points suivants :

- température de l'atelier de collage,
- siccité des bois avant collage.



Le nombre d'éprouvettes pour chaque type d'essai doit être au moins de 5. Il en est de même pour les témoins.

Les dimensions minimales des échantillons L.C., d'épaisseur  $b$ , destinés aux essais de traction et de cisaillement, seront de  $30 \times 30 \times b$  cm environ.

Sur ces échantillons doivent être indiqués :

- le type de colle employée,
- la pression de serrage,
- le repère de la pièce sur laquelle a été prélevé l'échantillon,
- le taux d'humidité au moment de l'envoi au laboratoire,
- l'essence du bois et sa catégorie.

### 3.21 Essai de traction perpendiculaire à la surface de collage

Il sera fait suivant la norme NF B 51010.

L'interprétation des résultats de cet essai doit être faite avec prudence, compte tenu de la faible surface soumise à la traction ( $4 \text{ cm}^2$ ).

### 3.22 Essai de cisaillement des plans de collage

Il sera fait suivant la méthodologie du C.T.B. (éprouvette en escalier).

### 3.23 Autres essais

- *Essais de traction sur les joints à entures.*

Il est intéressant de prévoir une section résistante importante au droit du joint. On peut adopter, comme section, une largeur de 10 cm par l'épaisseur de la planche.

- *Essais sur des assemblages nouveaux.*

Dans des cas particuliers, ces essais permettent la justification d'assemblages nouveaux.

Chaque cas doit être étudié en fonction des efforts que doit reprendre cet assemblage.

On peut distinguer :

- les efforts parallèles aux fibres du bois,
- les efforts perpendiculaires aux fibres du bois,
- les efforts faisant un angle compris entre  $30^\circ$  et  $60^\circ$  avec les fibres du bois.

La complexité des combinaisons de charges et l'influence des caractéristiques de l'assemblage font que ces types d'essais sont assez peu employés.

De plus, les prix et les délais sont souvent importants.

## 4 QUALIFICATION OPQCB

Les entreprises doivent posséder les qualifications OPQCB correspondant aux ouvrages à réaliser.

Rappel des qualifications OPQCB pour la charpente L.C. :

2141 - Portées égales ou supérieures à 70 m	
2142 - Portées comprises entre 60 et 70 m	
2143 - Portées comprises entre 30 et 60 m	
2143.1 . . . . .	jusqu'à 60 m de portée
2143.2 . . . . .	jusqu'à 50 m de portée
2143.3 . . . . .	jusqu'à 40 m de portée
2144 - Portées inférieures à 30 m	
2144.1 . . . . .	jusqu'à 30 m de portée
2144.2 . . . . .	jusqu'à 20 m de portée

NOTA — Les polices d'assurances actuelles considèrent comme ouvrages exceptionnels :

- les porte-à-faux supérieurs à 15 m de portée,
- les poutres droites supérieures à 30 m de portée,
- les arcs supérieurs à 60 m de portée.

La construction de ces bâtiments nécessite une déclaration d'ouverture, quelle que soit la qualification de l'entreprise.

Les batteries de silos comportant des cellules d'une capacité unitaire supérieure à 1000 m<sup>3</sup> et les silos comportant une cellule unique d'une capacité supérieure à 5000 m<sup>3</sup> sont également considérés comme ouvrages exceptionnels du fait de leur grande capacité.

Par contre, les passerelles extérieures destinées au public ne sont pas considérées comme ouvrages de « Bâtiment ».

# 3

## RÈGLES DE CALCUL VÉRIFICATION

### 1 RÉFÉRENCES AUX NORMES, RÈGLEMENTS ET DOCUMENTS DIVERS

Le calcul d'une structure en bois lamellé-collé fait appel à divers règlements dont :

- Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions, dites Règles NV 65, modifiées 67-70,
- Règles de Calcul des Constructions en Acier, dites Règles CM 56,
- Règles de Calcul des Constructions en Acier, dites Règles CM 66,
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé, dites Règles CCBA 68,
- Règles de Calcul et de Conception des Charpentes en Bois, dites Règles CB 71,
- Règles parasismiques,
- Guide pratique de conception et de mise en œuvre des charpentes en bois lamellé-collé.

L'ensemble de ces documents doit être connu des Entreprises et des Bureaux d'Études chargés du calcul d'une charpente en bois lamellé collé.

Il est rappelé, dans le chapitre IV, divers renseignements pratiques de ces règlements que l'on rencontre fréquemment dans le calcul d'une structure en bois lamellé-collé.

#### *Précision numérique des calculs*

Les bases des calculs étant supposées admises par le Maître d'œuvre, une vérification arithmétique exacte de ceux-ci doit montrer que les contraintes maximales résultant, pour chaque élément, des dispositions proposées par le Constructeur, sont au plus égales aux limites fixées par les présentes prescriptions.

Toutefois, si la vérification montre que les écarts par rapport à ces limites sont pour moitié environ dans un sens et pour le surplus dans l'autre, sans qu'aucun d'eux ne dépasse 5 %, les dispositions proposées par le Constructeur sont

considérées comme acceptables et le Maître de l'œuvre ne peut invoquer les écarts constatés pour exiger des modifications au projet.

Il peut, au contraire, exiger des modifications si la vérification montre que certains écarts sont supérieurs à 5 %.

## 2 VÉRIFICATION SOUS LES SOLLICITATIONS SIMPLES

Les contraintes admissibles données dans ce qui suit correspondent à la catégorie II pour le bois lamellé-collé (voir § 2.1. du chapitre I).

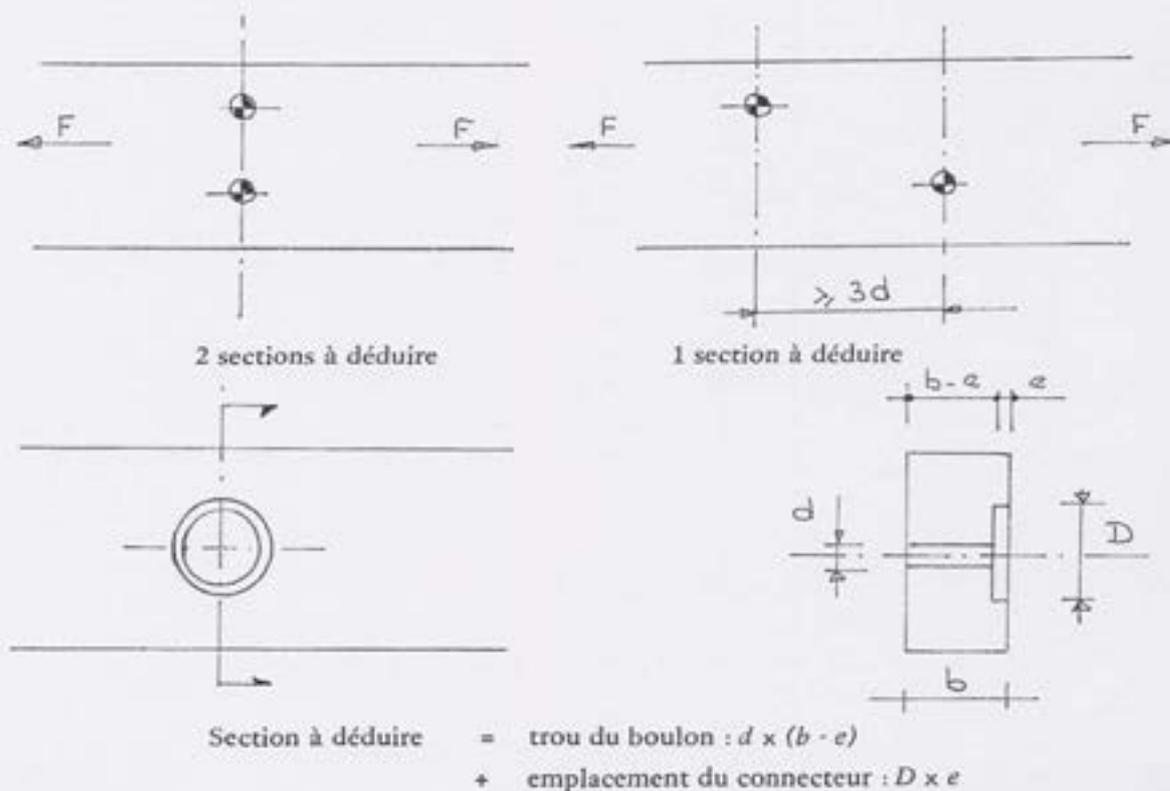
### 2.1 TRACTION AXIALE

La contrainte de traction se détermine d'après l'expression :

$$\sigma = \frac{F}{A} \leq \bar{\sigma} = 120 \text{ bars}$$

avec  $A$  section nette de la pièce en traction.

Par section nette, il faut comprendre la section obtenue après déduction des trous de perçage, des boulons ou des organes complémentaires d'assemblage.



## 2.2 COMPRESSION AXIALE

### 2.21 Sans flambement

$$\sigma' = \frac{F}{A'} \leq \bar{\sigma}' = 120 \text{ bars}$$

Aucune déduction ne sera faite si la section des trous de perçage reste inférieure à 15 % de la section brute  $A'$ .

### 2.22 Avec flambement

$$\sigma' = \frac{F}{k.A'} \leq \bar{\sigma}' = 120 \text{ bars}$$

La justification au flambement n'est pas nécessaire si l'élançement est inférieur à 37,5.

Pour des élançements supérieurs, il faut tenir compte du flambement :

- pour  $37,5 < \lambda \leq 75 \dots\dots k = 1,45 - 1,2 \frac{\lambda}{100}$

- pour  $75 < \lambda \leq 120 \dots\dots k = \frac{3100}{\lambda^2}$

- pour  $120 < \lambda \leq 180 \dots\dots$  } Il est nécessaire de déterminer la charge critique de ruine de l'élément par la formule d'Euler:

$$F_{cr} = m \pi^2 \frac{EI}{L^2} \# \frac{ml}{L^2} \cdot 10^6$$

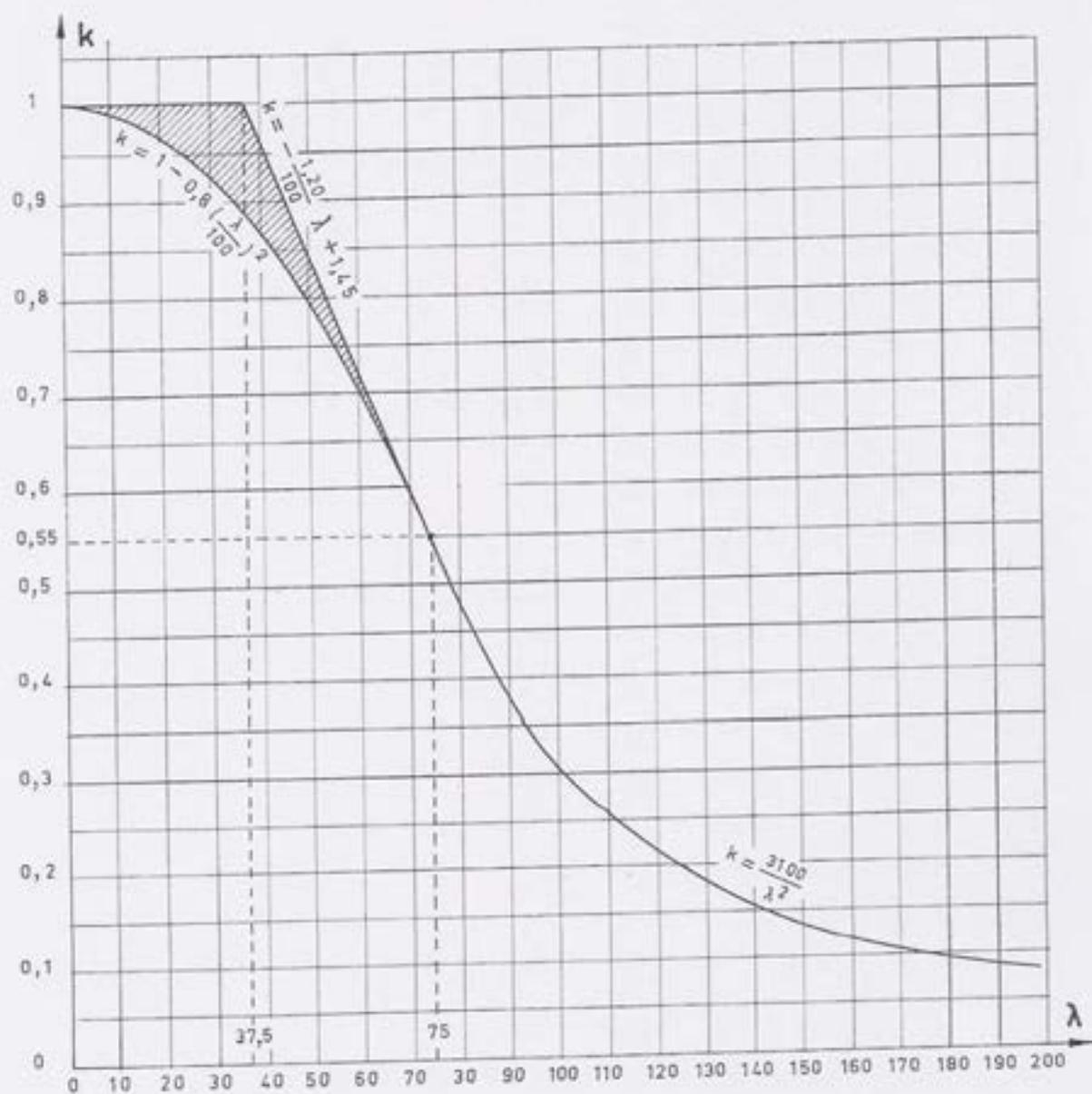
On prendra  $m = 1$  pour les pièces bi-articulées.

On vérifiera alors que, sous les sollicitations du premier genre, le coefficient de sécurité est au moins égal à 2,75 :

$$\frac{F_{cr}}{F} \geq 2,75$$

Sauf justification particulière, on ne devra dépasser un élançement de 180.

Le coefficient  $k$  de flambement est donné sur le graphique ci-après.



### 2.221 Cas de flambement simple



## 2.222 Cas de flambement particulier

2.223 Détermination de l'élanement  $\lambda$ 

L'élanement  $\lambda$  est le rapport de la longueur de flambage  $l_f$  au rayon de giration  $i$  relatif au moment d'inertie  $I$  de la section transversale  $A$  de la pièce.

Pour le plan où l'on étudie le flambement, on a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

On envisage successivement le flambement dans les deux plans principaux de la section de la pièce.

NOTA : Il ne faut pas confondre l'élanement  $\lambda$ , tel qu'il est défini ci-dessus conformément à la théorie de la résistance des matériaux, avec le rapport de la longueur de la pièce à la plus petite dimension de sa section droite. Toutefois, il est intéressant d'avoir l'équivalent de cette valeur avec l'élanement réel ; c'est ce qui est donné en parallèle avec les tableaux ci-après.

Le coefficient de majoration  $K$  est donné d'après la formule de Rankine :

$$K = 1 + \frac{A}{m} \lambda^2 \text{ avec } A = 2 \cdot 10^{-4} \text{ et } m = 1$$

## 2.224 Rayon de giration

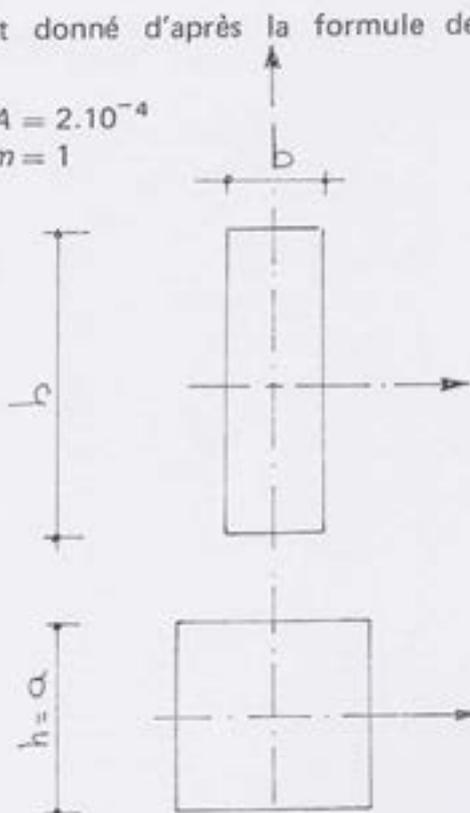
Section rectangulaire

$$i_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \# 0,289 h$$

$$i_y = \frac{b}{\sqrt{12}} \# 0,289 b$$

Section carrée

$$i_x = i_y = \frac{a}{\sqrt{12}} \# 0,289 a$$



*Coefficient de majoration K d'après Rankine*  
Elancement de 40 à 199

$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
40	11,56	11,85	12,14	12,43	12,72	13,00	13,29	13,58	13,87	14,16
$K=$	1,32	1,336	1,353	1,380	1,397	1,405	1,423	1,442	1,462	1,480
50	14,45	14,74	15,03	15,32	15,61	15,89	16,18	16,47	16,76	17,05
$K=$	1,50	1,520	1,541	1,562	1,583	1,605	1,627	1,650	1,673	1,696
60	17,34	17,63	17,92	18,21	18,50	18,79	19,07	19,36	19,65	19,94
$K=$	1,72	1,744	1,769	1,794	1,819	1,845	1,871	1,898	1,925	1,952
70	20,23	20,52	20,81	21,10	21,39	21,68	21,96	22,25	22,54	22,83
$K=$	1,98	2,008	2,037	2,066	2,095	2,135	2,155	2,186	2,217	2,248
80	23,12	23,41	23,70	23,99	24,28	24,57	24,85	25,14	25,43	25,72
$K=$	2,28	2,312	2,345	2,378	2,411	2,445	2,479	2,514	2,549	2,584
90	26,01	26,30	26,59	26,88	27,17	27,46	27,74	28,03	28,32	28,61
$K=$	2,62	2,656	2,693	2,730	2,767	2,805	2,843	2,881	2,921	2,960
100	28,90	29,19	29,48	29,77	30,06	30,35	30,63	30,92	31,21	31,50
$K=$	3,00	3,040	3,081	3,122	3,163	3,205	3,247	3,290	3,332	3,376
110	31,79	32,08	32,37	32,66	32,95	33,24	33,52	33,81	34,10	34,39
$K=$	3,42	3,464	3,509	3,554	3,599	3,645	3,691	3,738	3,785	3,832
120	34,68	34,97	35,26	35,55	35,84	36,13	36,41	36,70	37,00	37,28
$K=$	3,88	3,928	3,977	4,026	4,075	4,125	4,175	4,226	4,277	4,328
130	37,57	37,86	38,15	38,44	38,73	39,02	39,30	39,59	39,88	40,17
$K=$	4,38	4,432	4,485	4,538	4,591	4,645	4,699	4,754	4,809	4,864
140	40,46	40,75	41,04	41,33	41,62	41,91	42,19	42,48	42,77	43,06
$K=$	4,92	4,976	5,033	5,090	5,147	5,205	5,263	5,322	5,381	5,440
150	43,35	43,64	43,93	44,22	44,51	44,80	45,08	45,37	45,66	45,95
$K=$	5,50	5,560	5,621	5,682	5,743	5,805	5,867	5,930	5,993	6,056
160	46,24	46,53	46,82	47,11	47,40	47,79	47,97	48,26	48,55	48,84
$K=$	6,12	6,184	6,249	6,314	6,379	6,445	6,511	6,578	6,645	6,712
170	49,13	49,42	49,71	50,00	50,29	50,58	50,86	51,15	51,44	51,73
$K=$	6,78	6,848	6,917	6,986	7,055	7,125	7,195	7,266	7,337	7,408
180	52,02	52,31	52,60	52,89	53,18	53,46	53,75	54,04	54,33	54,62
$K=$	7,48	7,552	7,625	7,698	7,771	7,845	7,919	7,994	8,067	8,144
190	54,91	54,20	54,49	54,78	55,07	55,35	55,64	55,93	56,22	56,51
$K=$	8,22	8,296	8,373	8,450	8,527	8,605	8,683	8,762	8,841	8,920

Les valeurs des premières lignes correspondent au rapport  $\frac{L}{b}$  et non à l'élancement réel  $\lambda = \frac{L}{0,289 \times b}$

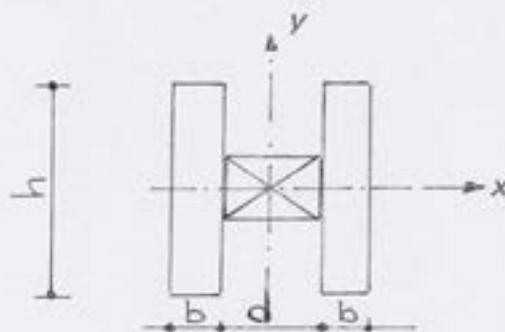
Exemple : Avec  $L = 500$  cm  
 $b = 13,5$  cm

$$\left. \begin{array}{l} \text{on a } \frac{L}{b} = 37 \\ \lambda = 128 \end{array} \right\} K = 4,277$$

*Section composée*

$$i_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \approx 0,289 h$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$



Le rayon  $i_y$  est indépendant de la hauteur  $h$  de la poutre. Il ne varie qu'en fonction de la distance  $d$  qui sépare les deux sections.

On ne peut calculer  $i_y$  que si les deux éléments sont reliés correctement par des entretoises.

*Section en croix*

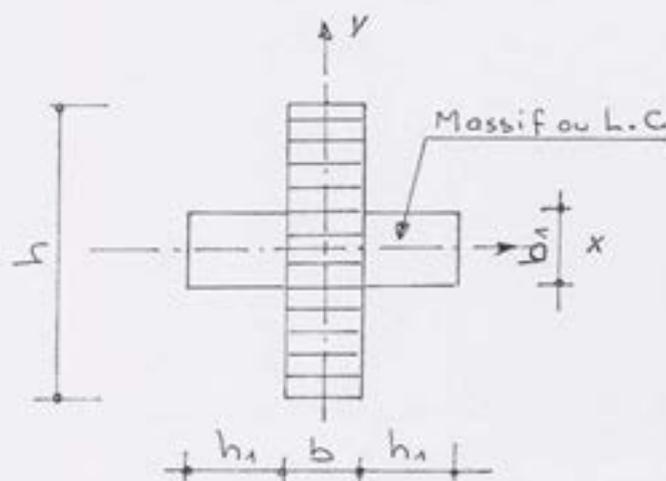
Avec  $h_1 \geq b_1$

$$i_x \approx 0,289 h$$

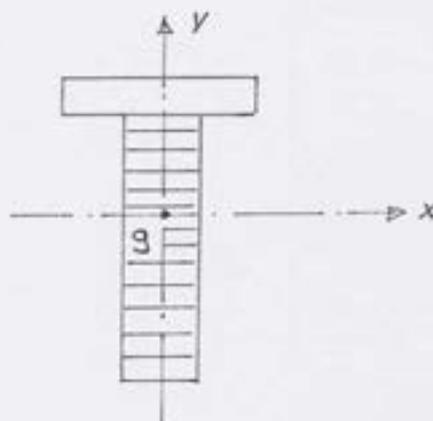
(on peut négliger la présence des deux raidisseurs latéraux dans l'expression de « $i_x$ »)

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{AT}}$$

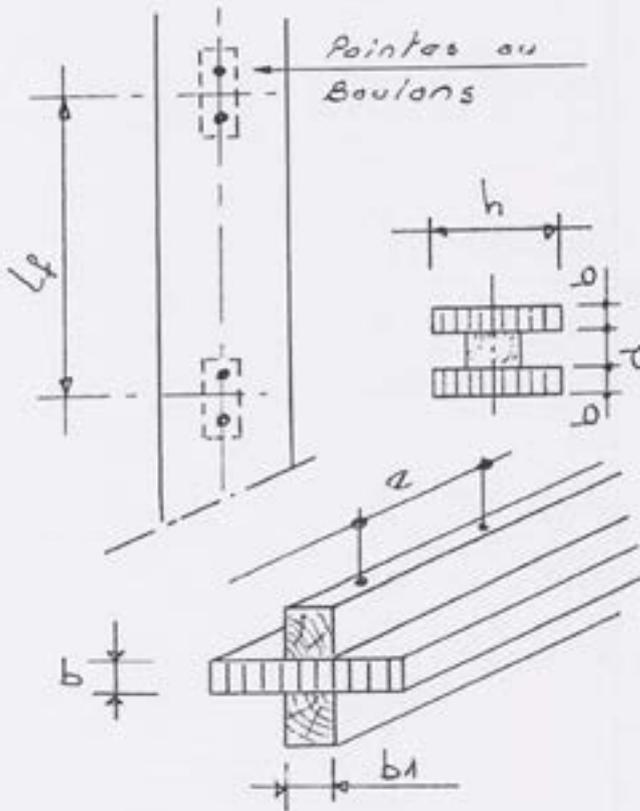
$AT$  étant la section totale.

*Section en T*

En fonction des inerties  $I_x$  et  $I_y$ , on déterminera les rayons de giration correspondants.



### 2.225 Liaison transversale des sections composées ou en «croix»



- Pour pouvoir utiliser les sections composées, il faut que la liaison transversale soit correctement assurée. On peut prévoir des cales boulonnées par au moins deux boulons, espacées de façon régulière.

On devra s'assurer que chaque élément isolé peut résister localement compte tenu de son propre flambement.

- Pour pouvoir utiliser les sections en «croix» ou en T, il faut que la liaison transversale soit correctement assurée.

On peut prévoir une liaison par pointes torsadées, tirefonds ou boulons. La distance maximale entre ces fixations ne sera pas supérieure à 20 cm pour les pointes. Pour les tirefonds et les boulons, elle peut être supérieure compte tenu de la section du renfort.

En aucun cas, elle ne devra dépasser 1,00 m. En fonction des efforts (ex : effort tranchant), la justification est à faire cas par cas.

### 2.226 Cas particuliers des sections variables

On peut distinguer deux cas en appliquant la méthode rapprochée.

1) Le rapport  $\frac{h_0}{h_1}$  est compris entre 0,80 et 1.

On prendra la section moyenne :

$$h_z = 0,5 (h_1 + h_0)$$

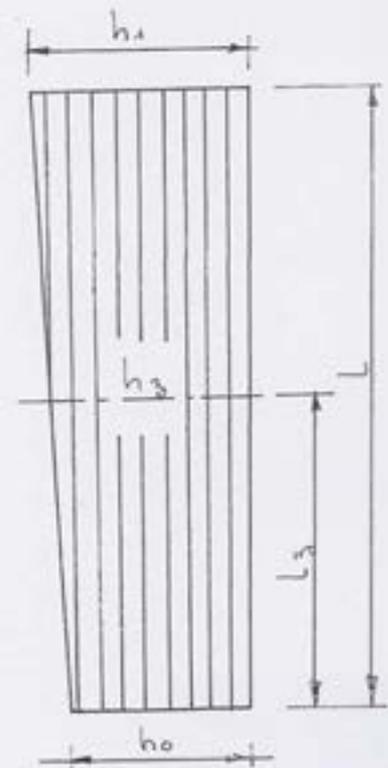
2) Le rapport  $\frac{h_0}{h_1}$  est inférieur à 0,80.

On prendra la plus petite des deux valeurs ci-après :

a)  $h_z$  située au 1/3 de la distance de la plus petite section,

b)  $h_z$  située à la distance  $l_z = l \cdot \frac{h_0}{h_1}$

Pour un calcul plus précis, on se référera à l'ouvrage de Timoshenko : Théorie de la stabilité élastique.

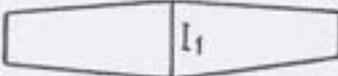


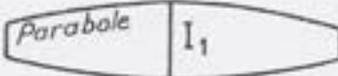
La DIN 4114 donne la solution de quelques cas de barres à inertie variable en déterminant un coefficient de réduction  $C$  afin d'obtenir une inertie fictive :

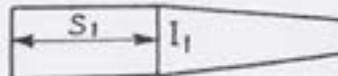
$$I' = C I_1$$

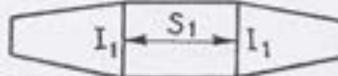
$$v^2 = \frac{I_0}{I_1} \text{ avec } 0,1 \leq v \leq 1$$

1   $I_0$   $C = 0,08 + 0,92v$

2   $I_0$   $C = 0,17 + 0,33v + 0,50\sqrt{v}$

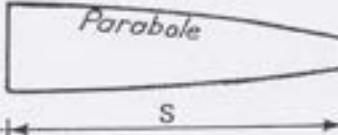
3   $I_0$   $C = 0,48 + 0,02v + 0,50\sqrt{v}$

4   $I_0$  valable pour  $S_1 \leq 0,5 S$   
 $C = [0,08 + 0,92v] + \left(\frac{S_1}{S}\right)^2 \cdot (0,32 + 4\sqrt{v} - 4,32v)$

5   $I_0$  valable pour  $S \leq 0,5 S$   
 $C = [0,17 + 0,33v + 0,50\sqrt{v}] + \frac{S_1}{S} (0,62 + \sqrt{v} - 1,62v)$

Si  $S_1 \geq 0,80 S \rightarrow C = 1,00$

Si  $0,5 S < S_1 < 0,8 S \rightarrow$  Interpoler  $C$

6   $I_0$   $C = 0,18 + 0,32v + 0,60\sqrt{v}$

Pour déterminer le rayon de giration  $i'$  fictif, il suffit d'appliquer :

$$i' = \sqrt{\frac{I'}{0,5 (A_0 + A_1)}}$$

## 2.227 Cas de charges variables

Pour tenir compte de la variation des charges le long de la barre, on peut ajuster la longueur de flambement.

On retrouve généralement ce type de charges dans les arcs à deux ou trois articulations.

Le tableau ci-après donne les coefficients suivant divers cas de charges.

*Compression sous des charges variables*

Les coefficients figurant dans le tableau ci-dessous sont donnés par les normes DIN 4114 pour déterminer les longueurs de flambement des barres soumises à des efforts variables entre  $N_0$  et  $N_1$  avec  $l_f = n.l$

*Valeurs des coefficients n*

$\alpha = \frac{N_0}{N_1} \leq 1$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,20	0,672	0,392	0,762	0,446	1,354	0,792	0,392	0,588	0,496
0,30	0,722	0,406	0,797	0,453	1,444	0,823	0,406	0,610	0,525
0,40	0,766	0,422	0,827	0,460	1,532	0,854	0,422	0,625	0,554
0,50	0,810	0,436	0,860	0,467	1,620	0,876	0,436	0,636	0,580
0,60	0,853	0,450	0,890	0,474	1,706	0,904	0,450	0,652	0,606
0,70	0,890	0,463	0,917	0,481	1,780	0,928	0,463	0,662	0,630
0,80	0,926	0,476	0,946	0,487	1,852	0,956	0,476	0,676	0,654
0,90	0,966	0,489	0,975	0,493	1,932	0,973	0,489	0,686	0,676
1,00	1,000	0,500	1,000	0,500	2,000	1,000	0,500	0,700	0,700
	$\sqrt{\frac{1+2,18\alpha}{3,18}}$	$\sqrt{\frac{1+0,93\alpha}{7,72}}$	$\sqrt{\frac{1+1,09\alpha}{2,09}}$	$\sqrt{\frac{1+0,35\alpha}{5,40}}$	$2\sqrt{\frac{1+2,18\alpha}{3,18}}$	$\sqrt{\frac{1+0,88\alpha}{1,88}}$	$\sqrt{\frac{1+0,93\alpha}{7,72}}$	$\sqrt{\frac{1+0,51\alpha}{3,09}}$	$\sqrt{\frac{1+1,65\alpha}{5,42}}$

## 2.228 Effort de contreflambement

**2.228.1 Dispositions pratiques.** Pour réduire la longueur de flambement d'une pièce comprimée, on peut prévoir des dispositifs de blocage tels que :

- des panneaux de fibres compressées,
- des bacs de couverture en acier ou en alu, à condition que les ondes soient perpendiculaires à la barre comprimée,
- des couvertures en fibro-ciment (dans le cas des pannes seulement),
- des lisses ou des pannes,
- des barres antiflambement.

Les lisses, pannes ou barres antiflambement doivent être reliées à des points fixes tels que : murs de refend, poutres de contreventement, palées de stabilité, etc.

**2.228.2 Effort dans les dispositifs antiflambement.** Les éléments énumérés ci-dessus doivent pouvoir équilibrer les efforts dus au flambement des barres comprimées.

*a) Effort au droit d'une fixation.*

Si  $N$  est l'effort de compression passant par le point de blocage, l'effort de contreflambement  $N_k$  par ml est donné par l'expression :

$$N_k = \frac{N}{30 \cdot L} \quad (\text{par ml})$$

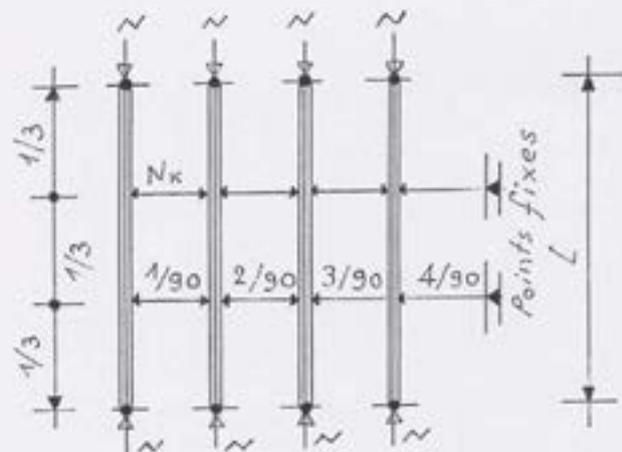
*b) Effort total à reprendre par les points fixes. (\*)*

S'il existe plusieurs barres comprimées et placées parallèlement les unes aux autres, l'effort total est :

$$\Sigma N_k$$

Dans le schéma ci-contre, la barre aboutissant à l'appui fixe doit pouvoir équilibrer un effort de traction ou de compression de  $4/90$  de  $N$ .

$$N_k = \frac{N}{90} \quad \text{avec blocage au } 1/3 \text{ de } L$$



\* On remarquera que l'effort diminue si on augmente le nombre de liaison

avec 2 liaisons  $N_k = \frac{N}{30 \times L} \times \frac{L}{3} = \frac{N}{90}$

3 liaisons  $N_k = \frac{N}{30 \times L} \times \frac{L}{4} = \frac{N}{120}$

4 liaisons  $N_k = \frac{N}{30 \times L} \times \frac{L}{5} = \frac{N}{150}$  etc...

### c) Cas particulier des pannes.

La fixation des pannes sur les éléments principaux doit pouvoir assurer la transmission des efforts de contreflambement.

On évitera d'utiliser des pannes hors œuvre si leur hauteur est supérieure à 25 cm, à moins de prévoir une fixation capable de résister aux efforts de contreflambement.

De même, dans le cas de pannes en cantilever, on devra s'assurer que les efforts de contreflambement peuvent être transmis à travers le joint.

## 2.3 FLEXION

### 2.31 Flexion plane

Dans presque toutes les structures en bois L.C. on rencontre des cas de flexion plane.

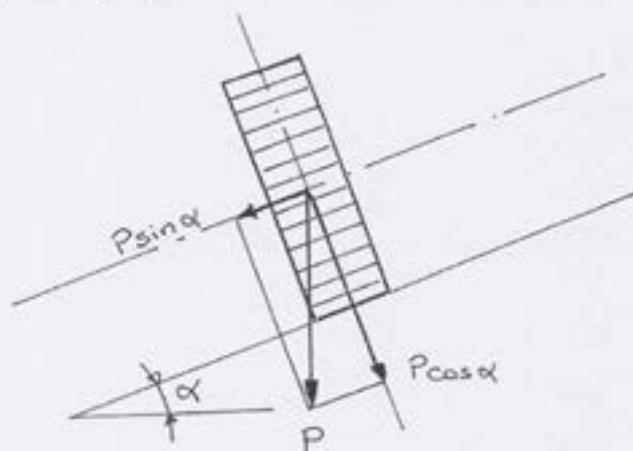
La vérification de la contrainte se fera :  $\sigma_f = \frac{M}{I/v} \leq \bar{\sigma}_f = 120 \text{ bars}$

On ne tient pas compte de la réduction pour des hauteurs supérieures à 15 cm.

### 2.32 Flexion déviée

#### 2.321 Moments de flexion

On rencontre souvent la flexion déviée pour des poutres en toiture, posées perpendiculairement au versant.



On doit, dans ce cas, vérifier la flexion suivant les deux plans d'inertie principaux de la section, si l'angle de toiture est supérieur à  $5^{\circ}30'$  (pente supérieure à 10 %).

$$M_x = M \cos \alpha \quad \sigma_{fx} = \frac{M_x}{I_x/v}$$

$$M_y = M \sin \alpha \quad \sigma_{fy} = \frac{M_y}{I_y/v}$$

On devra avoir :

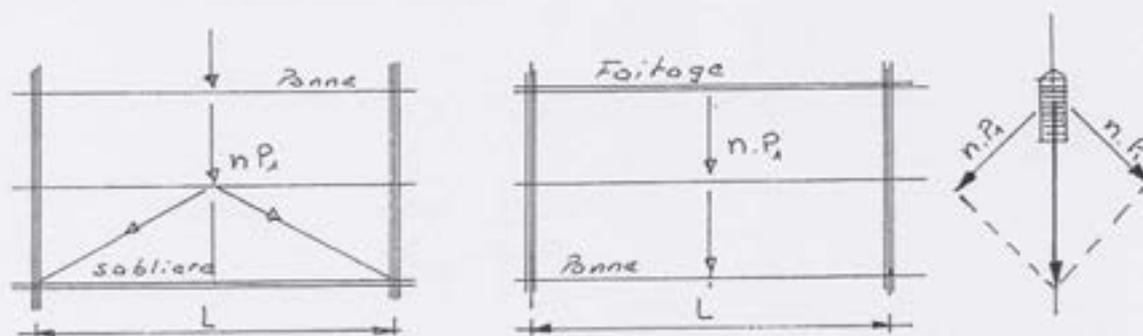
$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f = 120 \text{ bars}$$

#### 2.322 Efforts sur les entretoises

Pour diminuer la flexion suivant le plan de la toiture, on peut créer un appui à mi-portée. Cet appui, situé dans le plan du versant, peut être constitué par :

- des entretoises en bois travaillant en compression,
- des liens ou liernes en acier travaillant en traction,
- des contreventements en X ou en K.

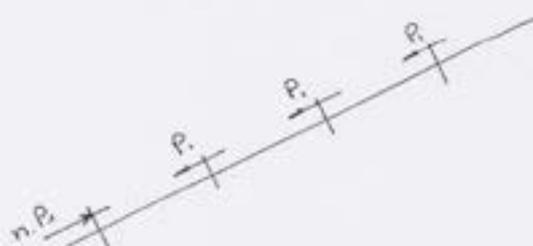
Le report des charges de cet appui doit être vérifié pour les éléments situés en bas de pente ou au faîtage.



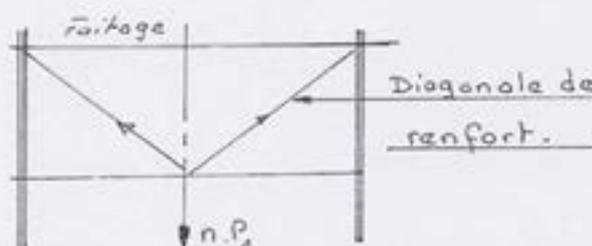
Si  $P_1$  est la réaction de l'appui intermédiaire, on obtient  $nP_1$  sur le dernier appui.

L'effort  $P_1$  est donné par l'expression :

$$P_1 = 0,625 p.l \sin \alpha, \text{ l étant la portée de la panne.}$$



en bas de pente



au faîtage

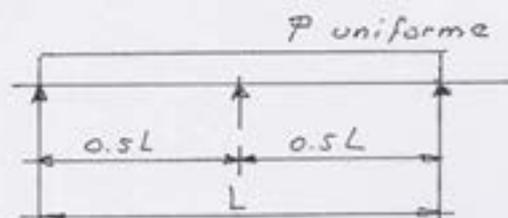
Dans le cas de report des efforts au faîtage, il y a lieu de s'assurer que la charge  $nP_1$  peut être reprise par la poutre de faîtage. Sinon, il faut reporter les charges sur les éléments principaux par une ou deux diagonales.

Si ces conditions sont remplies, on peut tenir compte de la diminution du moment en travée.

Suivant  $XX$ , on a toujours :

$$M_x = M \cos \alpha$$

Suivant  $YY$ , on a toujours :

$$M_y = p \sin \alpha \cdot \frac{l^2}{32} M_y = 0,25 M \sin \alpha$$


Généralement, cette solution permet d'éviter le calcul du moment suivant le versant.

### 2.323 Fixation des entretoises en bois

La hauteur minimale des entretoises ne sera pas inférieure à 6 cm.

Pour des pannes de hauteur  $h > 30$  cm, l'entretoise devra avoir une hauteur minimale de  $h/5$ .

Les entretoises travaillant en compression peuvent être fixées par pointes (minimum quatre pointes) directement sur les pannes.

Les entretoises travaillant en traction doivent être fixées par un dispositif permettant la reprise des efforts (équerres métalliques, boitiers, etc.).

La vérification des entretoises en compression et en traction se fera d'après les paragraphes 2.1 et 2.2.



### 2.33 Cas particulier de la poutre à section variable, sous charge uniforme

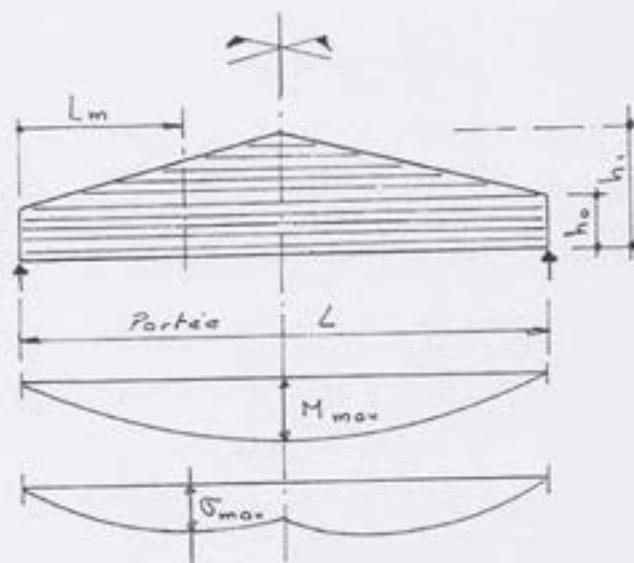
#### 2.331 Poutre symétrique

La contrainte n'est pas maximale au milieu mais à la distance :

$$l_m = 0,5 l \frac{h_0}{h_1}$$

La section  $h_m$  est égale alors à :

$$h_m = h_0 + \left[ \frac{h_1 - h_0}{0,5 l} \times l_m \right]$$

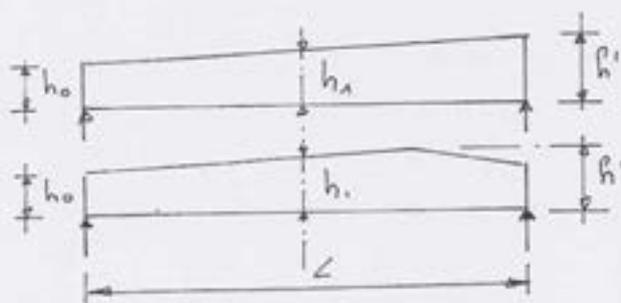


Pour le calcul des flèches, voir § 2.5.33 page 66.

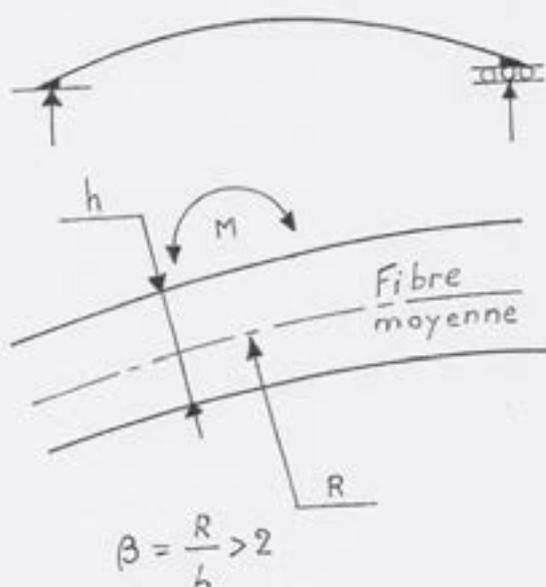
### 2.332 Poutre dissymétrique

On pourrait, comme en 2.331, rechercher la contrainte maximum à la distance  $l_m$  en prenant pour  $h$  la hauteur au milieu de la poutre.

$$l_m = \frac{l}{1 + \frac{h'}{h_0}}$$



### 2.333 Poutre avec une forte courbure



Dans certains cas, les poutres présentent une courbure importante. On devra alors s'assurer que leur comportement est conforme aux hypothèses de calcul en poutre sur deux appuis, c'est-à-dire avec un appui libre sur un côté.

La présence de cette courbure introduit des efforts perpendiculaires aux plans de collage dont la valeur peut être déterminée à partir de l'expression :

$$\sigma_{\perp} = \frac{3M}{2R \cdot b \cdot h} = \frac{M}{I/v} \cdot \frac{1}{4\beta}$$

## 2.4 AUTRES SOLLICITATIONS

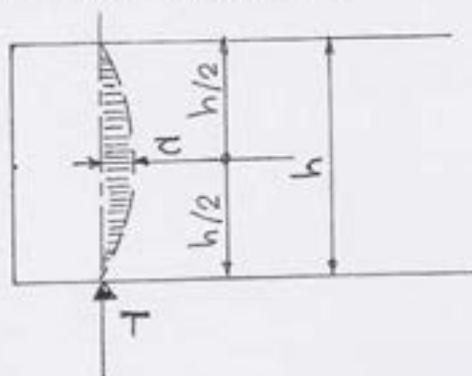
### 2.41 Cisaillement

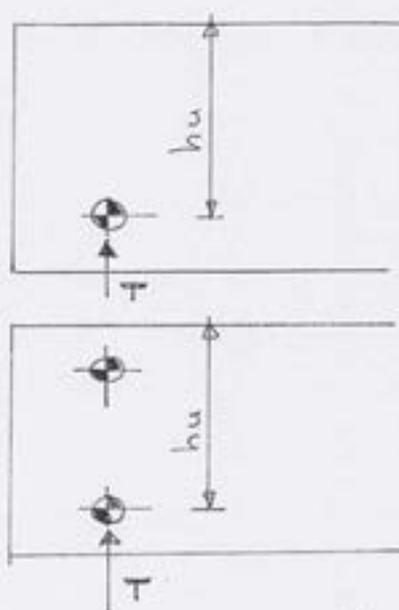
#### 2.411 Cisaillement longitudinal sous l'action de l'effort tranchant

La vérification se fait pour une section rectangulaire par la formule :

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h} \leq \bar{\tau} = 12 \text{ bars}$$

Le cisaillement est maximal à l'axe neutre de la section.





Section utile en cas de perçage :

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h_u}$$

Avec plusieurs boulons :

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h_u}$$

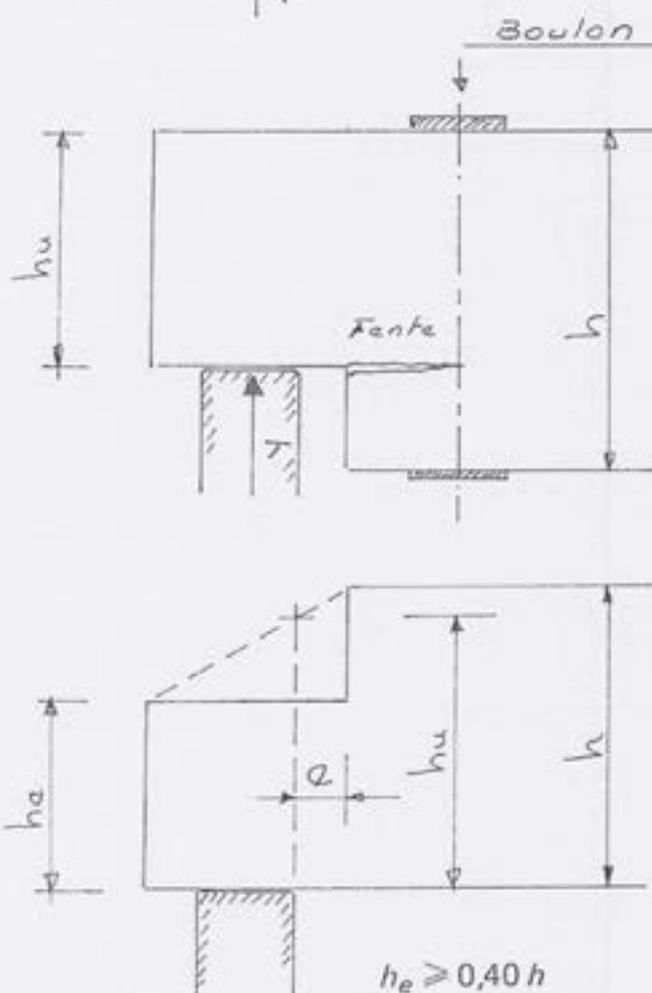
Cas de l'entaille :

(Formule de Möhler)

$$\tau = \frac{1,5 T}{k \cdot b \cdot h_u}$$

$$k = \left( 1 - 2,8 \cdot \frac{h - h_u}{h} \right) \geq 0,3$$

avec  $(h - h_u) \leq 0,25 h$ .



Le risque de fendage est important dans ce cas et il est nécessaire de prévoir un bridage de la poutre, soit par une tige filetée intérieure, soit par un étrier extérieur.

La section de la tige doit être déterminée en fonction de l'effort  $T$ .

On retrouve également ce cas dans les joints des poutres en cantilever.

Lorsque l'entaille est située sur le dessus, on peut adopter la hauteur utile donnée par l'expression :

$$h_u = h - \frac{h - h_e}{h_e} \cdot e$$

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h_u}$$

Ces dispositions sont valables également pour les poteaux soumis à des efforts de vent.

**2.412 Cisaillement longitudinal sous l'action d'un effort axial**

La section sollicitée en cisaillement longitudinal doit être supérieure à 100 cm<sup>2</sup> et ne doit présenter aucune fente.

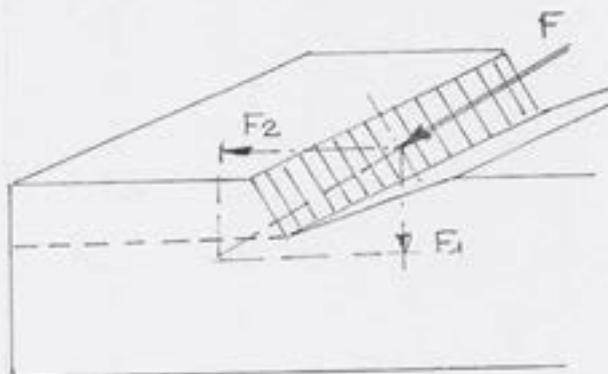
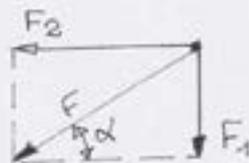
$$F_1 = F \sin \alpha$$

$$F_2 = F \cos \alpha$$

La distance  $a$  doit être, dans tous les cas, supérieure à 10 cm.

On devra vérifier la compression en bout de l'entaille avec la formule de Hankinson qui donne la contrainte admissible en fonction de l'angle de la direction de l'effort :

$$\bar{\sigma}'_{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}' \sigma'_t}{\bar{\sigma}' \sin^2 \alpha + \bar{\sigma}'_t \cos^2 \alpha}$$



**2.42 Compression transversale**

**2.421 Compression transversale localisée**

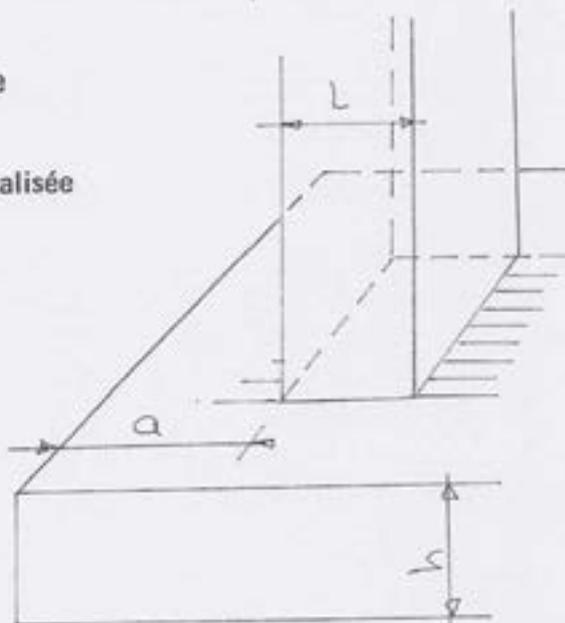
On admet une majoration de la contrainte admissible  $\bar{\sigma}'_t$  lorsque l'on a simultanément :

1)  $a \geq 1,5 h$

2)  $l \leq h$

On a les valeurs ci-dessous pour différents rapports

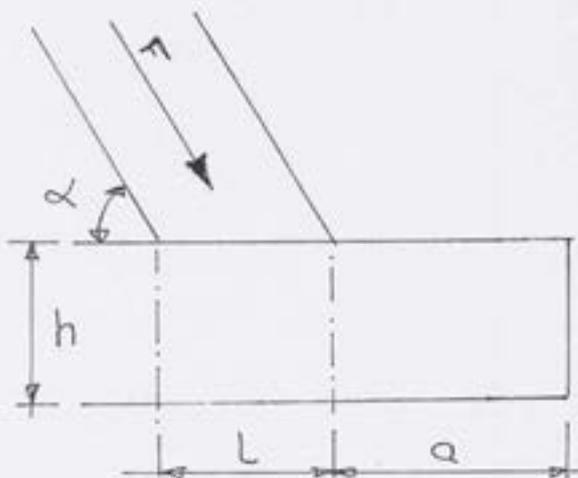
de  $\frac{a}{h}$  et  $\frac{l}{h}$ .



$l/h \backslash a/h$	1,50	1	0,50	0
1	2 44	1,50 33	1,25 27,50	1 22
2	1,50 33	1,25 27,50	1,12 24,60	1 22
3	1 22	1 22	1 22	1 22

Le bois employé doit être au moins de la catégorie II.

### 2.422 Contrainte admissible en compression oblique non localisée



A défaut d'essais préalables, on adopte comme valeur de contrainte admissible  $\bar{\sigma}'_{\alpha}$  celle obtenue en multipliant la contrainte admissible en compression axiale  $\bar{\sigma}'$  par un coefficient variable avec l'inclinaison  $\alpha$  donné dans le tableau ci-après.

$\alpha$  est l'angle de la direction de l'effort dans la pièce inclinée et de la direction des fibres de la pièce horizontale.

Pour des résineux de catégorie II :

$\alpha$	$0^\circ$	$10^\circ$	$20^\circ$	$30^\circ$	$40^\circ$	$50^\circ$	$60^\circ$	$70^\circ$	$80^\circ$	$90^\circ$
$K$	1	0,84	0,69	0,51	0,39	0,31	0,26	0,215	0,195	0,185
$\bar{\sigma}'_{\alpha}$	120	100,8	82,8	61,2	46,8	37,2	31,2	25,8	23,4	22

Le bois employé doit être au moins de la catégorie II.

### 2.423 Contrainte admissible en compression oblique localisée

Dans le cas de compression oblique localisée, lorsque la pièce sollicitée se prolonge au-delà de la pièce qui la comprime d'une longueur  $a$  égale au moins à une fois et demie sa hauteur  $h$ , la contrainte admissible est égale à :

$$(1 + \sin \alpha) \bar{\sigma}'_{\alpha} = k_2 \bar{\sigma}'_{\alpha}$$

$\bar{\sigma}'_{\alpha}$  étant définie en 2.422.

Valeur de  $k_2 = (1 + \sin \alpha)$ .

$\alpha$	$0^\circ$	$10^\circ$	$20^\circ$	$30^\circ$	$40^\circ$	$50^\circ$	$60^\circ$	$70^\circ$	$80^\circ$	$90^\circ$
$k_2$	1	1,17	1,34	1,50	1,64	1,77	1,87	1,94	1,98	2
$k_2 \bar{\sigma}'_{\alpha}$	120	117,9	110,9	91,8	76,7	65,8	58,3	50	46,3	44

La valeur  $l$  de l'appui doit être au plus égale à la hauteur  $h$  de la pièce sollicitée.

## 2.43 Traction transversale et traction oblique

### 2.431 Contrainte admissible en traction transversale

On admet comme contrainte admissible  $\bar{\sigma}_t = 7$  bars au maximum, si les conditions ci-dessous sont respectées :

La distance entre la fibre extrême du côté vers lequel s'exerce la traction et la fibre sollicitée en traction doit être au moins égale à la largeur de la pièce,

- en cas de force concentrée, la longueur d'appui  $C$  ne contribue pas à résister à cette force,

- on admet forfaitairement que cette force se répartit de chaque côté de  $C$  sur une longueur au plus égale à  $b/2$ . L'aire de la section résistant à cette traction est ainsi au plus égale à :

$$2 \times \frac{b}{2} \times b = b^2$$

- le côté de cette section le plus proche de l'about de la pièce doit être situé à une distance de cet about supérieure à deux fois la largeur de la pièce dans la zone sollicitée et au minimum égale à 10 cm.

Il n'est toléré dans cette zone aucune gerce, fente ou défaut équivalent.

### 2.432 Contrainte admissible en traction oblique

Pour du bois lamellé-collé, de catégorie II, à 15 % d'humidité, on admet les valeurs ci-dessous en fonction de l'angle  $\alpha$  :

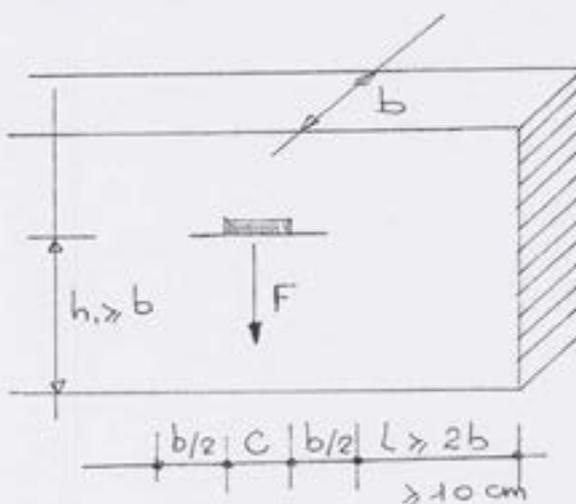
$\alpha^\circ$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
L.C.										
Cat. II	120	80	48	30	20	13	10	8	7,5	7

## 2.5 DÉFORMATION

### 2.51 Vérification de la déformation de l'ouvrage

On vérifie que, sous l'effet :

- des charges permanentes ( $G$ ) affectées du coefficient de fluage  $\theta$  défini dans le § 2.22 du chapitre I,



- de la partie des surcharges d'exploitation ( $P_{\infty}$ ) considérée comme de longue durée affectée du coefficient  $\theta$ ,
  - des surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique, déduction faite de la partie des surcharges d'exploitation considérée comme de longue durée,
  - de la surcharge normale de neige ( $P_n$ ) définie par les règles NV en vigueur,
- la déformation de l'ouvrage ne dépasse pas les valeurs indiquées en 2.52, après déduction éventuelle de la contreflèche.

#### *Contreflèche de fabrication*

Il est souvent intéressant de prévoir une contreflèche à la fabrication pour absorber les déformations sous les charges permanentes.

Elle doit correspondre à la flèche  $f_{\infty}$  due uniquement aux charges et surcharges de longue durée.

## 2.52 Flèches admissibles

A défaut de spécifications des documents particuliers du marché, la flèche totale  $f_t$  doit rester inférieure aux valeurs suivantes ( $l$  étant la portée) :

- $l/150$  pour les parties d'ouvrage en console n'ayant pas à supporter couramment une circulation (auvents),
- $l/200$  pour les pièces supportant directement des éléments de couverture (chevrons, liteaux, pannes exceptées) et de bardages (poteaux et lisses),
- $l/300$  pour les pièces supportant directement des matériaux verriers, pour les pannes, pour les consoles supportant une circulation (autre que celles nécessitées par le montage et l'entretien), pour les poteaux soit avec pont roulant, soit avec remplissage en maçonnerie prenant appui sur le poteau, soit enfin destinés à recevoir un vitrage sur plus de la moitié de leur hauteur, pour les éléments fléchis reposant sur deux ou plusieurs appuis et ne supportant pas d'éléments de remplissage,
- $l/400$  pour les ouvrages fléchis, autres que les consoles supportant une circulation (à l'exception des circulations nécessitées par le montage et l'entretien) ou un remplissage.

Dans le calcul des flèches des pièces massives rectangulaires, on ne tient pas compte de l'influence de l'effort tranchant.

Dans le cas de treillis, il convient de tenir compte de l'effort tranchant, notamment pour son effet sur les assemblages.

## 2.53 Calcul de la flèche

La flèche totale  $\hat{f}_t$  est la somme des flèches dues aux surcharges de courte durée  $f_j$  et aux charges et surcharges de longue durée  $f_{\infty}$  (y compris fluage).

Pour déterminer la flèche  $f_t$ , il faut donc connaître :

- la variation  $\Delta H$  du taux d'humidité du bois lamellé-collé,
- la contrainte  $\sigma_f$  sous les charges et surcharges de longue durée,
- le coefficient de fluage  $\theta$ , tel qu'il est défini dans le chapitre premier

en fonction de  $\Delta H$  et  $\sigma_{f_{\infty}}$

La flèche totale  $f_t$  est alors :

$$f_t = f_i + f_{\infty}$$

Le calcul de la flèche ne se fait qu'avec les sollicitations pondérées du premier genre.

\* La flèche totale  $f_t$  doit être inférieure à la flèche admissible, après déduction éventuelle de la contre-flèche de fabrication (CF) (par exemple  $C.F. = f_{\infty}$ ). En conséquence, on peut avoir  $f_i \leq f$  admissible, en particulier pour les pannes et poutres de toiture.

### 2.531 Calcul de la déformation d'une structure à inertie variable

On utilisera le théorème de Castigliano.

Si on applique au point dont on cherche le déplacement une force unitaire, orientée dans le sens du déplacement, et si l'on détermine en tous points du système le moment  $m$  engendré par cette force unitaire, on démontre que le déplacement  $f$  de ce point sous l'influence des forces et réactions d'appuis qui créent les moments  $M$  est :

$$f = \int \frac{M(x) \cdot m(x)}{E(x) \cdot I(x)} ds$$

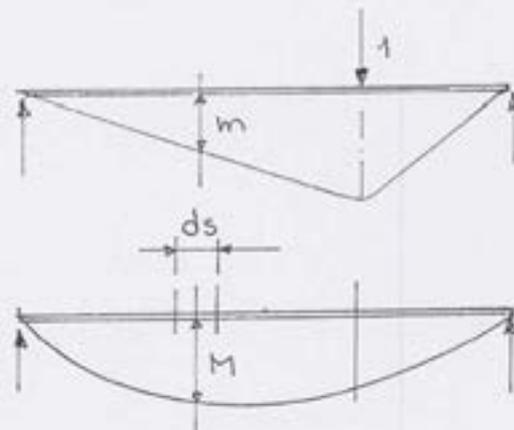
avec  $E(x) = \frac{E}{\theta(x)}$ ,  $\theta(x)$  étant le coefficient de fluage défini au § 2.22 page 4.

l'intégrale étant étendue au développement de toutes les barres intéressées.

On démontre également que, si le système est hyperstatique, on peut se contenter de déterminer  $m$  dans le système rendu isostatique de la façon la plus commode.

Cette méthode est intéressante pour la détermination des déformations des poutres à section variable des portiques et des arcs.

On remarquera, toutefois, que ce calcul doit être fait pour chaque point où l'on désire connaître la déformation.



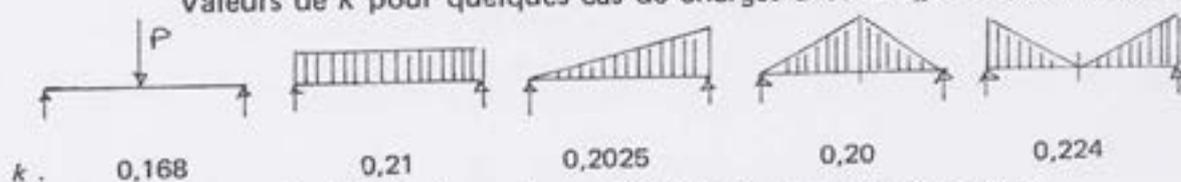
### 2.532 Cas des poutres sur deux appuis

La vérification des flèches des poutres sur deux appuis est nécessaire car c'est elle qui conditionne la section de la poutre afin de respecter les déformations admissibles. On peut, à partir des contraintes de flexion, déterminer la flèche de ces poutres par la formule suivante :

$$f_i = k \cdot \sigma_f \cdot \frac{l^2}{h}$$

avec  $f_i$  . . . . . flèche instantanée en mm,  
 $\sigma_f$  . . . . . contrainte de flexion en bars,  
 $l$  . . . . . portée de la poutre sur deux appuis en m,  
 $h$  . . . . . hauteur de la poutre en cm,  
 $k$  . . . . . un coefficient qui dépend du type de charge.

Valeurs de  $k$  pour quelques cas de charges avec  $E$  égal à 100000 bars :



### 2.533 Cas particulier de la poutre symétrique à section variable (\*)

(sous les charges uniformes)

$\sigma_m$  . . . . . contrainte au point  $l_m$  en bars,  
 $h_m$  . . . . . hauteur de la poutre au point  $l_m$  en cm,  
 $l$  . . . . . portée en m,  
 $f_{max}$  . . . . . flèche au milieu en mm.  
 $h_1$  . . . . . hauteur en milieu de poutre,  
 $h_0$  . . . . . hauteur de la poutre au droit des appuis,  
 $Q$  . . . . . charge totale uniformément répartie =  $q \cdot l$ .

$$f_{max} = 0,21 \sigma_m \frac{l^2}{h_m} \cdot n \text{ pour une charge uniforme.}$$

Cette formule approchée est valable pour :

$$n = \frac{h_1}{h_0} \leq 2,5 \text{ (voir courbe ci-après)}$$

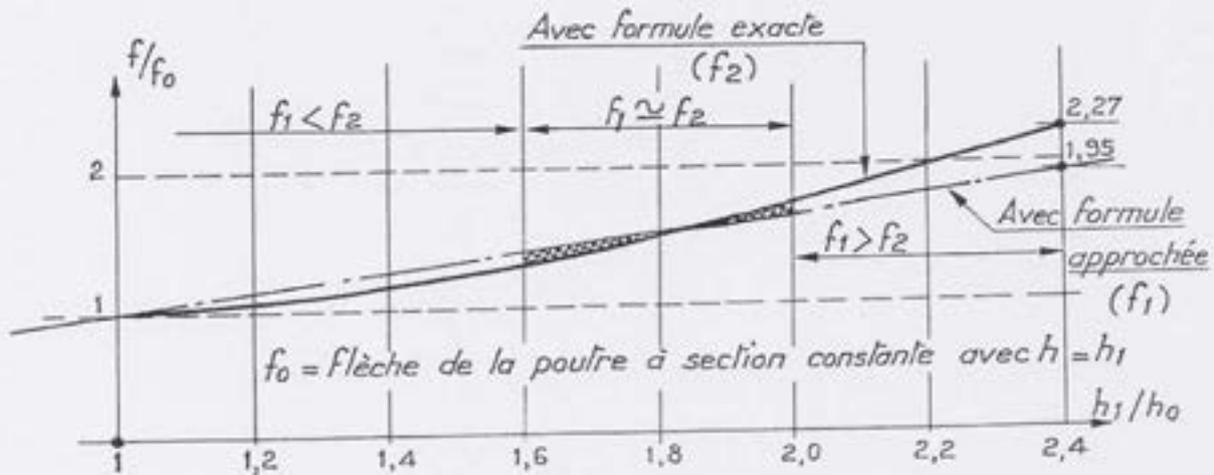
Pour un calcul plus précis, on appliquera la formule :

$$f_{max} = \frac{Q \cdot l^3}{8 E \cdot b \cdot h_1^3} (0,85 n + 0,42)$$

Dans la formule ci-dessus, on ne tient pas compte de la déformation par effort tranchant.

(\*) Voir § 2.33 page 58.

Généralement, pour des sections rectangulaires à inertie constante, on peut négliger l'influence de l'effort tranchant sur la déformation car elle n'est pas prédominante. Par contre, pour des poutres à très forte variation d'inertie, cette influence peut être importante et il faut en tenir compte dans le calcul.



- Calcul de la flèche due au moment de flexion :

$$f_M = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_F \cdot I_o} \cdot K_M$$

avec  $E_F = 10500 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 115000$  bars

$$I_o = \frac{b \cdot h_o^3}{12}$$

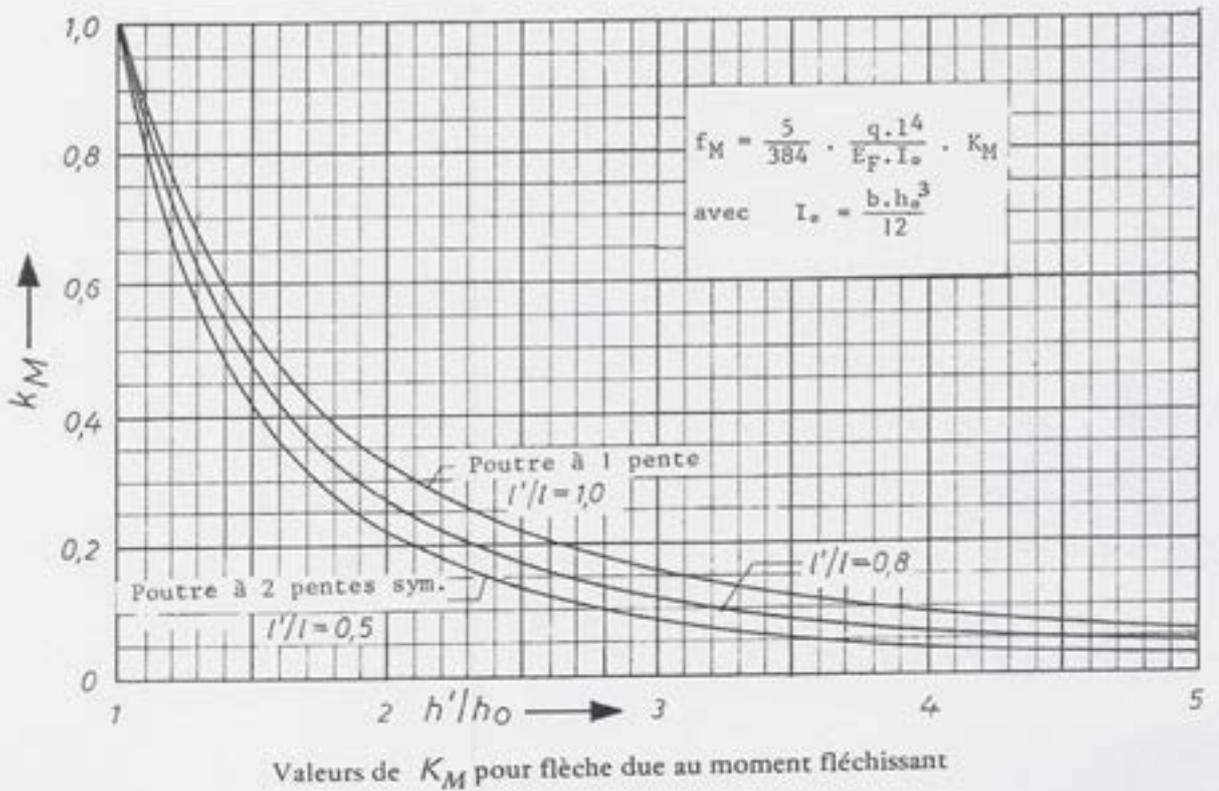
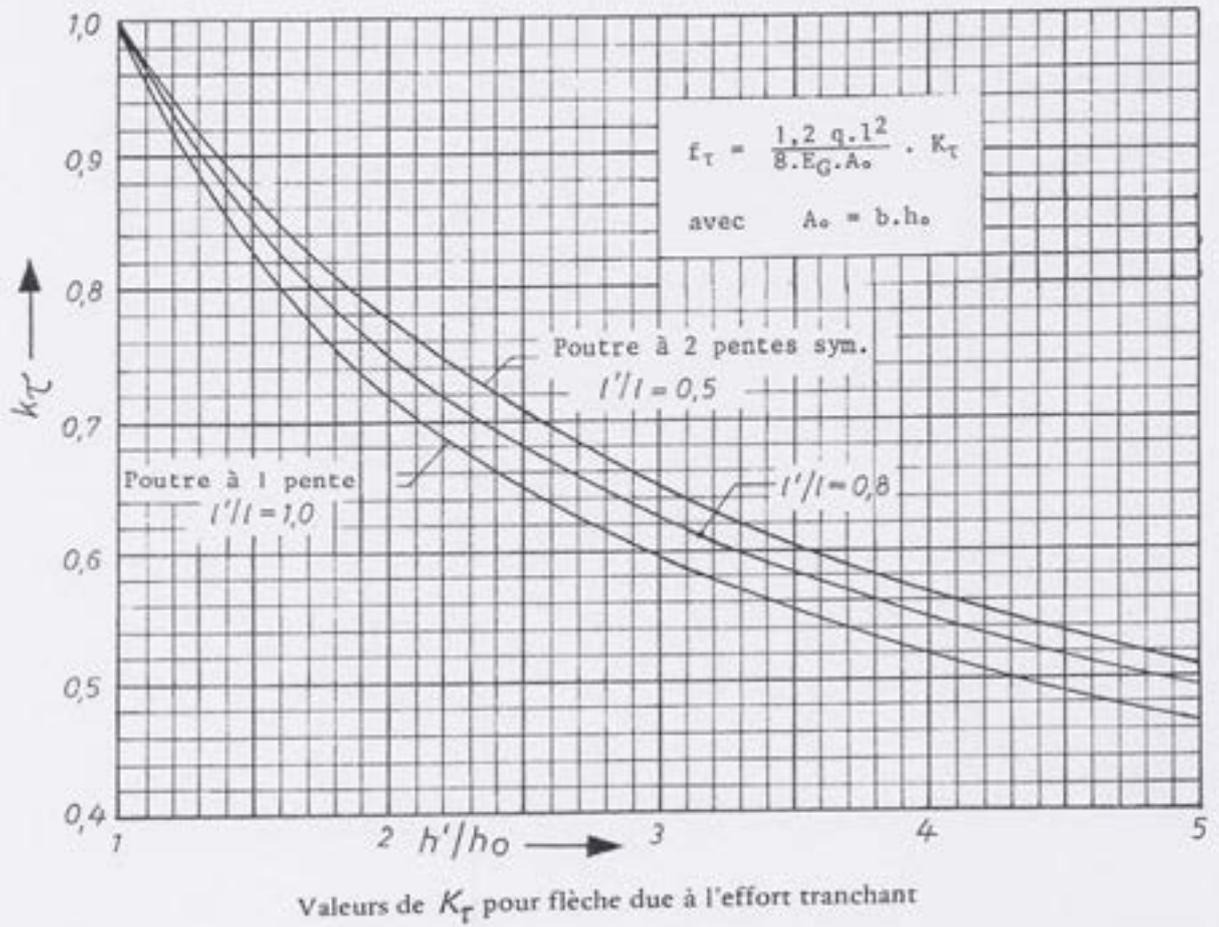
- Calcul de la flèche due à l'effort tranchant :

$$f_T = \frac{1,2 \cdot q \cdot l^2}{8 \cdot E_G \cdot A_o} \cdot K_T$$

avec  $E_G = 310 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 3400$  bars

$$A_o = b \cdot h_o$$

$K_M$  et  $K_T$  sont donnés sur les deux graphiques ci-après, suivant le type de poutre et le rapport  $h'/h_o$ .



### 3 VÉRIFICATION SOUS LES SOLLICITATIONS COMPOSÉES

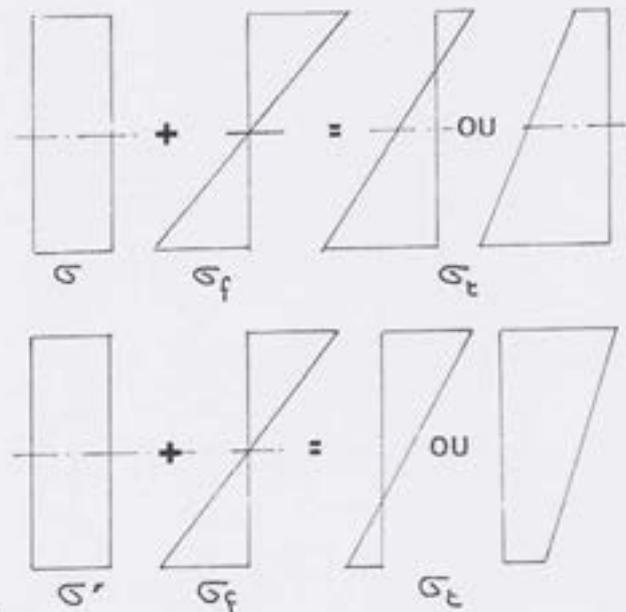
#### 3.1 TRACTION + FLEXION

La vérification se fait en cumulant les contraintes dues à chaque sollicitation.

La contrainte totale doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible en flexion.

$$\sigma_t = \sigma + \sigma_f \leq \bar{\sigma}_f = 120 \text{ bars}$$

On obtient le diagramme des contraintes ci-contre.



#### 3.2 COMPRESSION + FLEXION

##### 3.21 Compression sans flambement

De même qu'en 3.1. on a :

$$\sigma_t = \sigma' + \sigma_f \leq \bar{\sigma}_f = 120 \text{ bars}$$

##### 3.22 Compression avec flambement

La contrainte de compression tient compte du flambement, comme indiqué en 2.22.

On a :

$$\sigma_t = K \cdot \sigma' + \sigma_f \leq \bar{\sigma}_f = 120 \text{ bars}$$

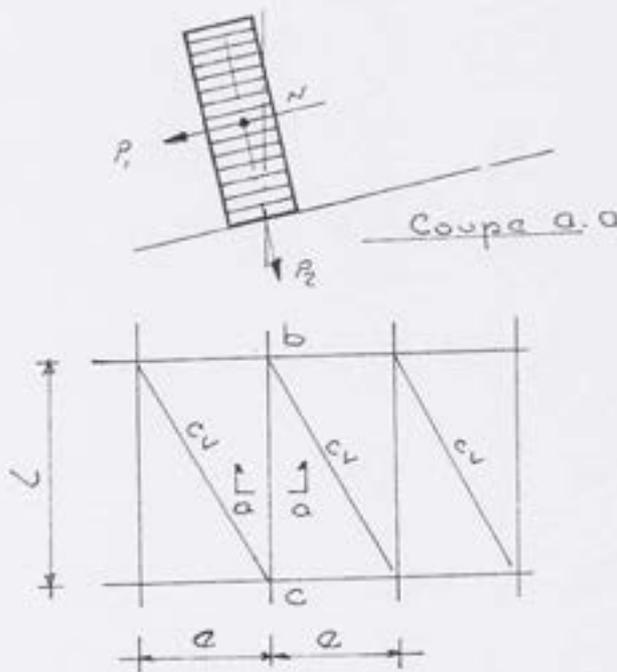
$$\left( \text{avec } K = \frac{1}{k} \right)$$

Il y a lieu d'éviter de faire travailler en flexion composée des sections dont l'élançement  $\lambda$  est supérieur à 120.

##### 3.23 Cas particuliers de flexion composée

###### 3.231 Pannes servant à transmettre les efforts de contreventements

Dans la plupart des cas de poutres au vent, les pannes sont sollicitées en flexion et en compression.



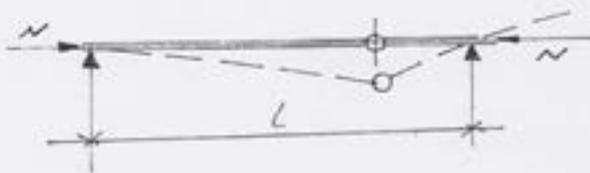
Il y a lieu de vérifier ces éléments en flexion composée.

La barre  $bc$  est soumise à la flexion sous les sollicitations de la charge permanente, de la neige éventuellement, du vent.

Comme montant de la poutre au vent, elle est aussi soumise à la compression.

La longueur de flambement est  $l_f = l$  dans le plan principal de la poutre.

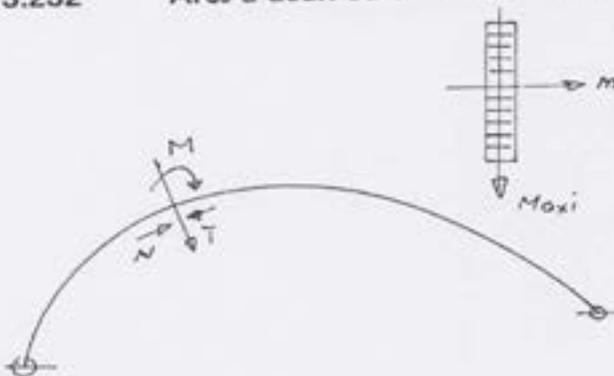
Il n'y a pas risque de flambement dans le plan du versant si on peut utiliser la couverture comme élément antiflambement.



NOTA - Dans le cas assez fréquent où les pannes sont en cantilever, il y a lieu de s'assurer que la transmission de l'effort normal peut être assurée à travers le joint sans risque de flambement ou, éventuellement, de rupture par traction.

On a souvent avantage à prévoir la travée contreventée sans joint cantilever.

### 3.232 Arcs à deux ou trois articulations



Les arcs sont généralement soumis à des efforts normaux et à des moments de flexion.

La vérification de ces deux sollicitations doit être faite dans les deux plans d'inertie de la section la plus sollicitée.

### 3.232.1 Plan d'inertie minimale

#### 3.232.11 Flambement latéral entre pannes

a)  $l_f = e$

$e$  = distance entre pannes, si celles-ci sont bloquées sur une poutre de contreventement ou un point fixe.

b)  $l_f = 2e$

S'il n'y a aucune liaison fixe au point 1.

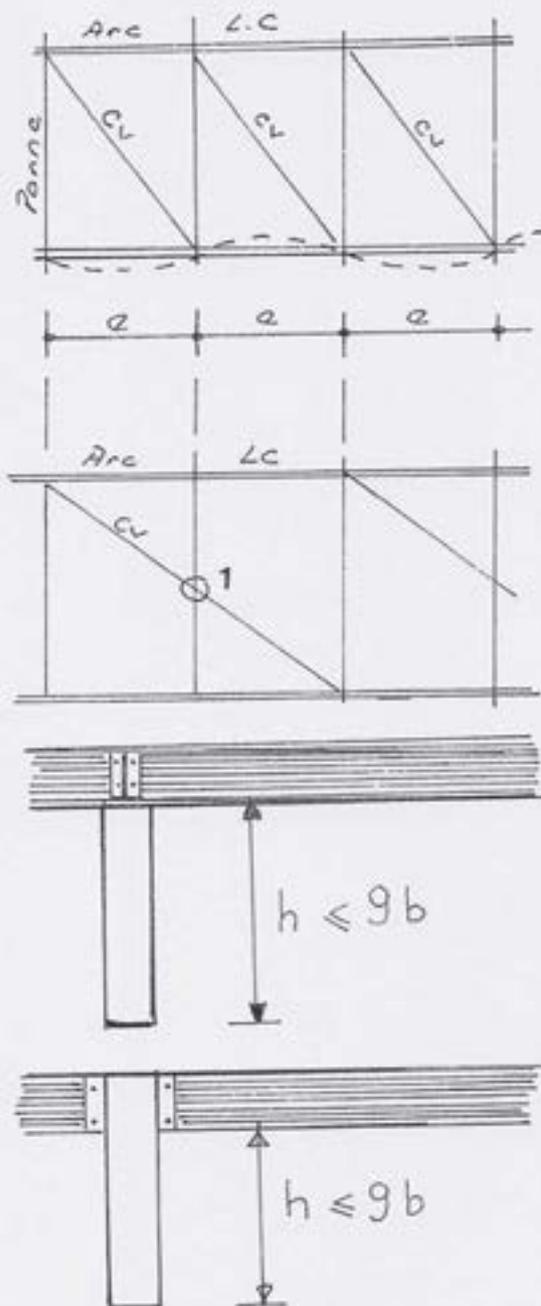
Par liaison fixe, il faut comprendre un assemblage par au moins un tire-fond ou deux pointes, torsadées de préférence.

Sauf justifications ou dispositions particulières, on devra limiter la hauteur de la poutre à 9 fois son épaisseur dans le cas où les pannes sont posées hors œuvre.

Les échantignoles devront être conçues de façon à pouvoir transmettre les efforts de contreflambement.

Pour les pannes posées dans œuvre, la hauteur utile  $h \leq 9b$  doit être mesurée sous la panne.

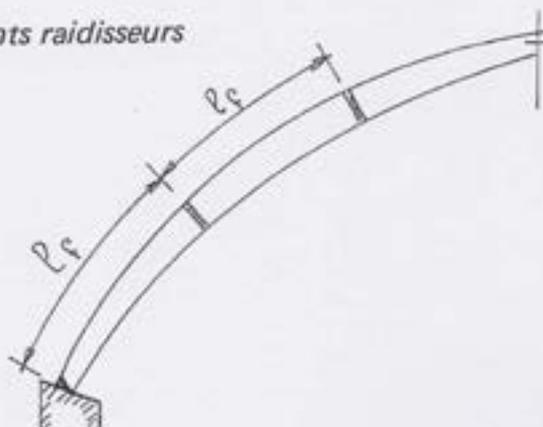
\* Voir § 3.341 page 80

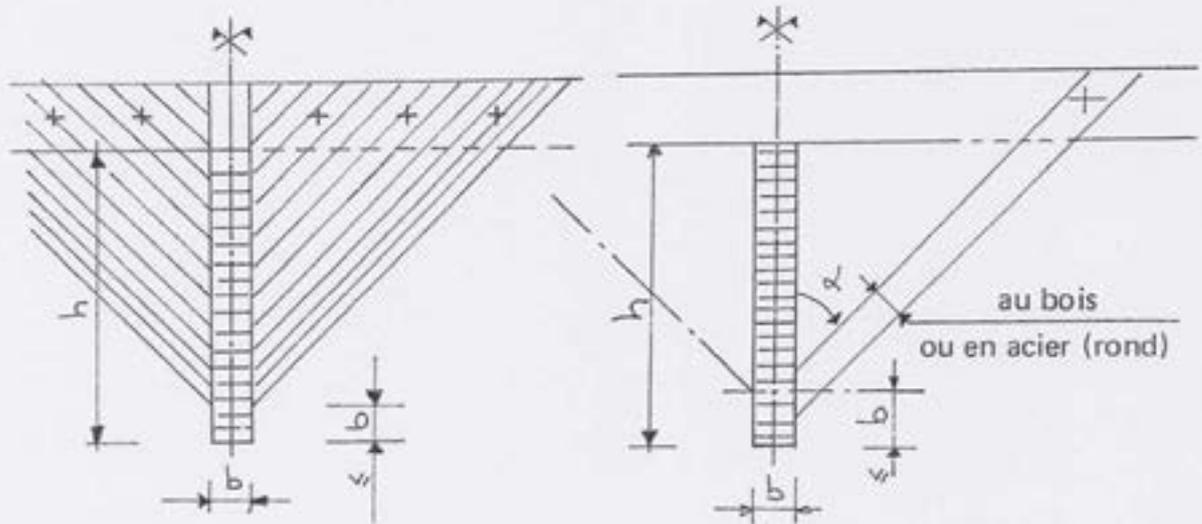


#### 3.232.12 Flambement latéral entre éléments raidisseurs

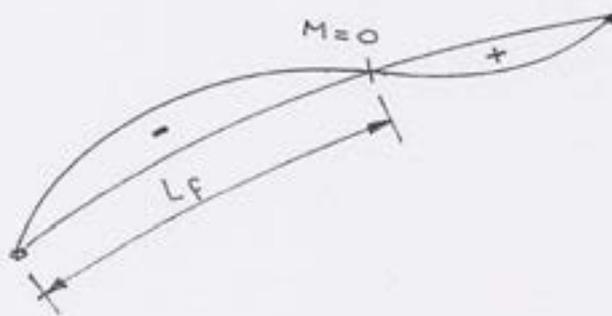
On prendra comme longueur de flambement la distance entre deux raidisseurs.

L'élément doit maintenir l'arc latéralement dans la zone comprimée.



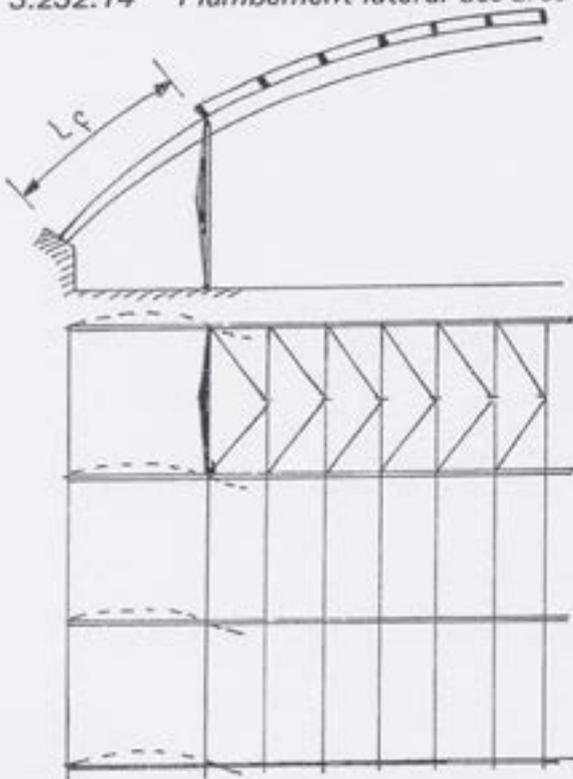


3.232.13 Flambement latéral entre points de moments nuls



Dans le cas fréquent où l'arc présente des zones à l'intrados entièrement comprimées, la longueur de flambement à prendre en compte est la longueur développée entre deux points de moments nuls sans élément raidisseur.

3.232.14 Flambement latéral des arcs non tenus par les pannes



Dans certains cas, l'arc peut être totalement libre entre l'appui et la première panne.

La longueur de flambement à prendre en compte est la longueur développée jusqu'à la première panne si elle est bloquée sur un point fixe (palées de stabilité en long-pan, fondations, etc.).

### 3.232.2 Plan d'inertie maximale

Les arcs sont soumis à des efforts normaux variables et peuvent flamber dans leur plan principal.

La difficulté est de définir la longueur de flambement dans ce plan.

Voir § 3.321 pour la vérification du flambement de l'arc en utilisant le cas avec effort excentré à chaque extrémité.

Il est donné, ci-après, diverses méthodes qui permettent de cerner le problème dans certains cas particuliers.

3.232.21 Portiques à traverse horizontale

Caractéristiques :

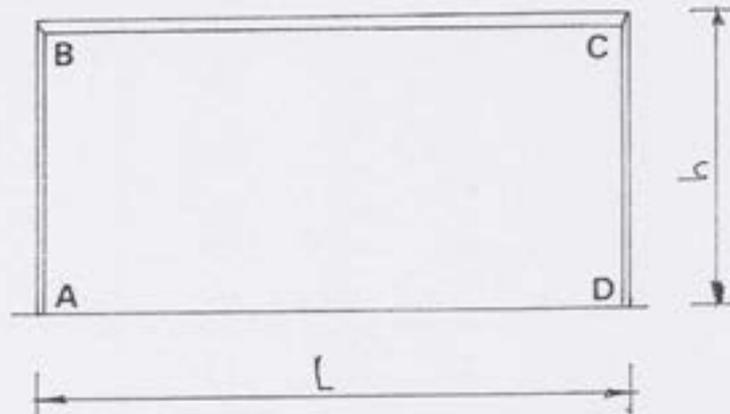
$l$  = portée

$h$  = hauteur

$i$  = inertie du poteau

$I$  = inertie de la traverse

$$k = \frac{i}{I} \cdot \frac{l}{h}$$

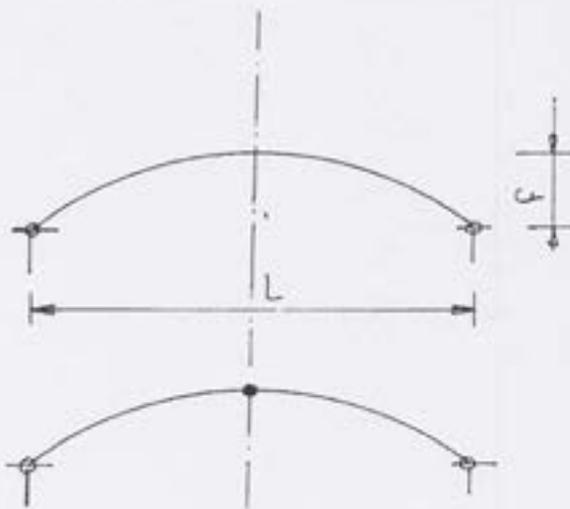


$l_f$  = longueur de flambement

Type de portique	AB	BC	CD
	$2 h \sqrt{1 + 0,8 k}$	$l$	$h$
	$2 h \sqrt{1 + 0,4 k}$	$l$	$2 h \sqrt{1 + 0,4 k}$
	$h \sqrt{\frac{7,5 + 8 k}{7,5 + 2 k}}$	$l$	$h$
	$h \sqrt{\frac{7,5 + 4 k}{7,5 + k}}$	$l$	$h \sqrt{\frac{7,5 + 4 k}{7,5 + k}}$

NOTA - On peut utiliser ces formules pour des traverses ayant une pente inférieure ou égale à 10 %.

## 3.232.22 Arcs à deux ou trois articulations (sections constantes)



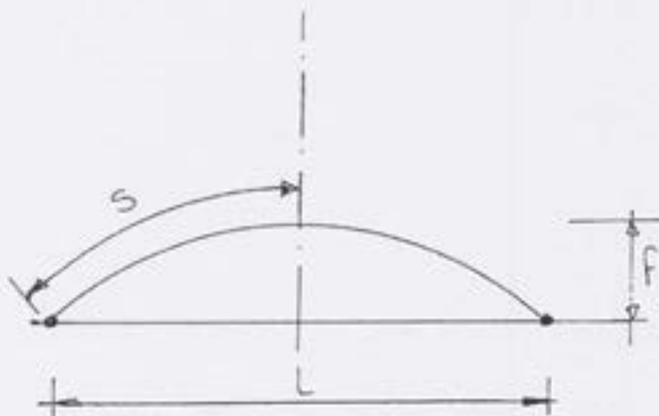
. 2 articulations  $k = \frac{f}{l}$

$$l_f = 0,5 l \sqrt{1 + 6,15 \cdot k^2}$$

. 3 articulations

$$l_f = 0,57 l \sqrt{1 - 2 k^2}$$

## 3.232.23 Autres méthodes pour les arcs (sections constantes)



En prenant une valeur forfaitaire de flambement,

$$l_f = 1,25 \cdot S \quad (a)$$

avec  $0,15 \leq \frac{f}{l} \leq 0,5$

En tenant compte du rapport  $\frac{f}{l}$

$$l_f = \beta \cdot l$$

$\beta$  est donné dans le tableau ci-dessous en fonction du rapport  $\frac{f}{l}$

Arcs	$f/l$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
3 articulations	$\beta$	0,59	0,61	0,66	0,75	0,85
2 articulations	$\beta$	0,52	0,57	0,66	0,75	0,85

## 3.232.24 Cas des portiques à trois articulations suivant schéma ci-après.

Pour  $\gamma \leq 15^\circ$   $l_f = h \sqrt{4 + 1,6 \cdot C} \quad (b)$

avec  $C = \frac{2S}{h} \cdot \frac{i}{l}$

Pour  $\gamma > 15^\circ$ , on peut utiliser la formule donnée en 3.232.23.

En remplaçant  $S$  par  $(h + S)$ , la plus grande des deux valeurs obtenues suivant les formules (a) ou (b) doit être retenue.

Généralement, pour des portiques ayant la même inertie des poteaux et des traverses, la formule (b) est déterminante pour  $S = 1,27h$ .

#### Vérification au flambement + flexion

Après détermination des longueurs de flambement, on procède comme en 3.2 pour la vérification des contraintes.

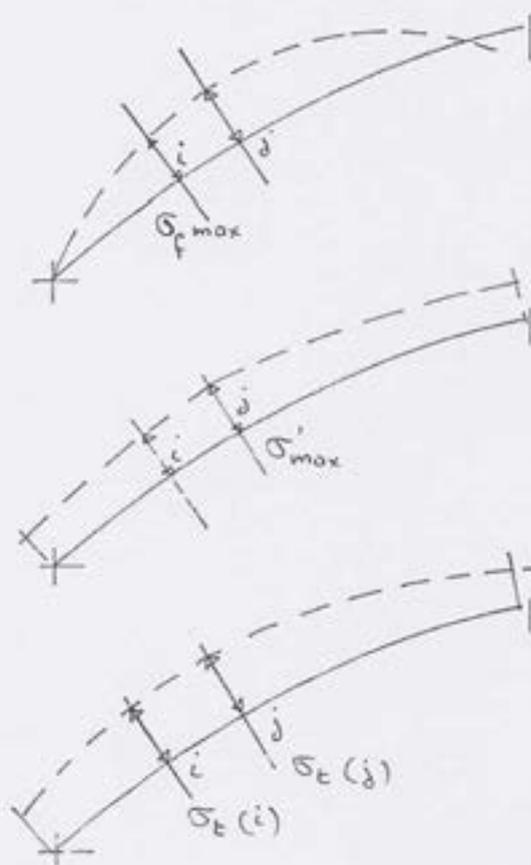
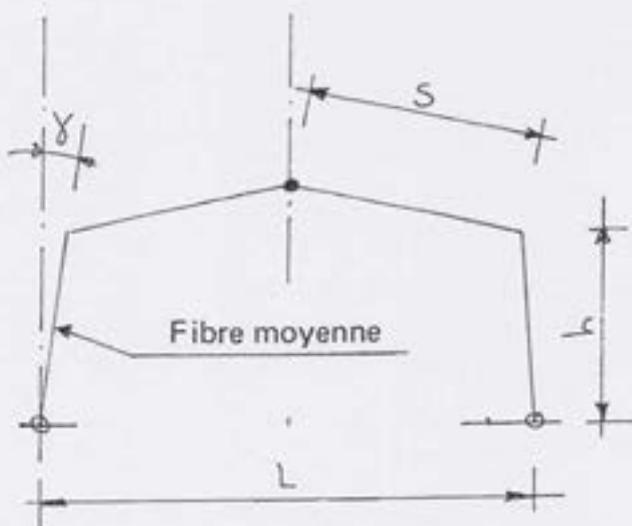
On retiendra, toutefois, que la contrainte due au moment maximum n'est pas toujours au droit de la contrainte maximum de compression avec flambement.

Aussi, il est nécessaire, dans un calcul précis, de tracer les courbes des contraintes de flexion et de compression suivant le schéma ci-contre pour obtenir le cumul des deux contraintes, en particulier dans le cas fréquent des arcs à inertie variable.

On peut, par excès, cumuler les contraintes maximales dues à la flexion et à la compression, ce qui place en sécurité, en particulier pour les arcs à section constante.

Dans la phase de l'avant-projet, on peut prendre l'effort normal situé au  $1/4$  de la portée pour des arcs symétriques.

Dans tous les cas, on devra respecter :



$$\sigma_t = K \cdot \sigma' + \sigma_f \leq 120 \text{ bars}$$

$$\text{(avec } K = \frac{1}{k} \text{)}$$

NOTAS. 1 - Dans un arc, l'effort normal n'est pas constant et peut varier de façon assez importante sur toute la longueur de l'élément étudié. On peut, dans ce cas, tenir compte de la variation de cet effort en réduisant la longueur de flambement par un coefficient variable suivant le type de charge (voir § 2.227).

Il est donné, en annexes, diverses formules qui permettent de tenir compte de cette réduction.

2 - Généralement, les arcs ont une section variable et la détermination des contraintes de compression avec flambement devient très complexe. Il faut donc envisager une section équivalente telle qu'elle est définie en 2.226 et traiter le problème en section constante.

Par contre, la contrainte de flexion doit être calculée avec la section réelle au point envisagé.

### 3.3 DÉVERSEMENT

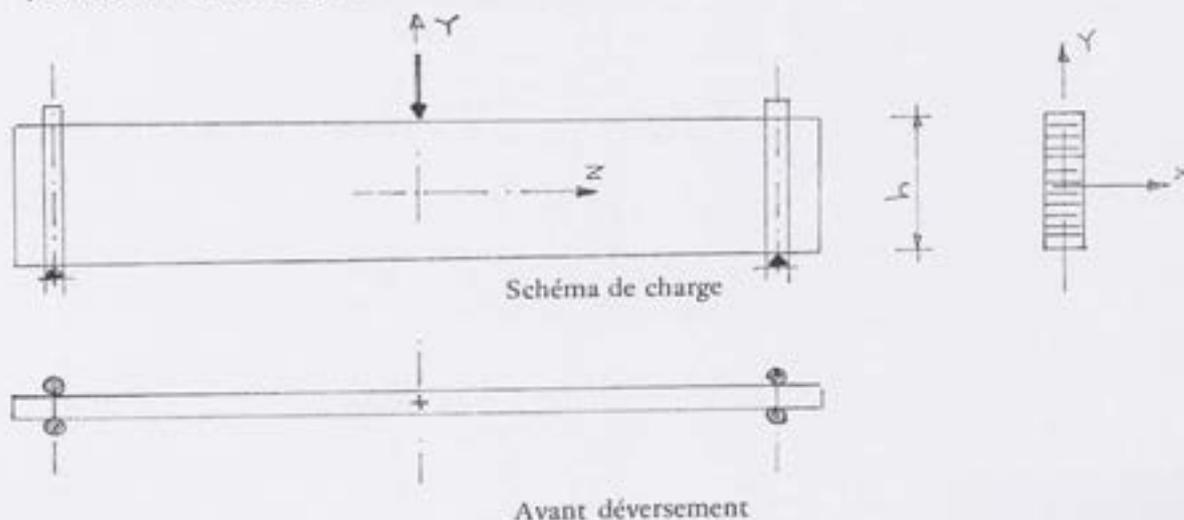
Le déversement (ou flambage latéral) d'une poutre non tenue latéralement peut entraîner la ruine de l'élément considéré sous des valeurs relativement faibles vis-à-vis de la flexion plane.

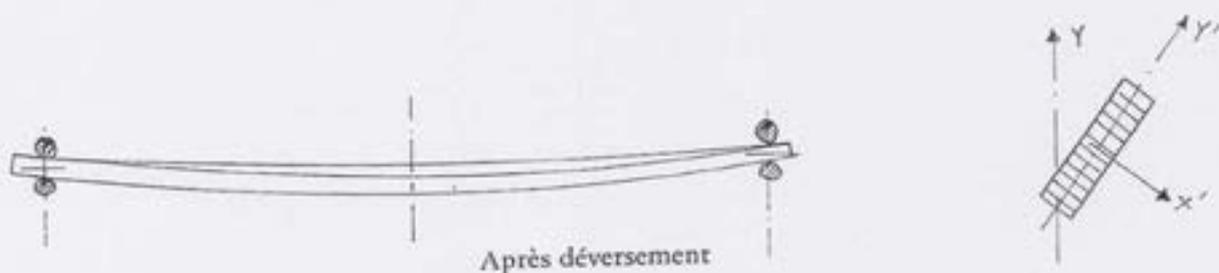
Ce problème particulièrement complexe a été traité par Timosenko dans la théorie de la stabilité élastique.

On donne, ci-après, les résultats de cette étude pour quelques cas de charges.

#### 3.31 Définition

Par déversement, on entend tout élément qui, soumis à des sollicitations de flexion dans son plan, peut quitter ce plan pour prendre une nouvelle position d'équilibre plus ou moins instable.





La flexion introduit des zones tendues et comprimées dans une section de poutre.

Le déversement se produit dans la zone comprimée si elle n'est pas tenue latéralement par un dispositif relié à un point fixe.

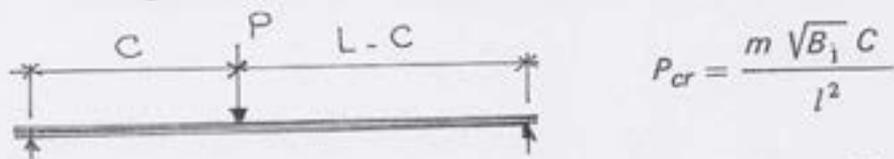
### 3.32 Détermination de la charge critique de ruine

Dans les formules qui suivent, les termes  $B_1$  et  $C$  sont définis par :

$$B_1 = \frac{hb^3}{12} E \quad \text{Rigidité à la flexion}$$

$$C = \frac{hb^3}{3} \left(1 - 0,63 \frac{b}{h}\right) G \quad \text{Rigidité à la torsion}$$

#### 3.321 Charge critique $P_{cr}$ d'une poutre sur deux appuis



$$P_{cr} = \frac{m \sqrt{B_1 C}}{l^2}$$

La charge  $P$  étant appliquée au centre de gravité de la section avec  $m$  donné en fonction de  $c/l$  dans le tableau ci-dessous.

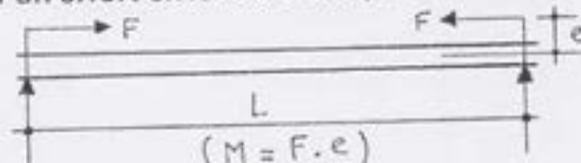
$c/l$	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05
$m$	16,93	17,15	17,82	19,04	21,01	24,10	29,11	37,88	56,01	111,60

Pour la vérification au déversement, on devra avoir  $\dots \frac{P_{cr}}{p} \geq 3$

• Cas d'un moment  $M$  à chaque extrémité  $\dots \dots \dots M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{B_1 C}}{l}$

• Cas d'un moment  $M$  à une extrémité  $\dots \dots \dots M_{cr} = \frac{5,56 \sqrt{B_1 C}}{l}$

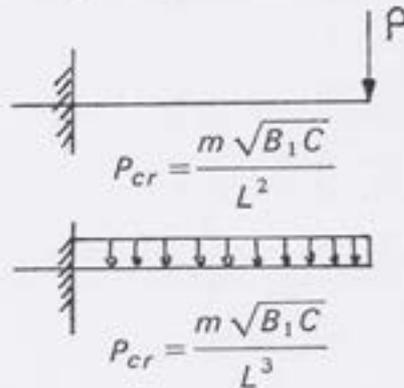
• Cas d'un effort excentré à chaque extrémité



$$M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{B_1 C}}{L \sqrt{1 + \frac{L}{\pi e} \sqrt{\frac{C}{B_1}}}}$$

Cas de la charge uniforme .....  $P_{cr} = \frac{28,3 \sqrt{B_1 C}}{l^3}$

### 3.322 Charge critique $P_{cr}$ d'une console



avec  $m = 4,013$  pour une charge concentrée  $P$ ,  
 $m = 12,850$  pour une charge uniforme,  
 la charge étant appliquée au centre de gravité de la section.

### 3.323 Cas particulier où la charge n'est pas appliquée au centre de gravité de la section

Les formules ci-dessus doivent être affectées d'un coefficient  $K$  dépendant de la position de la charge.

$$K = \left(1 - \frac{1,74 a}{l} \sqrt{\frac{B_1}{C}}\right)$$

pour la poutre sur deux appuis,

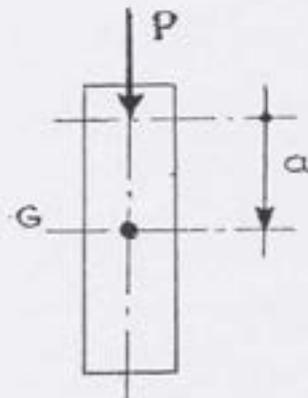
$$K = \left(1 - \frac{a}{l} \sqrt{\frac{B_1}{C}}\right)$$

pour la console.

NOTA - Pour un rapport  $\frac{b}{h} = \frac{1}{10}$  et avec

$G$	$=$	3 400 kg/cm <sup>2</sup>
$E_{\theta}$	$=$	7 000 kg/cm <sup>2</sup>
$E$	$=$	100 000 kg/cm <sup>2</sup>

on a  $\sqrt{B_1 C} \approx 3 h b^3 \cdot 10^3$



### 3.33 Autre méthode

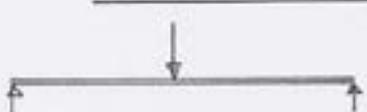
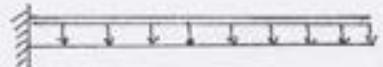
On peut tenir compte du déversement dans la vérification d'une section rectangulaire en appliquant les règles simples données ci-après :

On définit un coefficient d'élançement d'une poutre par la formule,

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e \cdot h}{b^2}} \leq 50$$

avec . . . .  $l_e$  = longueur fictive de la poutre en cm,  
 $h$  = hauteur de la poutre en cm,  
 $b$  = largeur de la poutre en cm.

La valeur de  $l_e$  est donnée en fonction de la longueur  $l$  de la poutre.

Poutre	Cas de charge	$l_e = K_l l$
	Charge concentrée au centre	1,61 $l$
	Charge uniforme $q$	1,92 $l$
	Moments égaux $M$	1,84 $l$
	Charge concentrée $P$	1,69 $l$
	Charge uniforme	1,06 $l$

Valeur des contraintes admissibles en flexion, compte tenu du déversement  $\bar{\sigma}_{f'}$  :

- 1)  $\bar{\sigma}_{f'} = \bar{\sigma}_f$  . . . . . lorsque  $C_s \leq 10$
- 2)  $\bar{\sigma}_{f'} = \bar{\sigma}_f \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right]$  . . . . . lorsque  $10 < C_s \leq C_k$   
 avec  $C_k = \sqrt{\frac{0,6 E}{\bar{\sigma}_f}}$

Pour du bois lamellé-collé de la catégorie 2,  $C_k = 22$ .

- 3)  $\bar{\sigma}_{f'} = \frac{0,4 E}{C_s^2}$  . . . . . lorsque  $C_k < C_s \leq 50$

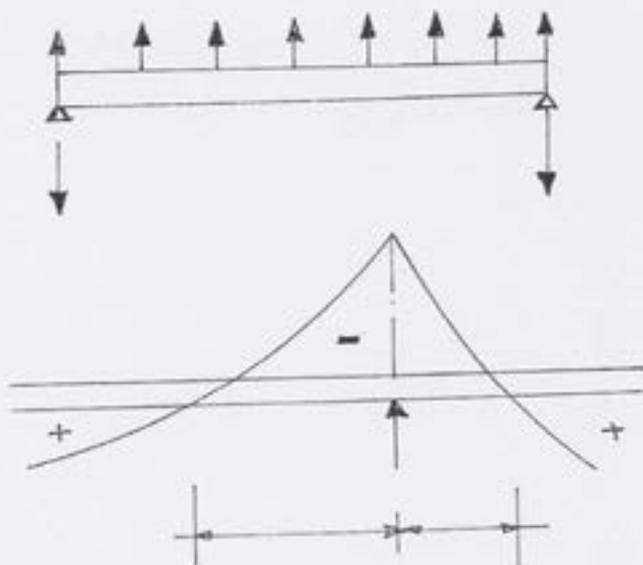
En aucun cas,  $C_s$  ne doit être supérieur à 50.

Cette méthode, plus simple, se réfère aux contraintes admissibles et ne fait pas état du module d'élasticité au cisaillement du bois lamellé-collé qui n'est défini que de façon forfaitaire dans les prescriptions techniques.

On obtient un coefficient de sécurité supérieur à 3.

### 3.34 Dispositions à prendre pour éviter le déversement

#### 3.341 Cas de déversement



Le déversement des poutres ou des arcs se rencontre généralement dans les cas suivants :

– Poutre sur deux appuis, avec la membrure comprimée non tenue latéralement, (par exemple, poutre de toiture en cas de soulèvement important),

– Poutre continue ou en cantilever,

La membrure inférieure, située de part et d'autre de l'appui, se trouve comprimée.

– Arc à deux ou trois articulations avec l'intrados non maintenu latéralement.

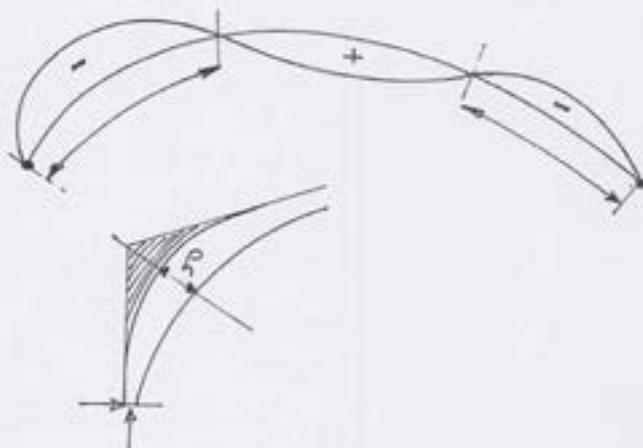
A défaut de justification par le calcul, on devra prévoir les dispositifs latéraux pour éviter le déversement dans les cas suivants :

- 1) le rapport  $h/b$  est inférieur ou égal à 9, aucun dispositif latéral n'est requis,
- 2) le rapport  $h/b$  est compris entre 9 et 11, il faut prévoir un dispositif latéral tous les  $6h$ ,
- 3) le rapport  $h/b$  est compris entre 11 et 12, il faut prévoir un dispositif latéral tous les  $4h$ ,
- 4) le rapport  $h/b$  est supérieur à 12, on devra modifier les sections pour ramener cette valeur aux limites ci-dessus.

On tiendra compte de la section efficace dans la détermination du rapport  $h/b$ .

Par section efficace, on entend la section utile de calcul, déduction faite des zones dues à des nécessités constructives (par exemple, coins de mouchoirs, redressements de faîtage...).

On devra se méfier des poutres qui, pour des raisons esthétiques, ont des hauteurs anormales.



Ces dispositions sont valables pour des éléments tenus sur un côté.

### 3.342 Dispositif pour éviter le déversement

On devra prévoir tout dispositif susceptible d'éviter le déversement des pièces élancées :

- en limitant le rapport  $h/b$ ,
- en maintenant les zones comprimées par des raidisseurs, des bracons ou des entretoises,
- en augmentant l'inertie transversale de la pièce dans la zone comprimée,
- en positionnant les pannes dans œuvre.

## 3.4 TORSION

Le problème de torsion est extrêmement complexe et a été traité par De Saint-Venant pour les sections rectangulaires.

On se bornera ici à donner les résultats acquis sur des sections courantes.

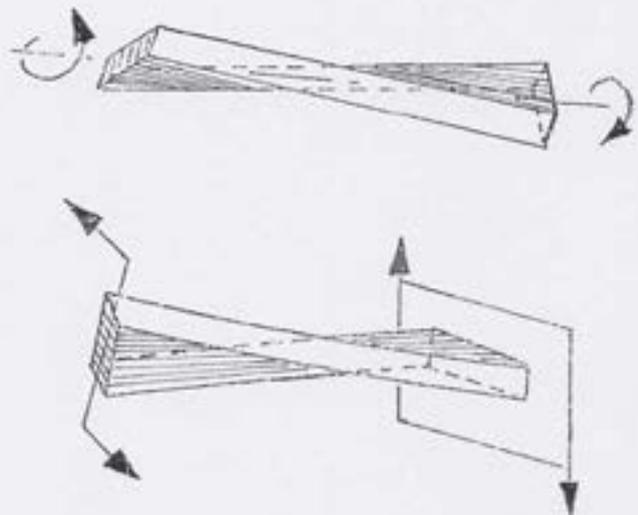
### 3.41 Définition

La torsion d'une barre se traduit par une déformation circulaire autour d'un axe où tous les points restent à une distance constante de ce dernier.

On peut distinguer deux types de torsion :

- la torsion libre qui est due à l'action de deux couples égaux agissant en sens contraires sur les deux sections extrêmes d'une barre,
- la torsion gênée qui a lieu quand la barre se trouve dans des conditions telles qu'une ou plusieurs de ces sections transversales conservent leurs positions et forme initiale, c'est-à-dire une forme plane.

Le cas de torsion gênée étant surtout applicable à des profils minces ne sera pas envisagé dans ce paragraphe.



### 3.42 Contrainte due à la torsion libre

Les contraintes dues à la torsion libre peuvent être exprimées de la même façon que celles adoptées pour la flexion plane.

La torsion libre crée des contraintes de cisaillement et une rotation qui s'expriment suivant les formules :

$$\tau = \frac{M_t}{\mu}$$

$$\phi_t = \frac{M_t}{J_t G}$$

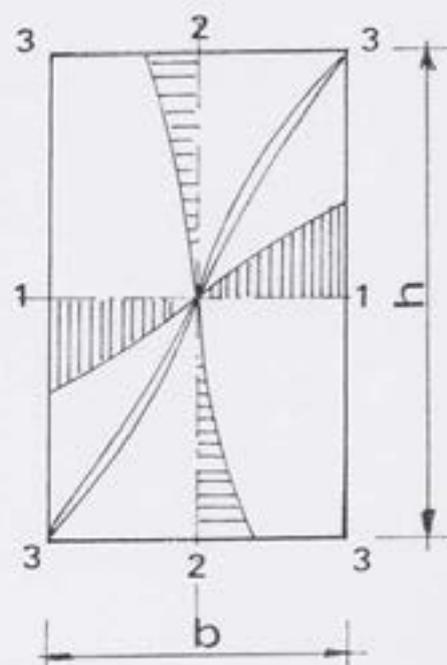
$M_t$  = moment de torsion

$\phi_t$  = angle de rotation par unité de longueur

$\mu$  = moment résistant à la torsion

$J_t$  = moment d'inertie en torsion

$G$  = module de déformation de cisaillement



### 3.43 Section rectangulaire simple

#### 3.431 Diagramme des contraintes

Les contraintes maximales sont situées en 1 et 2.

#### 3.432 Contraintes et déformations

$$\tau_1 = \frac{M_t}{\mu_1} = \frac{M_t}{\alpha_1 b^2 h} \qquad \tau_2 = \frac{M_t}{\mu_2} = \frac{M_t}{\alpha_2 b^2 h}$$

$$\phi_t = \frac{M_t}{J_t G} \quad \text{avec } J_t = \beta b^3 h$$

Les valeurs de  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta$ , sont données dans le tableau ci-après pour différents rapports de  $h/b > 1$ .

$h/b$	1,0	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10	$\infty$
$\alpha_1$	0,208	0,231	0,239	0,246	0,258	0,267	0,282	0,299	0,307	0,313	0,333
$\alpha_2$	0,208	0,270		0,309		0,354	0,379	0,402			0,448
$\beta$	0,141	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

On remarque que, pour des rapports de  $h/b$  élevés,  $\alpha_1$  tend vers le  $1/3$  et on a :

$$\mu_1 = \frac{b^2 h}{3}$$

De même pour  $\beta$  . . . . .  $J_t = \frac{b^3 h}{3}$

### 3.433 Vérification des contraintes

On devra vérifier que la contrainte de cisaillement par torsion ajoutée à la contrainte de cisaillement pur est inférieure à la contrainte admissible.

$$\gamma = \frac{M_t}{\mu} \leq \bar{\tau} = 12 \text{ bars}$$

### 3.44 Sections rectangulaires composées

On peut déterminer l'angle de rotation  $\phi_t$  d'une section composée de plusieurs rectangles à l'aide de la formule générale donnée en 3.43,

$$\text{soit } \phi_t = \frac{M_t}{J_t G}$$

$$\text{avec } J_t = \sum \frac{b_i^3 h_i}{3}$$

Cette formule n'est applicable que si les divers éléments sont liés rigidement entre eux. Dans ce cas, on a :

$$\phi_t = \frac{M_t}{J_t G}$$

et pour l'élément  $i$ ,

$$\phi_{ti} = \frac{M_{ti}}{J_{ti} G}$$

Comme  $\phi_t = \phi_{ti}$ , on a :

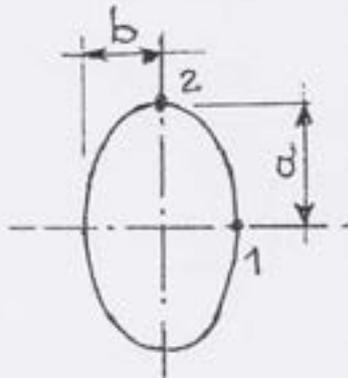
$$M_{ti} = M_t \frac{J_{ti}}{J_t} \quad \text{d'où} \quad \tau_i = \frac{M_{ti}}{\mu_i}$$

### 3.45 Autres sections

On peut, dans certains cas, rencontrer des sections soit elliptiques, soit circulaires.

Les formules ci-après permettent de déterminer les contraintes de cisaillement dans ces cas particuliers.

## 3.451 Section elliptique



$$\mu_1 = 0,5 \pi a b^2$$

$$\mu_2 = 0,5 \pi a^2 b$$

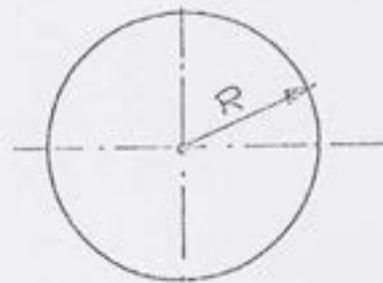
$$J_t = \frac{\pi a^2 b^3}{a^2 + b^2}$$

Les contraintes sont maximales en 1 et minimales en 2.

## 3.452 Section circulaire

$$\mu = 0,5 \pi R^3$$

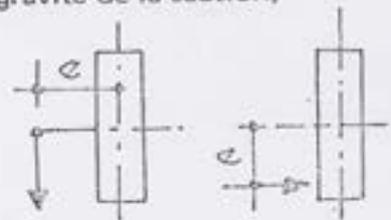
$$J_t = 0,5 \pi R^4$$



## 3.46 Cas pratiques

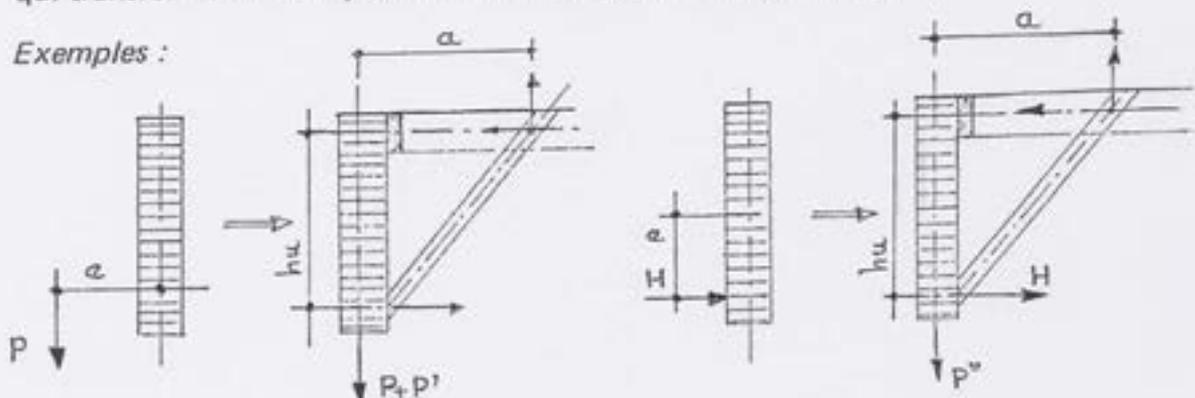
On rencontre généralement de la torsion dans les cas suivants :

- charge excentrée par rapport au centre de gravité de la section,
- limon d'escalier hélicoïdal,
- poutre courbe,
- couronne à la clé de voûte.



Pour limiter la torsion, il est nécessaire d'avoir recours à des dispositifs qui transforment le couple de torsion en des efforts équivalents.

Exemples :



Ces cas se rencontrent généralement sur des linteaux de porte ou des poutres en pignon.

Les assemblages doivent alors être dimensionnés de façon à tenir compte des efforts nouveaux apportés par les dispositifs adoptés.

## 4 ASSEMBLAGES

La conception d'un assemblage doit être étudiée en fonction des efforts appliqués et en tenant compte des critères suivants :

- simplicité d'exécution et de montage,
- excentrement minimum pour réduire les efforts secondaires dont il est difficile de mesurer les conséquences,
- résistance maximale vis-à-vis des efforts appliqués,
- respect des distances minimales entre organes d'assemblages.

### 4.1 DIFFÉRENTS TYPES D'ASSEMBLAGES

#### 4.11 Les assemblages articulés

Ce sont tous les assemblages courants. Ils doivent transmettre :

- un effort axial (traction, compression),
- un effort tranchant.

Ce sont, en particulier :

- les éléments secondaires (pannes, entretoises, contreventements, etc.) avec les éléments principaux (poutres, arcs, etc.),
- les éléments principaux entre eux (articulations à la clé ou en pied, joints cantilever, etc.).

#### 4.12 Les assemblages encastrés

Ce sont tous les assemblages qui assurent la continuité de deux éléments. Ils doivent transmettre :

- un effort axial,
- un effort tranchant,
- un moment de flexion ou de torsion.

Ce sont, en particulier :

- les encastremements des poteaux sur les traverses,
- les joints de continuité.

### 4.2 DÉTERMINATION DES ASSEMBLAGES

Le calcul des différents types d'assemblages est donné dans le chapitre IV.

Ce paragraphe a pour but de définir les critères propres aux différents modes d'assemblages.

#### 4.21 Définitions

On désigne par *organes d'assemblage* toutes pièces telles que boulons, clous, broches, aiguilles, etc..., entrant dans la composition d'un assemblage simple *actif* et assurant seules la transmission des efforts dans les pièces assemblées.

Les organes d'assemblage, dont le rôle est *neutre* sous l'action des sollicitations normales (maintien des pièces en contact par exemple), peuvent avoir un rôle *actif* sous l'action des sollicitations extrêmes.

On désigne par *organes complémentaires d'assemblage* des pièces telles que clavettes, anneaux, crampons, etc..., entrant dans la composition d'un assemblage en association, en règle générale, avec un organe d'assemblage. Leur rôle est *actif* et ils assurent, sous l'action des sollicitations normales, la transmission des efforts et des forces provenant, soit de la totalité des sollicitations de l'assemblage, soit d'une partie de celles-ci : effort tranchant seul ou effort normal seul ou combinaison de l'un et de l'autre, etc...

On appelle *plan de cisaillement* le plan délimité par le contact de deux faces d'éléments entrant dans la composition de l'assemblage.

Un assemblage peut comporter un ou plusieurs plans de cisaillement.

#### 4.22 Vérifications sous les sollicitations extrêmes

La vérification des assemblages se fait généralement sous les sollicitations normales.

Il est toutefois utile de connaître la charge limite sous des sollicitations extrêmes.

Dans la détermination de la charge admissible d'un organe d'assemblage, on adopte la plus faible des deux valeurs suivantes :

- la charge qui provoque un déplacement de 1 mm,
- le tiers de la charge de rupture.

Sous les sollicitations normales, on a donc un coefficient de sécurité de 3.

Sous les sollicitations extrêmes, les efforts sont majorés de 1,75 au maximum.

On peut donc estimer que les charges admissibles des assemblages sous les sollicitations extrêmes peuvent être majorées de 1,75. Le coefficient de sécurité par rapport à la rupture est alors de :

$$\frac{3}{1,75} = 1,72 > 1,50$$

### 4.3 ORGANES D'ASSEMBLAGES

Ce sont les clous, les tiréfonds, les boulons, les broches, les aiguilles, etc.

#### 4.31 Assemblages par clous

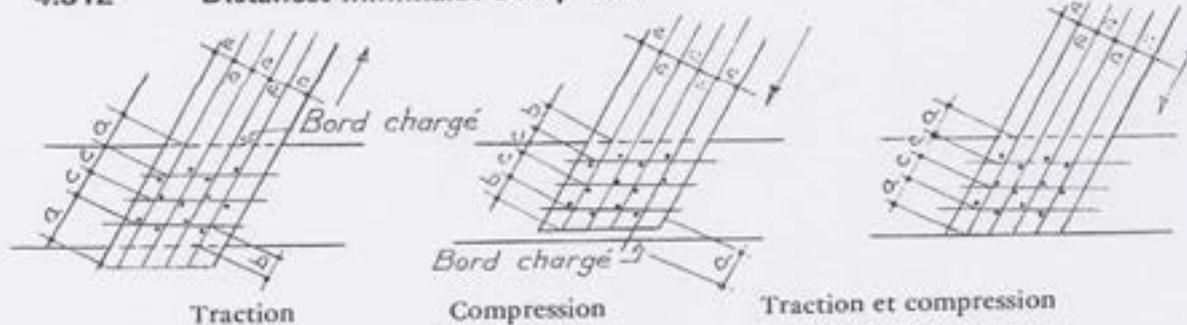
##### 4.311 Diamètre maximal des clous

On devra respecter les conditions suivantes :

<i>Épaisseur des bois</i>	$e \leq 30 \text{ mm}$	$e > 30 \text{ mm}$
Bois tendre	$d \leq \frac{e}{7}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois dur	$d \leq \frac{e}{9}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Pour des diamètres de pointes supérieures à 6 mm, il peut s'avérer nécessaire de prévoir un avant-trou de diamètre  $(d - 2)$  pour éviter le fendage du bois.

##### 4.312 Distances minimales à respecter



Traction

Compression

Traction et compression

$$a \geq 12 d$$

$$c \geq 10 d$$

$$b \geq 5 d$$

$$e \geq 5 d$$

##### 4.313 Efforts admissibles en cisaillement

Si  $F$  en daN,

$d$  diamètre du clou en 1/10 mm,

$e$  épaisseur de la pièce la plus mince, en cm,

on a les efforts admissibles par clou :

simple cisaillement . . . . .  $F = 0,8 d \sqrt{e}$

cisaillement mixte . . . . .  $F = 1,3 d \sqrt{e}$

double cisaillement . . . . .  $F = 2,0 d \sqrt{e}$

(voir tableau des charges admissibles)

#### 4.314 Réduction des charges admissibles

En fonction du nombre de clous par face,

- entre 10 et 20 clous . . . . . - 10 %
- supérieur à 20 clous . . . . . - 20 %

En fonction de l'exposition de l'assemblage en milieu humide, c'est-à-dire où les bois sont maintenus à un taux d'humidité supérieur à 17 % ;

- réduction forfaitaire . . . . . - 25 %

On devra éviter d'utiliser des pointes lisses à la traction pour des ouvrages définitifs.

Le clouage dans du bois de bout est à proscrire.

#### 4.315 Assemblages par clous torsadés

Il existe dans le commerce un certain nombre de clous torsadés qui permettent, à section égale, une charge admissible supérieure d'environ 40 %.

On peut également utiliser ces pointes en traction, à condition qu'une pénétration minimale de  $6d$  soit effectivement réalisée.



Effort admissible en traction :

$$F = 18 \cdot s \cdot d$$

$s$  étant la longueur de pénétration en cm,

$d$  étant le diamètre en cm.

Le clouage en bois de bout est à proscrire.

On adoptera les mêmes réductions que pour les pointes lisses (§ 4.314).

#### 4.32 Assemblages par boulons (Voir Résultats des essais en annexes)

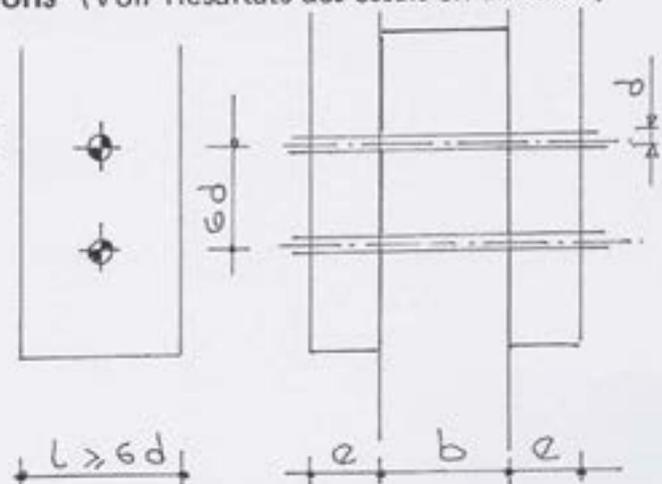
##### 4.321 Bois sur bois

L'assemblage boulonné doit respecter les conditions suivantes :

diamètre . . . . .  $d \geq \frac{e}{6}$

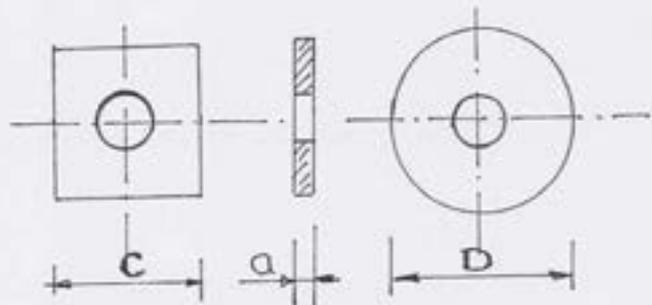
épaisseur . . . . .  $e \geq \frac{b}{2}$

largeur . . . . .  $l \geq 6d$



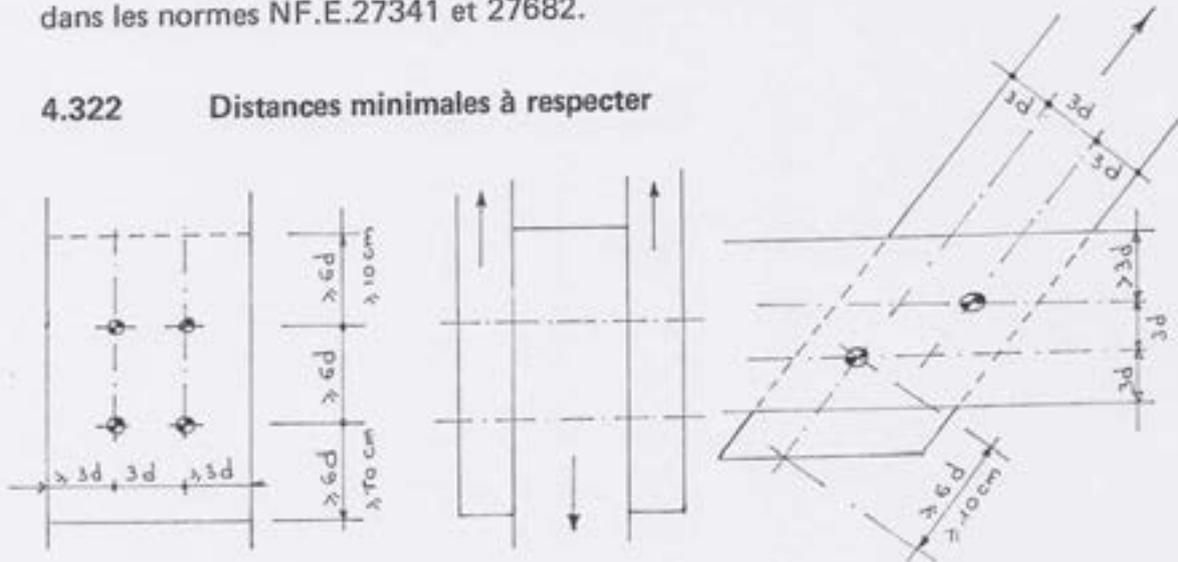
Il doit être monté avec des rondelles ou des plaquettes carrées ayant les caractéristiques suivantes :

- diamètre . . . . .  $D \geq 3,5 d$
- $c \geq 3 d$
- épaisseur . . . . .  $a \geq 0,25 d$



Les caractéristiques des boulons et rondelles normalisés sont données dans les normes NF.E.27341 et 27682.

**4.322 Distances minimales à respecter**



**4.323 Efforts admissibles en cisaillement (Voir Résultats des essais en annexes)**

Si  $F$  en  $daN$ ,  
 $d$  diamètre du boulon en  $cm$ ,

on a les valeurs suivantes :

1) cisaillement simple

$$F = 80 d \sqrt{e}$$

$e$  étant l'épaisseur de la pièce la plus mince, en  $cm$ ,

2) double cisaillement

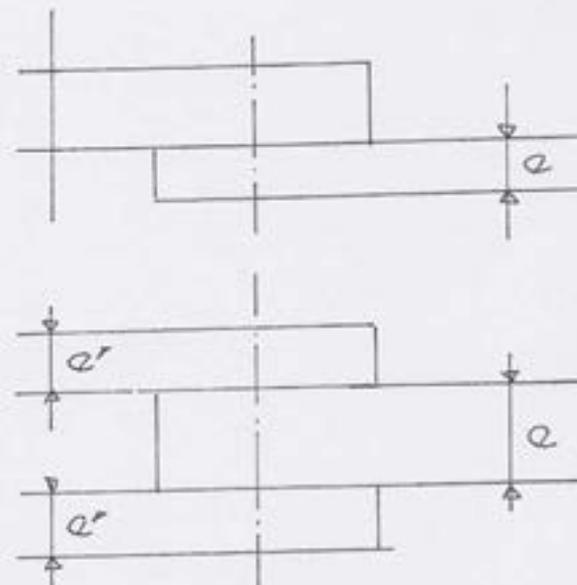
$$F = 200 d \sqrt{e}$$

$e$  étant l'épaisseur de la pièce médiane,

3) cisaillement multiple

$$F = 160 d \sqrt{e}$$

$e$  étant l'épaisseur de la pièce la plus mince délimitant les plans de cisaillement.



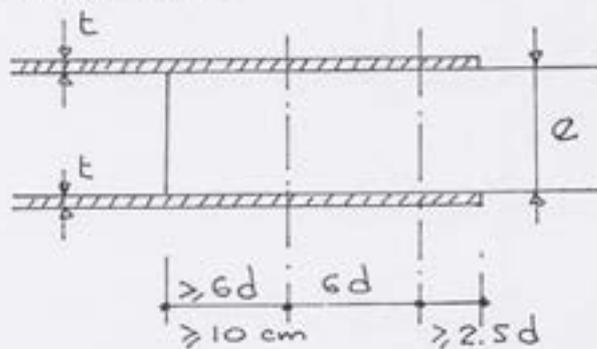
Le nombre de ces plans doit être pair et ne pas dépasser 6.

Pour du bois dur comme le chêne, les valeurs ci-dessus peuvent être majorées de 30 %.

Voir tableau des charges admissibles.

#### 4.324 Cas particulier métal-bois (Voir Résultats des essais en annexes)

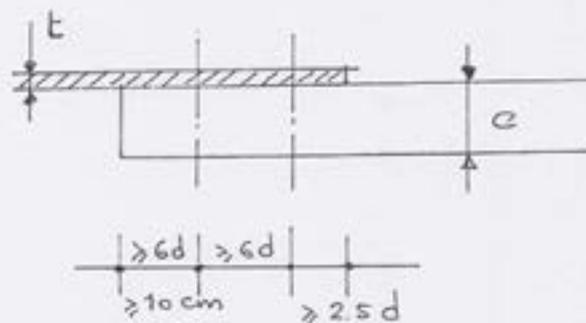
Dans le cas assez fréquent où l'assemblage se fait avec des flasques métalliques, on peut adopter les valeurs forfaitaires suivantes en attendant les résultats d'essai :



##### Cas de deux flasques en tôle

L'effort admissible est majoré de 25 % pour le double cisaillement.

$$F = 250 d \sqrt{e} \quad e \leq 10 d$$



##### Cas d'un flasque extérieur

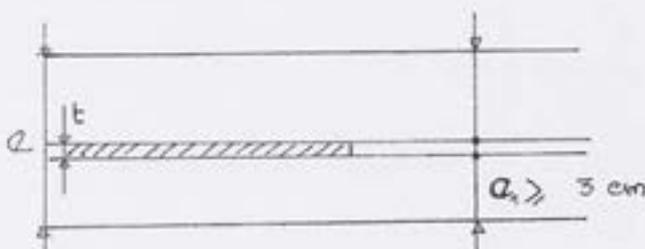
L'effort admissible est majoré de 25 % pour le simple cisaillement

$$F = 100 d \sqrt{e}$$

##### Cas d'un flasque médian

L'effort admissible est égal à :

$$F = 200 d \sqrt{e} \quad e \leq 8 d$$



avec  $e$  épaisseur totale de la pièce, en cm

$e_1$  ne sera pas inférieure à 3 cm.

Dans le cas d'utilisation avec des tôles minces, il est nécessaire de vérifier la pression diamétrale sur les bords du trou.

Si  $P$  est l'effort relatif à chaque tôle,  
 $n$  le nombre de boulons,  
 $d$  le diamètre, en cm,  
 $t$  l'épaisseur de la tôle, en cm,

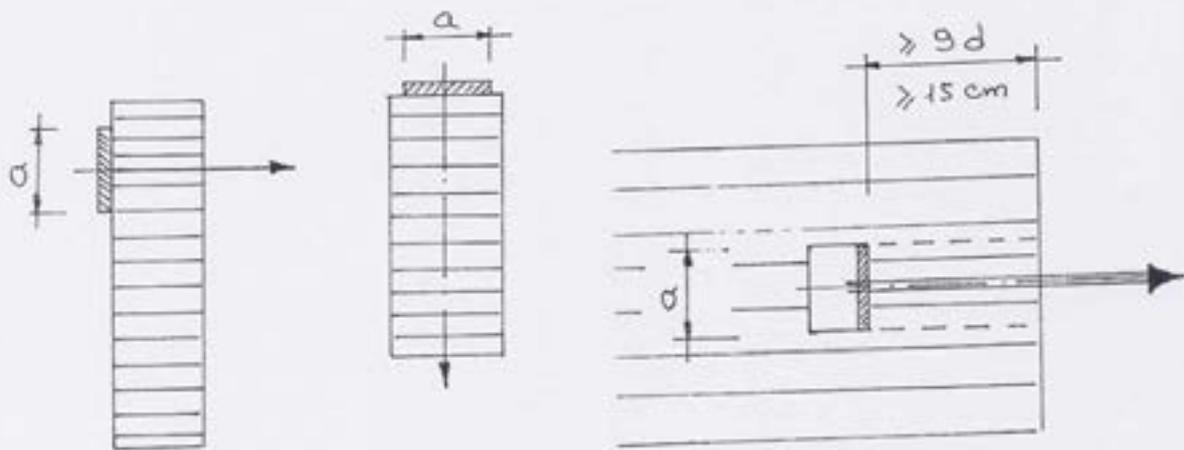
on devra vérifier que  $\sigma = \frac{P}{n \cdot d \cdot t} \leq 3\,200$  bars

#### 4.325 Effort en traction dans les assemblages boulonnés

Dans certains cas particuliers, les boulons peuvent travailler en traction. On devra alors s'assurer :

a) que la plaque de répartition est suffisante et n'introduit pas des contraintes supérieures aux contraintes admissibles, éventuellement majorées pour effort localisé,

b) que la section nette des tiges filetées est suffisante en fonction de l'acier employé.



Compression locale de flanc

Compression locale suivant la direction des fibres, avec possibilités de cisaillement

#### 4.326 Réductions des efforts admissibles

On appliquera les coefficients de réduction suivants en fonction de la direction de l'effort par rapport aux fibres du bois :

$0 < \alpha \leq 30^\circ$	$k = 1$
$30 < \alpha \leq 60^\circ$	$k = 0,90$
$60 < \alpha \leq 90^\circ$	$k = 0,80$

Pour des assemblages comportant  $n$  boulons en ligne :

$4 < n \leq 8$	$k = 0,90$
$n > 8$	$k = 0,80$

#### 4.33 Assemblages par tirefond

Ce mode d'assemblage assez fréquent en charpente n'a actuellement fait l'objet que de peu d'essais. Aussi, en attendant la série d'essais prévus pour la

détermination des efforts admissibles, on se basera sur les indications suivantes :

#### 4.331 Pose du tirefond

Il doit être posé avec un avant-trou dont le diamètre ne sera pas supérieur à  $0,7 d$ .

Il doit être vissé et non enfoncé à la masse.

La longueur effective dans l'assemblage doit être au moins de  $8 d$ .

Les distances minimales indiquées au § 4.322 doivent également être respectées.

#### 4.332 Effort admissible en simple cisaillement

$F = 40 a_1 d$   $a_1$  épaisseur du bois le plus mince.

Le tirefond doit être enfoncé d'au moins  $8 d$ .

Si l'enfoncement est inférieur à  $4 d$ , on ne pourra prendre aucun effort en cisaillement.

Pour des enfoncements intermédiaires, on interpolera linéairement.

#### 4.333 Cas particulier d'assemblage avec un flasque métallique

L'effort admissible en simple cisaillement est :

$F = 80 d \sqrt{S}$  avec  $4 d < S \leq 8 d$

Pour un enfoncement de  $8 d$ , on a :

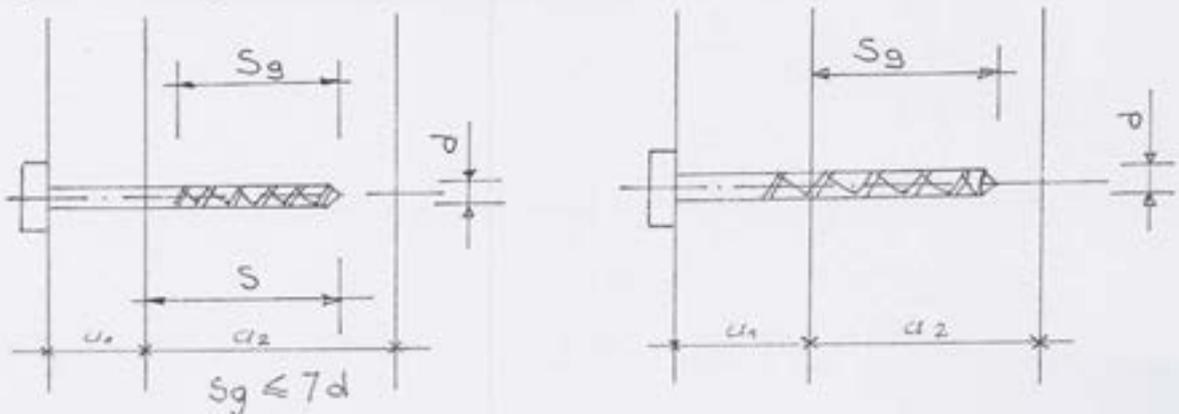
$F = 80 d \sqrt{8 d}$  avec  $8 d \leq 7,5 \text{ cm}$ .

#### 4.334 Tirefond en traction

On peut utiliser des tirefonds en traction à condition de respecter le mode de pose défini en 4.331.

L'effort admissible en traction est . . .  $F = 30 . Sg . d \leq 210 d$

$Sg$  étant la longueur filetée vissée dans le bois.



Compte tenu de la difficulté de vérifier la bonne exécution des assemblages tirefonnés, il est recommandé d'être très prudent dans la détermination de ces assemblages.

#### 4.335 Réductions des efforts admissibles

On appliquera les mêmes coefficients de réduction que ceux définis au § 4.326.

### 4.4 ORGANES COMPLÉMENTAIRES D'ASSEMBLAGES

Ce sont les clavettes, les anneaux, les connecteurs, les crampons, etc.

Le nombre de ces organes complémentaires d'assemblages est assez élevé et il n'est pas possible de les envisager tous dans ce paragraphe. Il est donc nécessaire que chaque entreprise possède un procès-verbal d'essai qui donne les efforts admissibles en fonction des caractéristiques de chaque type.

#### 4.41 Clavettes

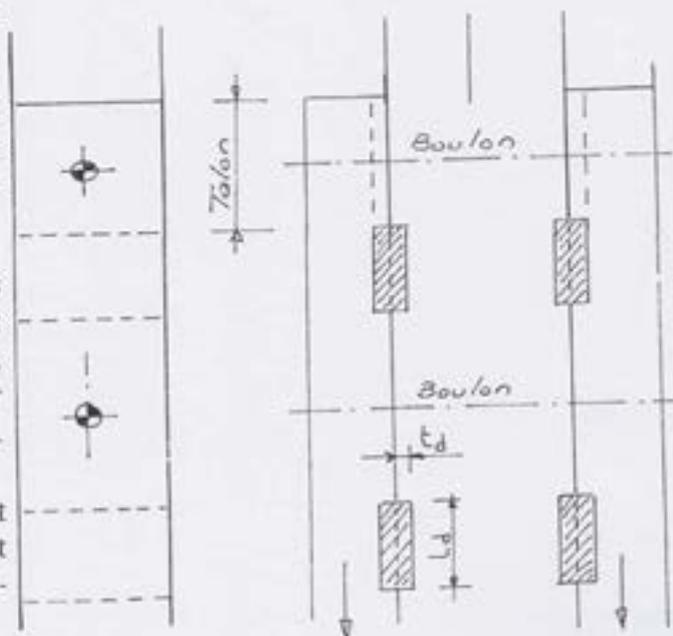
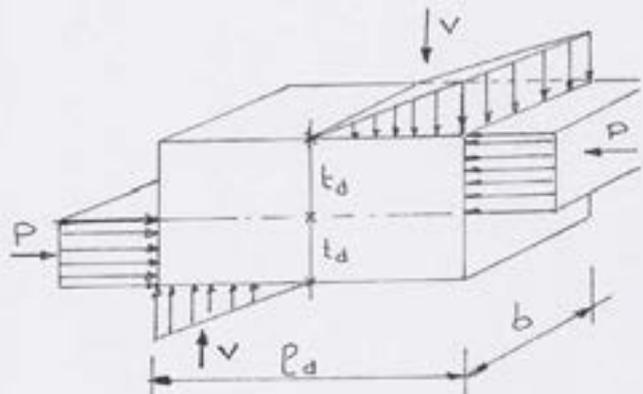
L'usage des clavettes peut être intéressant pour la transmission des efforts de glissement. Elles doivent être obligatoirement employées avec des boulons qui n'auront aucun rôle actif.

On peut utiliser des clavettes en bois dur, en acier ou en petits profilés métalliques.

La détermination des charges admissibles d'une clavette peut se faire par le calcul, suivant le schéma ci-contre :

On devra vérifier que les contraintes restent inférieures aux contraintes admissibles qui peuvent, éventuellement, être majorées pour tenir compte des charges localisées.

L'entre-axe des clavettes est fonction de sa charge admissible et de la résistance des plans de cisaillement dans le bois.

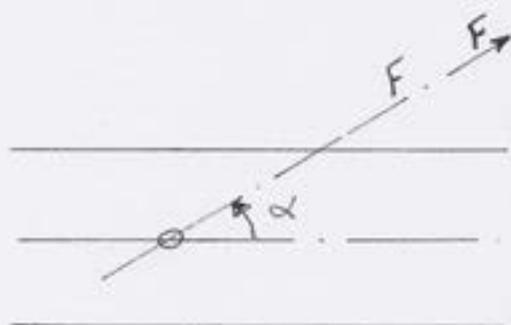
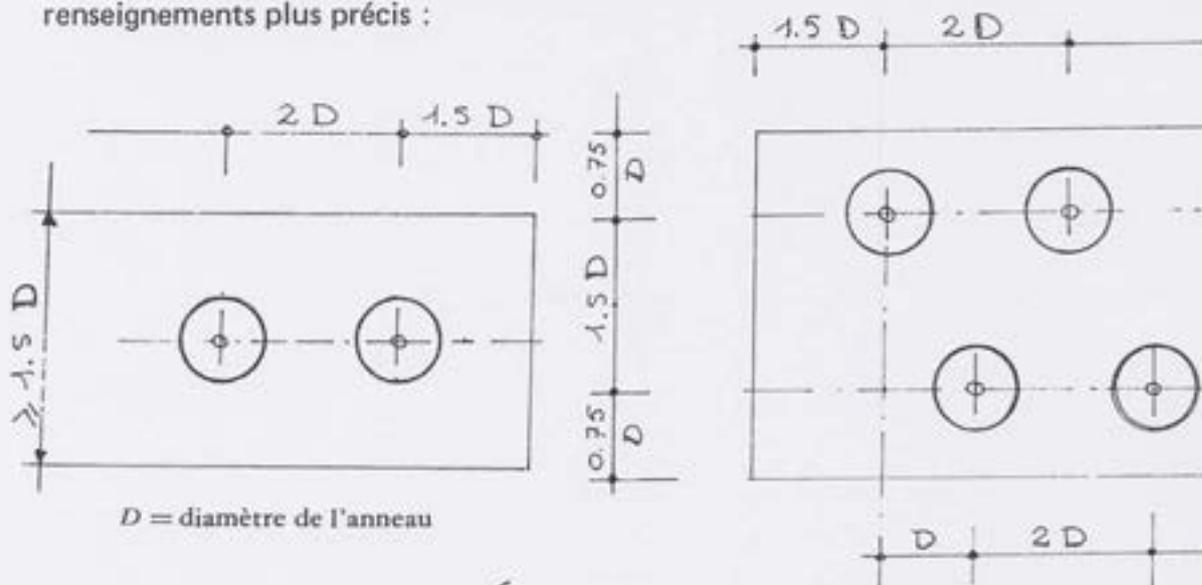


#### 4.42 Anneaux et connecteurs

Il existe dans le commerce un certain nombre de types d'anneaux et connecteurs.

On se référera aux prescriptions du fabricant pour la mise en place de ces organes complémentaires d'assemblages.

Toutefois, il est utile de se rappeler les points suivants, à défaut de renseignements plus précis :



Réduction des charges admissibles :

En fonction de la direction de l'effort,

$0 < \alpha \leq 30$	.....	$k = 1,00$
$30 < \alpha \leq 60$	.....	$k = 0,85$
$60 < \alpha \leq 90$	.....	$k = 0,65$

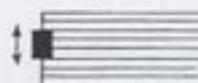
En fonction du nombre d'anneaux par ligne pour des assemblages bois sur bois et sous des efforts axiaux,

1 à 3	.....	$k = 1,00$
4 à 6	.....	$k = 0,90$
supérieur à 6	.....	$k = 0,80$

Ces réductions sont valables pour des anneaux disposés en ligne.

Dans tous les cas, on ne devra pas dépasser 10 anneaux par file et par face.

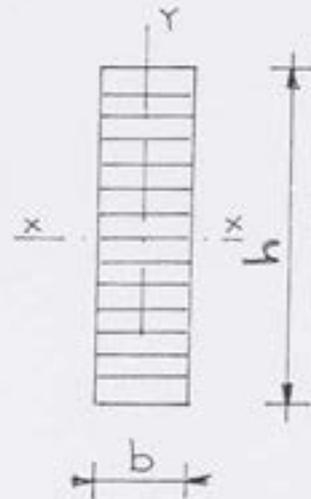
Pour des anneaux travaillant dans du bois de bout, l'effort admissible est  $F_{\perp} = 0.65 F$ .



## 5 SECTIONS UTILISÉES EN BOIS L.C.

### 5.1 SECTIONS RECTANGULAIRES

C'est la section la plus fréquente. Elle se caractérise par une très grande résistance dans son plan principal.



#### 5.11 Caractéristiques

- Aire de la section droite

$$A = b \cdot h$$

- Inertie et module d'inertie suivant  $xx \dots I_x = \frac{bh^3}{12} \quad I/v = \frac{bh^2}{6}$

- Inertie et module d'inertie suivant  $yy \dots I_y = \frac{b^3h}{12} \quad I/v = \frac{b^2h}{6}$

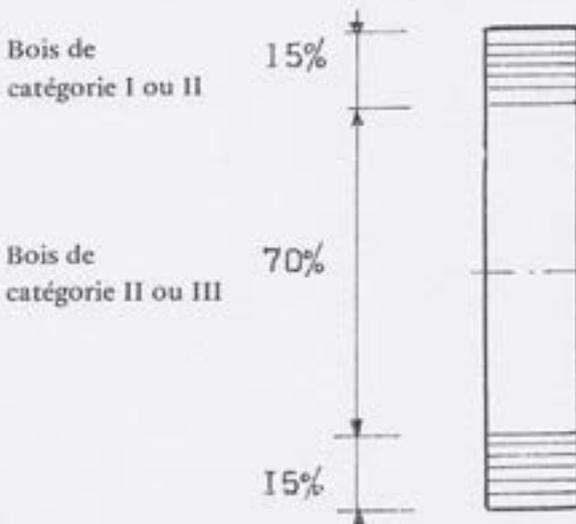
- Rayon de giration

$$r_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \approx 0,289 h \quad r_y = \frac{b}{\sqrt{12}} \approx 0,289 b$$

NOTA - On remarque que si le module  $I/v$  est donné en  $\text{cm}^3$ , cette valeur représente le moment admissible pour une contrainte de 100 bars.

$$\text{Exemple} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} I/v = 14\,000 \text{ cm}^3 \\ M_{adm} = 14\,000 \text{ mkg} \end{array} \right.$$

#### 5.12 Utilisation des zones extérieures



Dans certains cas, il est intéressant d'utiliser du bois de catégories différentes pour la réalisation de pièces en bois L.C. travaillant en flexion (poutres droites, par exemple).

Les zones extérieures doivent alors être de catégorie supérieure à celle du noyau central.

L'ensemble des éléments ainsi réalisés peut être assimilé à une poutre ayant les caractéristiques des bois constituant les zones extérieures.

On devra s'assurer toutefois qu'aux appuis les contraintes du cisaillement restent inférieures à la contrainte admissible du bois constituant le noyau central.

### 5.13 Section utile dans le cas de lamelles tranchées

#### 5.131 Pour des pièces droites

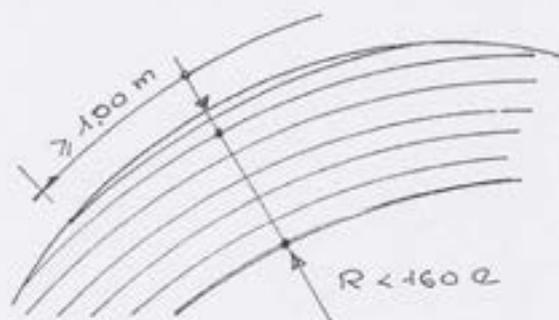
Pour les éléments L.C. dont les plans de collage font un angle  $\alpha$  avec la direction de l'effort, il sera appliqué aux contraintes admissibles de traction axiale, de compression axiale et de flexion longitudinale, un coefficient de réduction donné dans le tableau ci-après :



$\alpha$	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
%	0	3,5	7	10,5	14	17,5	21,5	25	28,5	32,5	36,5
C	1	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,86	0,82	0,78	0,74	0,69

On peut noter que, jusqu'à un angle de  $6^\circ$  (soit 10,5 %), la réduction est faible et peut être négligée dans les calculs.

#### 5.132 Pour des pièces cintrées ayant un rayon de cintrage inférieur à $160 e$



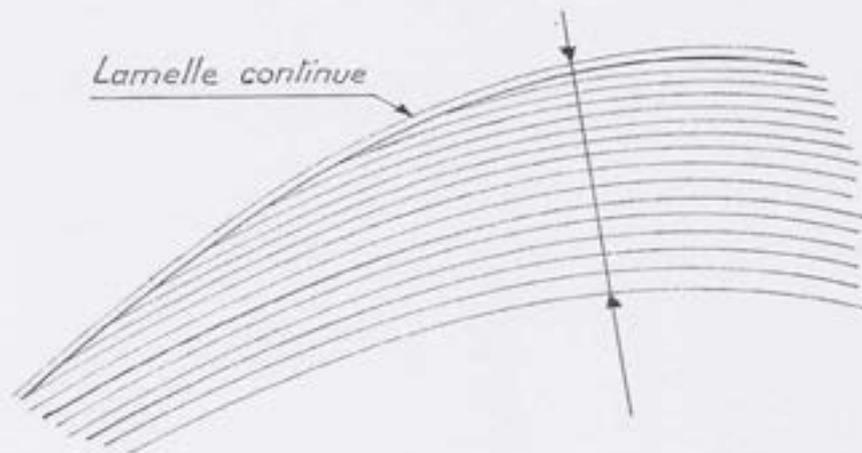
Pour la détermination des contraintes dans une section droite d'une pièce en bois L.C., il n'est tenu compte que des lamelles s'étendant d'une façon continue de part et d'autre de cette section, sur une longueur développée d'au moins 1 m. La section ainsi prise en compte est dite section efficace.

#### 5.133 Pour des pièces cintrées ayant un rayon de cintrage supérieur à $160 e$

La longueur des lamelles tranchées située de part et d'autre de la section efficace peut être réduite linéairement de 1 m à 0,60 m jusqu'à un rayon de cintrage de  $200 e$ .

Au-delà de  $200 e$ , il ne sera pas tenu compte des lamelles tranchées.

NOTA - les restrictions de § 5.13 peuvent être supprimées si on prévoit une lamelle continue en recouvrement des lamelles tranchées.



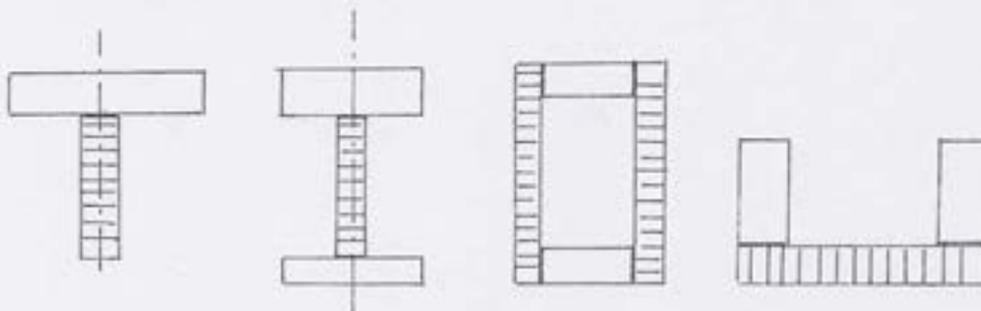
## 5.2 AUTRES SECTIONS

### 5.21 Sections composées

On peut, à partir d'éléments rectangulaires, constituer des sections composées de formes variées.

Ce sont, en particulier :

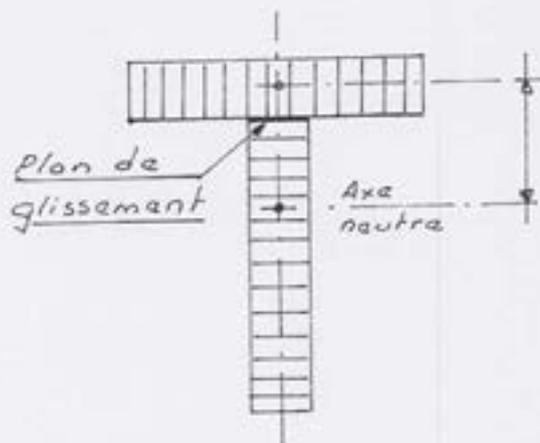
- les sections en  $T$
- les sections en  $I$
- les sections en  $U$
- les sections en caisson.



La difficulté dans la réalisation de ces sections est la liaison des divers éléments entre eux pour éviter le glissement relatif des pièces sous l'action des efforts tranchants.

La détermination de ces efforts de glissement se fait aisément à partir de la formule :

$$g = \frac{T.M_s}{I}$$



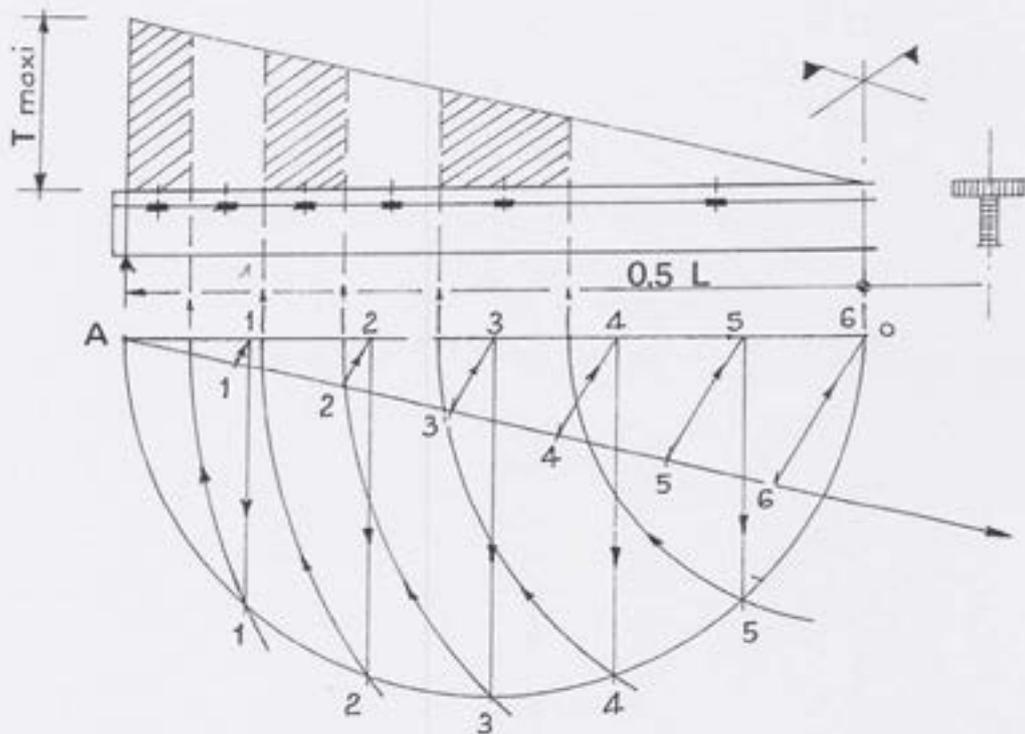
avec :

$g$  effort de glissement par cm,

$T$  effort tranchant,

$M_s$  moment statique par rapport à l'axe neutre de la section située au-dessus du plan de glissement, inertie totale de la section composée.

La liaison entre les éléments doit se faire à l'aide de boulons ou d'organes complémentaires d'assemblages (anneaux, crampons, etc.).



La répartition de ces organes est faite en fonction du diagramme des efforts tranchants suivant le principe ci-avant.

On peut vérifier que les surfaces des trapèzes rectangles et du triangle sont égales, ce qui signifie que chaque assemblage reprend exactement le même effort.

## 5.22 Autres sections

D'autres sections peuvent être envisagées dans la mesure des possibilités de réalisation de chaque entreprise.

On peut, toutefois, signaler que l'emploi des formes autres que le rectangle conduit à une exécution plus délicate et nécessairement plus coûteuse.

# 4

## ASSEMBLAGES

### 1 INTRODUCTION

Les renseignements généraux ou particuliers de ce chapitre n'ont pour but que d'orienter l'entreprise et le bureau d'études vers des solutions pratiques qu'ils peuvent suivre et améliorer en respectant certaines règles simples de conception.

### 2 STABILITÉ TRANSVERSALE

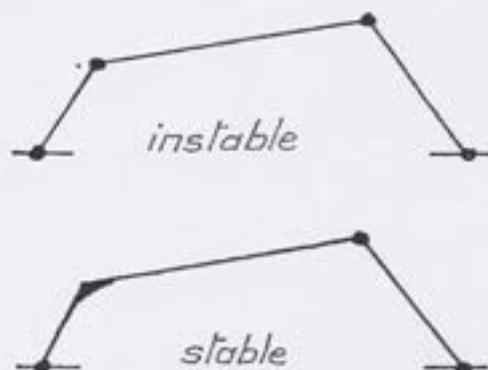
Elle est généralement assurée par les éléments principaux de la structure en bois lamellé-collé.

Ce sont :

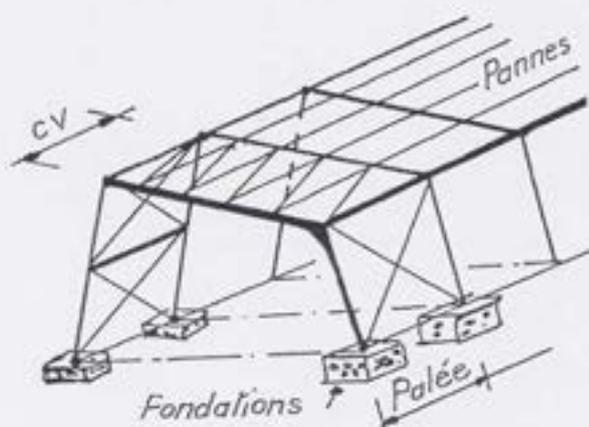
- les portiques ou arcs à deux ou trois articulations,
- les éléments porteurs de la charpente (poteaux métalliques ou en béton armé).

La stabilité transversale doit donc être étudiée avec les éléments principaux. Ce n'est qu'un cas de charges supplémentaires par rapport aux autres cas (neige, charges permanentes ...).

Il faut se rappeler qu'un élément, pour être stable, ne doit pas avoir plus de trois articulations.



### 3 STABILITÉ LONGITUDINALE



Généralement, elle est assurée par des éléments distincts de ceux de la structure principale.

Ce sont :

- au niveau de la couverture,
  - . les arcs, pannes et contreventements,
- au niveau des longs-pans,
  - . les palées de stabilité,
- au niveau du sol,
  - . les massifs de fondations.

#### 3.1 CONTREVENTEMENTS EN TOITURE

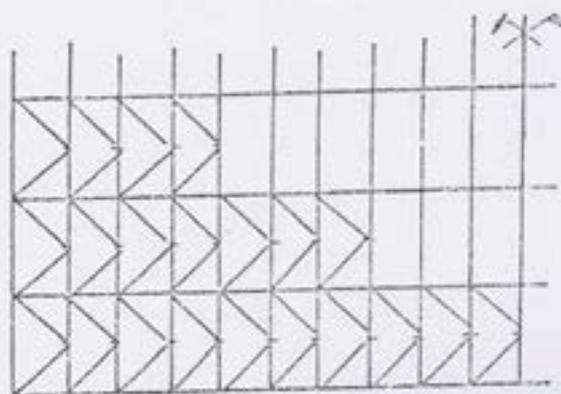
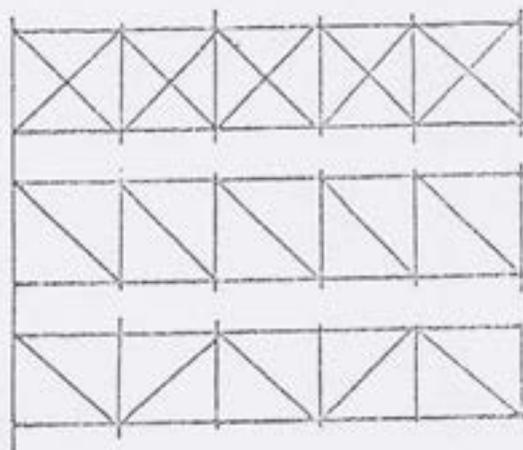
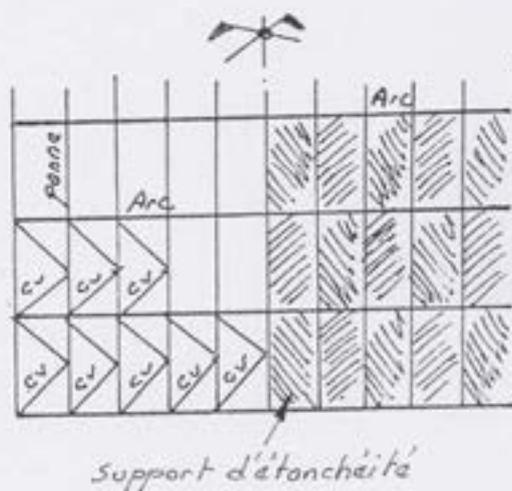
##### 3.1.1 Différents types de contreventements

On peut distinguer :

- la poutre au vent constituée par les arcs, pannes, contreventements,
- la poutre au vent constituée par les arcs, pannes et support d'étanchéité,
- la poutre au vent indépendante de l'ossature principale.

Les contreventements en toiture peuvent être réalisés par :

- des croix de Saint-André,
- des treillis en «N»,



- des treillis en «V»,
- des treillis en «K»,
- des panneaux rigides.

Ils peuvent être localisés dans une ou plusieurs travées ou être disposés sur l'ensemble de la couverture de façon à obtenir une poutre d'égale résistance.

### 3.12 Nombre de poutres au vent en toiture

Généralement, on dispose une poutre de contreventement dans la première travée située immédiatement après le pignon.

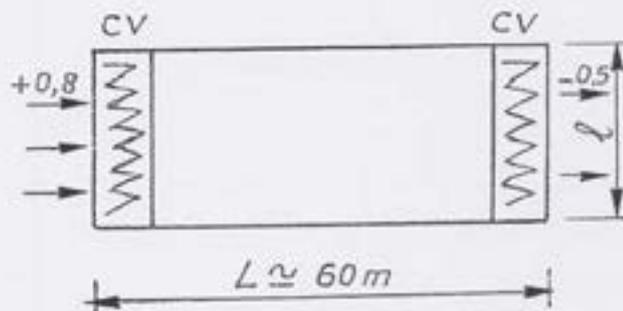
Cette solution est suffisante pour des bâtiments de 60 m environ.

Pour des longueurs supérieures, il est nécessaire de prévoir une ou plusieurs poutres intermédiaires afin de limiter la déformation d'ensemble au niveau de la toiture.

#### Répartition des efforts de vent sur les poutres au vent pour des bâtiments fermés

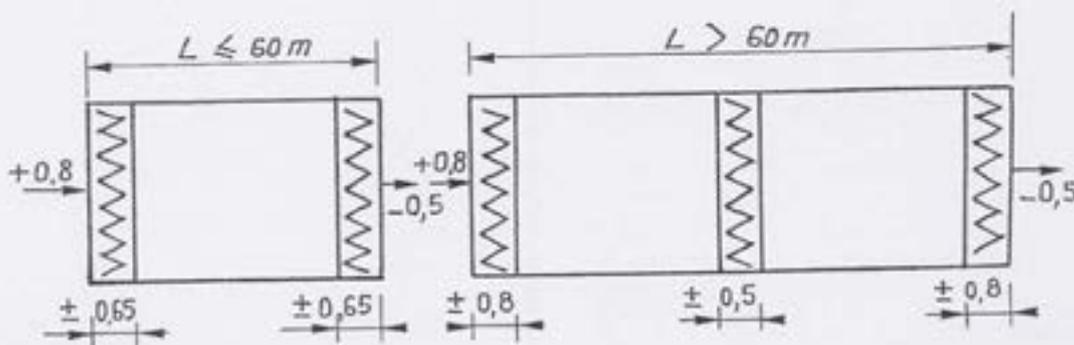
Pour des bâtiments de 60 m, il est possible de cumuler les deux actions (au vent et sous le vent) pour les répartir sur les deux poutres au vent.

On aurait ainsi, pour chaque poutre, un effet de pression de :



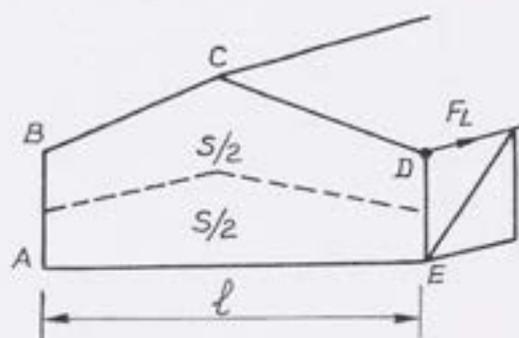
$$\frac{0,8 + 0,5}{2} = 0,65$$

Pour des bâtiments plus longs, la transmission des efforts est plus délicate d'un pignon à l'autre. Aussi, il est prudent de dimensionner chaque poutre en pignon avec un coefficient de  $\pm 0,8$ , la poutre intermédiaire avec  $\pm 0,5$ .



### 3.13 Calcul des contreventements en toiture

#### 3.131 Recherche des efforts appliqués



En fonction de la surface totale offerte au vent en pignon, on déterminera :

- l'action du vent sur la toiture  $F_t$  avec  $S$  la surface au vent,  $q$  la pression du vent (y compris les coefficients de réduction et de pression)

L'effort total en pignon est :

$$F_{max} = q \cdot S$$

L'effort au niveau de la toiture est :

$$F_t = 0,5 F_{max} = 0,5 q \cdot S$$

- l'action du vent sur les longs-pans  $F_l$

Pour un bâtiment de forme symétrique, l'effort en long-pan est :

$$F_l = 0,5 F_{max} = 0,25 q \cdot S$$

NOTA - Les règles NV demandent de tenir compte d'un effort d'entraînement  $E$  dans le cas des bâtiments de grande longueur (article 2.161.2).

**Rappel :** Vent parallèle aux génératrices de la toiture.

L'action d'ensemble est obtenue par la composition géométrique des actions résultantes totales sur les différentes parties de la construction et éventuellement d'une force horizontale d'entraînement définie ci-après :

Lorsque la dimension parallèle au faitage ou à la génératrice de clé dépasse quatre fois la hauteur, la force unitaire d'entraînement, applicable à la surface développée de la toiture au-delà d'une distance égale à  $4h$  à partir de la surface frappée, est prise égale à :

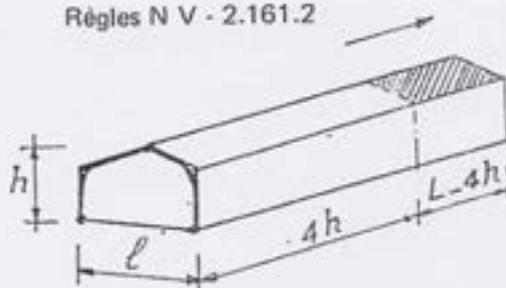
.  $0,010 q$  si la surface est plane ou comporte des ondes ou des plis parallèles à la direction du vent,

.  $0,020 q$  si la surface comporte des ondes ou des plis normaux à la direction du vent,

.  $0,040 q$  si la surface comporte des nervures normales à la direction du vent,  $q$  étant la pression dynamique au niveau de la crête de la toiture.

On peut admettre de transmettre l'effort d'entraînement sur l'ensemble des poutres au vent en toiture.

Règles N V - 2.161.2



Pour un bâtiment dissymétrique, il est nécessaire de déterminer les valeurs des efforts de vent relatives à chaque long-pan.

### 3.132.1 Cas de la poutre au vent située dans une travée, entre deux éléments principaux. On remarquera les points suivants :

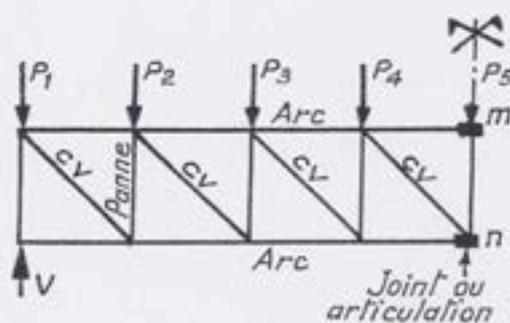
- Les membrures sont constituées par les éléments principaux de l'ossature (portiques, arcs, fermes, etc...).

- Les montants sont constitués par les pannes.

- Les diagonales sont constituées par les barres de contreventement. (CV)

On doit déterminer :

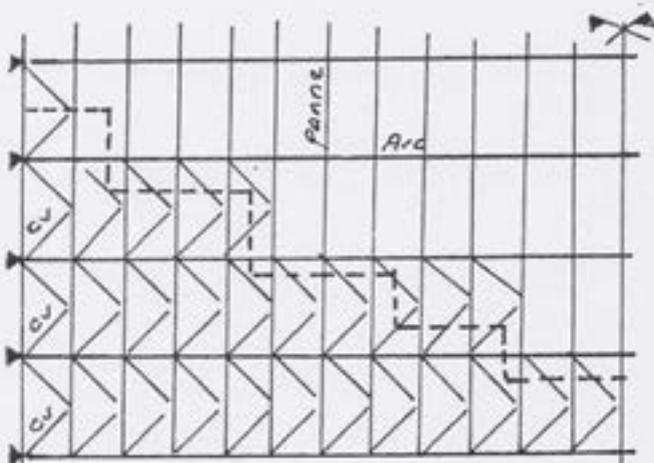
- les efforts appliqués à chaque nœud,
- les réactions de la poutre au vent,
- l'effort tranchant dans chaque panneau et les efforts correspondants,
- l'effort normal dans l'assemblage  $m$  et  $n$  si, à cet endroit, il y a un joint (soit une articulation, soit un joint de continuité).



On obtient, dans le cas présent, une poutre à treillis chargée à chaque nœud et dont la détermination des efforts est très aisée.

La vérification des éléments doit être menée suivant les prescriptions du chapitre III.

### 3.132.2 Cas de la poutre au vent du type d'égale résistance. Le principe de calcul n'est guère différent de celui de la poutre simple.



Il est pratique, dans ce cas de poutre au vent, d'obtenir le même effort dans chaque diagonale afin d'utiliser des sections et des assemblages identiques.

Soit  $f_x$  l'effort admissible par panneau,

$T_x$  l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

Le nombre de panneaux nécessaire pour équilibrer l'effort  $T_x$  est :

$$n = \frac{T_x}{f_x}$$

De l'effort  $f_x$ , on pourra alors déterminer les efforts dans le montant et le contreventement.

Cette solution peut être envisagée de façon avantageuse sur des bâtiments de grande portée (supérieure à 50 m par exemple) et de grande longueur.

**3.132.3 Cas de la poutre au vent indépendante de l'ossature.** Dans certains cas particuliers, on peut avoir des poutres au vent indépendantes de l'ossature principale.

On devra s'assurer que le fonctionnement de cette poutre est compatible avec l'ensemble de la structure et qu'elle n'apporte pas d'efforts secondaires toujours difficiles à équilibrer.

**3.132.4 Cas du contreventement par des panneaux rigides** (soit en bois, soit en particule de bois). La détermination des efforts se fait de la même façon que pour les poutres du type d'égale résistance. Il suffit de calculer l'effort tranchant en chaque point et de vérifier que cet effort peut être repris par le clouage du panneau.

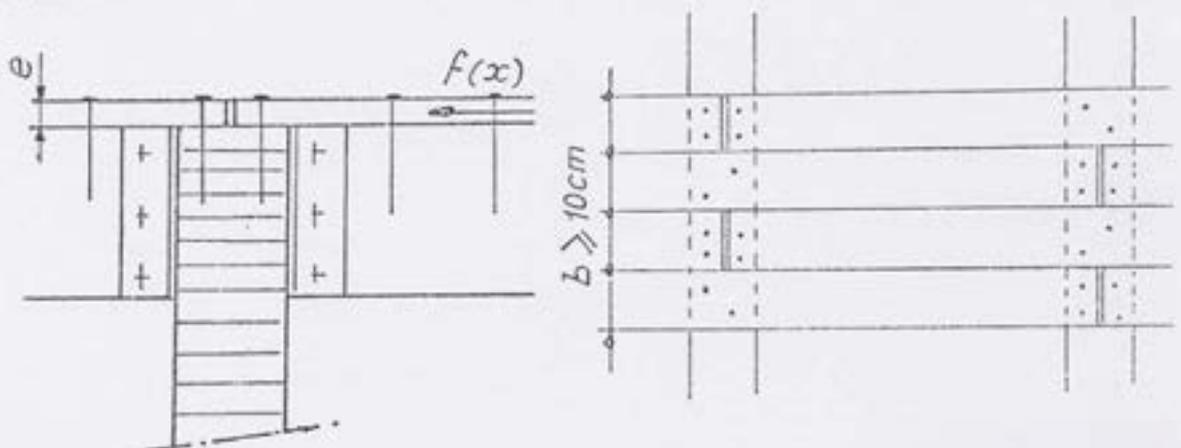
Cette solution permet d'obtenir un plan de contreventement particulièrement rigide, mais peut poser des problèmes de coordination et de responsabilité.

En effet, généralement les panneaux sont constitués par les supports d'étanchéité dont la pose n'est pas toujours assurée par le charpentier.

Aussi, il y a lieu de s'assurer :

- 1) de la stabilité provisoire avant et pendant la pose des panneaux,
- 2) que le clouage se fasse sur un élément dont la largeur est au moins égale à  $40 d$ ,  $d$  étant le diamètre des pointes en cm,
- 3) que le clouage corresponde aux efforts à reprendre. Il devrait être, de préférence, renforcé dans les premières travées.

Pour être totalement efficace, les panneaux doivent être cloués à la fois sur les pannes et les éléments principaux, ce qui nécessite la pose des pannes dans l'œuvre.



Dans le cas où le support est en platelage, les dimensions minimales suivantes doivent être respectées :

- largeur supérieure à 10 cm, épaisseur supérieure à 18 mm,
- joints décalés,
- platelages positionnés

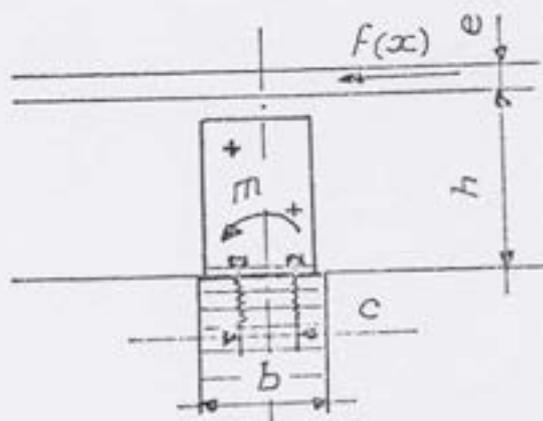
de préférence à 45°.

Pour les pannes posées hors œuvre, il est nécessaire de s'assurer de leur liaison avec les éléments principaux.

La fixation doit pouvoir transmettre :

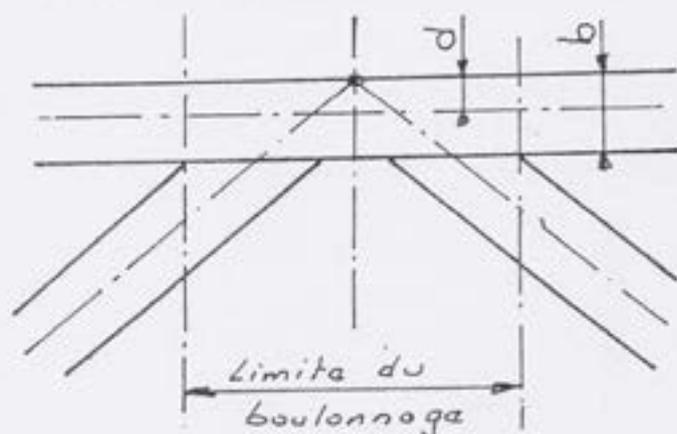
- un effort de cisaillement correspondant à  $f_{(x)}$ ,
- un couple de renversement correspondant à :

$m = f_{(x)} \cdot h$  qui donne des efforts d'arrachement dans la fixation.



NOTA - Par panneau, on doit comprendre un ensemble limité par les pannes et les arcs.

### 3.14 Assemblages des contreventements en toiture



On essaiera dans la mesure du possible de réaliser des assemblages centrés, mais ce n'est pas toujours possible compte tenu des sections des bois mis en œuvre.

On peut, toutefois, tolérer des excentremets dans les assemblages des contreventements si on respecte les points suivants :

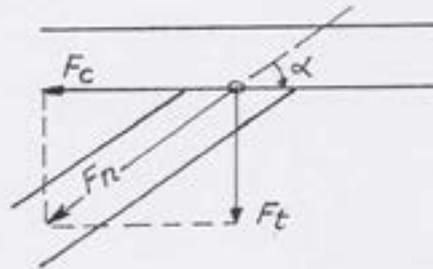
- inertie du contreventement faible par rapport à l'inertie de la pièce principale,

- excentrement  $d$  inférieur à la moitié de l'épaisseur de la pièce sur laquelle viennent s'assembler les contreventements ( $d \leq b/2$ ).

#### 3.141 Assemblages

L'effort à reprendre dans un contreventement peut se décomposer de la façon suivante :

- Effort axial dans le contreventement lui-même,



- Effort de cisaillement et de traction.

$$F_c = F_n \cos \alpha$$

$$F_t = F_n \sin \alpha$$

Pour des éléments placés à  $45^\circ$ , on aura les mêmes efforts :

$$F_c = F_t = 0,707 F_n$$

On remarque que, dans le cas où l'effort  $F_t$  est important, l'assemblage par pointes peut être insuffisant du fait de l'effort de traction. Il est alors nécessaire de prévoir un assemblage boulonné.

### 3.142 Mode d'assemblage

On peut assembler les contreventements :

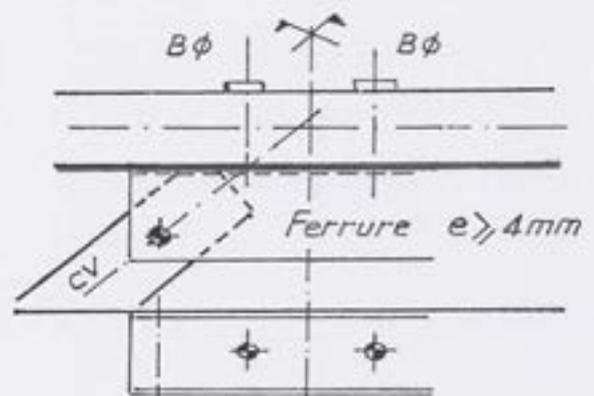
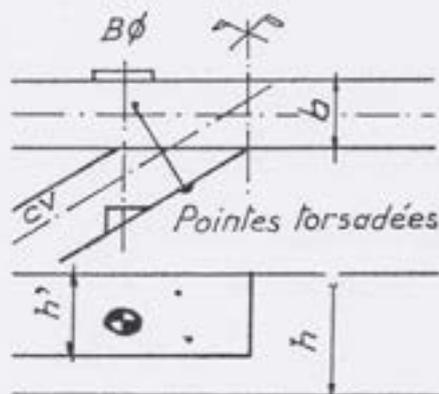
- soit par pointes,
  - soit par tirefonds,
  - soit par boulons.
- } généralement pour de faibles efforts

On peut également utiliser des assemblages mixtes, par exemple :

- tirefonds ou boulons renforcés par des pointes torsadées,
- boulons avec organes complémentaires (anneaux, crampons).

L'assemblage peut se faire :

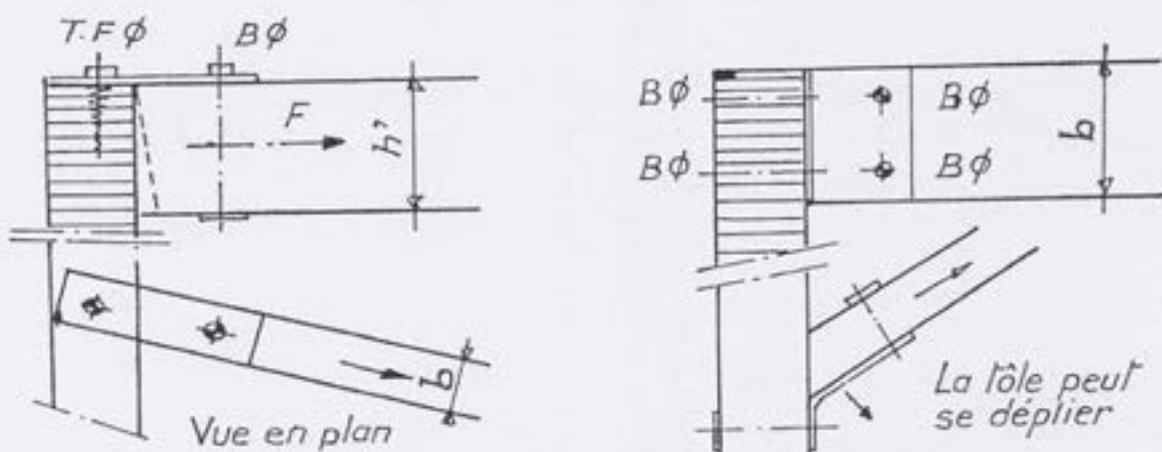
- soit directement bois sur bois,
- soit par l'intermédiaire d'une ferrure dont l'épaisseur ne sera pas inférieure à 4 mm.



La ferrure doit être conçue de façon à obtenir :

- une pièce simple à réaliser,
- un montage aisé,
- un fonctionnement symétrique.

On devra éviter les assemblages dissymétriques du type ci-dessous :



A chaque extrémité d'une barre de contreventement, l'assemblage doit pouvoir reprendre le même effort.

### 3.2 PALÉES DE STABILITÉ EN LONGS-PANS

#### 3.2.1 Différents types de palées

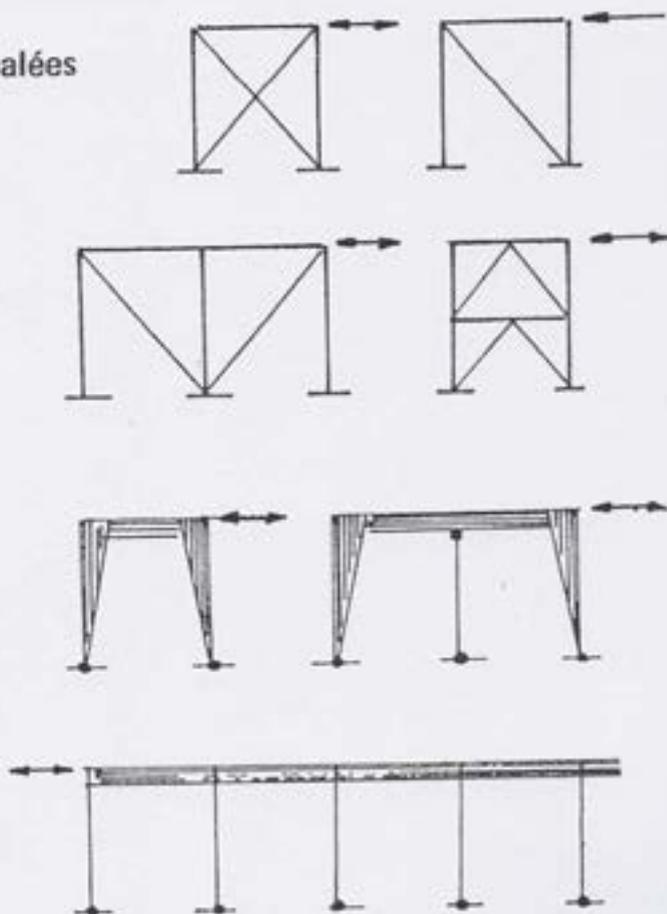
La poutre au vent en toiture apporte un effort en long-pan qui doit être repris par une ou plusieurs palées de stabilité.

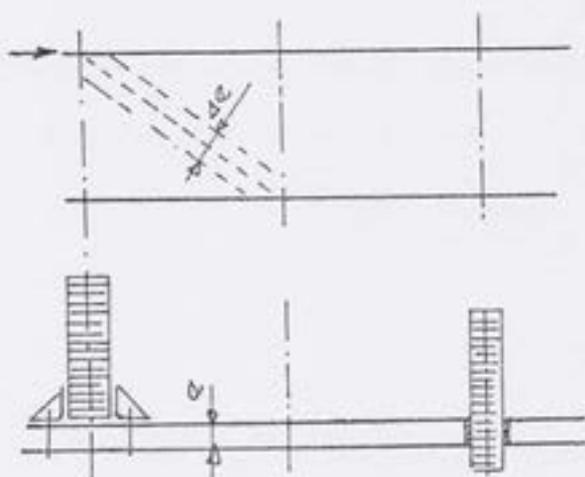
On distingue différents types de palées :

- en croix
- en *N*
- en *V*
- en *K*

On peut également réaliser des palées avec des portiques simples ou en continu constitués par des poteaux et des traverses, ou avec un blocage par un mur en banché ou en maçonnerie.

On devra s'assurer dans ce cas que la résistance du mur soit suffisante.





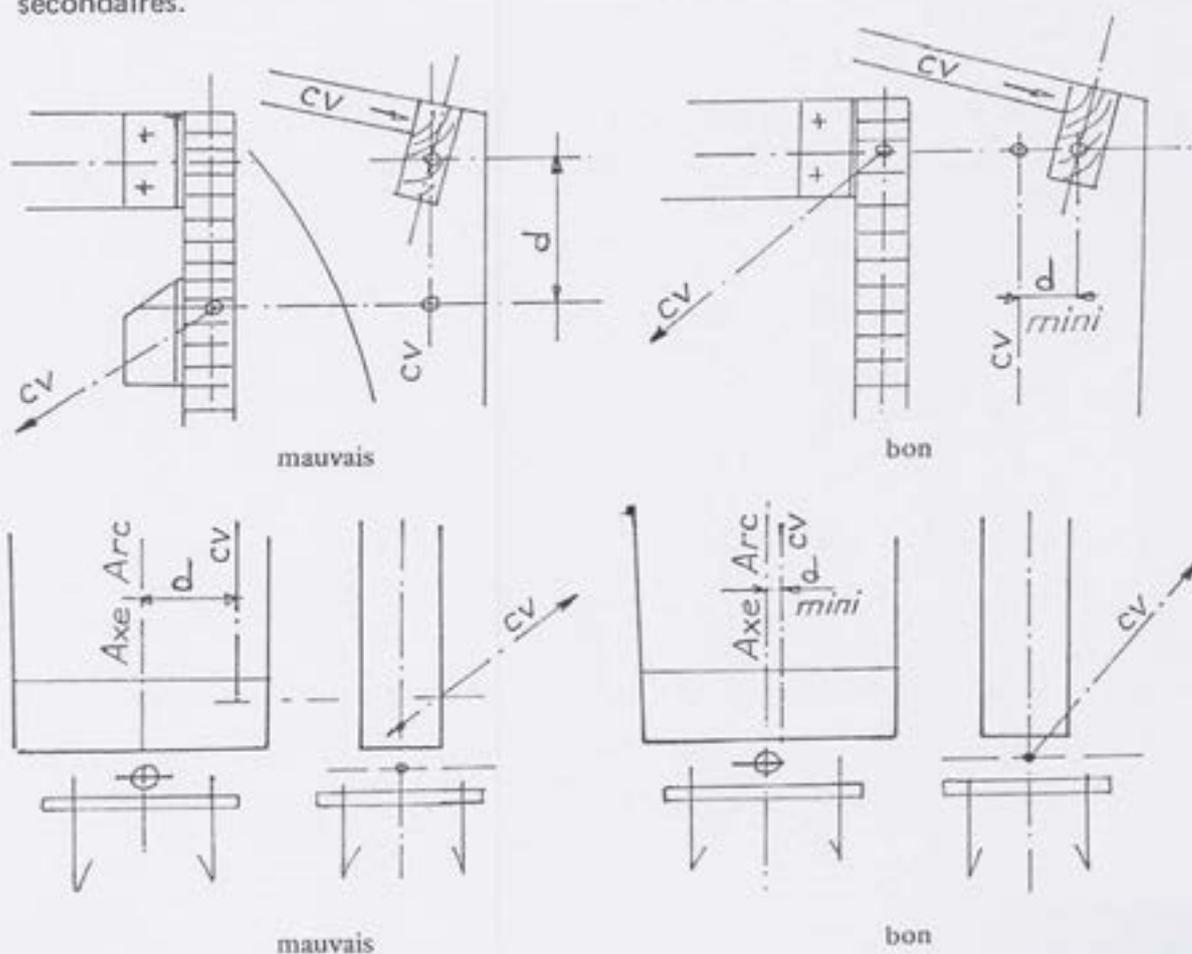
La vérification du mur peut être faite en considérant une bielle en compression ayant une largeur fictive de quatre fois l'épaisseur du mur.

Le portique L.C. peut être placé soit devant le mur, soit entre.

Dans le cas où l'on veut répartir l'effort total en long-pan sur plusieurs palées de stabilité, il y a lieu de s'assurer que la transmission de l'effort peut être effectuée correctement (section et assemblages des éléments de transmission).

### 3.22 Position des contreventements dans la palée

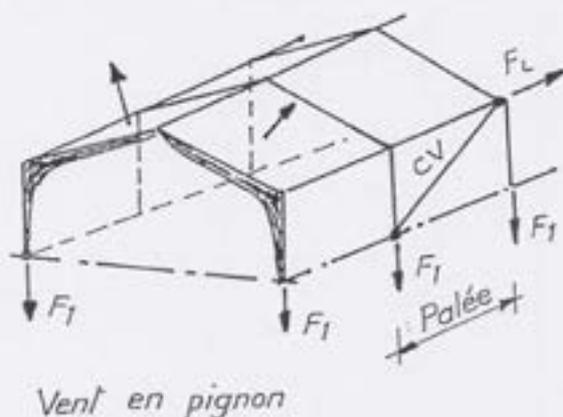
On devra positionner les contreventements le plus près possible de la poutre de toiture et de l'ancrage en pied de portique pour éviter les efforts secondaires.



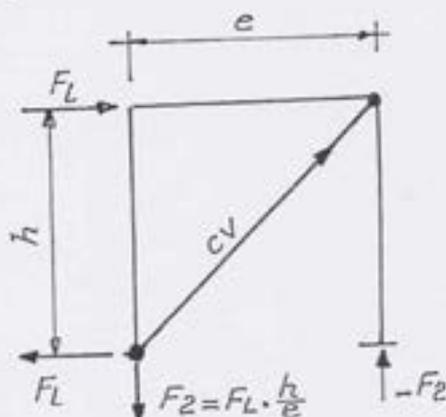
### 3.23 Influence des palées de stabilité sur les fondations

Il est nécessaire de communiquer les efforts dus aux palées de stabilité au Bureau d'Études chargé d'étudier les fondations. En effet, il peut y avoir cumul des efforts de soulèvement sur un même massif de fondations :

- 1) sous l'action de soulèvement général de la charpente,
- 2) sous l'action de la palée de stabilité.



Action sur la charpente

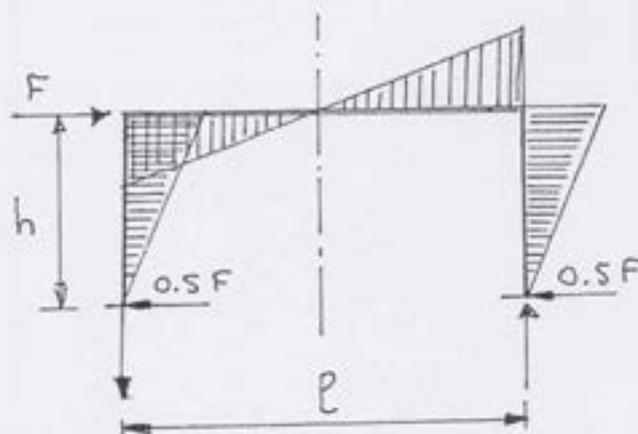


Action de la palée de stabilité

### 3.24 Calcul des palées de stabilité

Le calcul des palées de stabilité ne pose aucun problème particulier pour les systèmes simples du type en croix, en N, en V, en K, etc... Il suffit de décomposer les efforts en tête des palées pour obtenir les réactions et les efforts dans toutes les barres du système.

Pour les portiques simples à une travée, on obtient le schéma ci-contre.

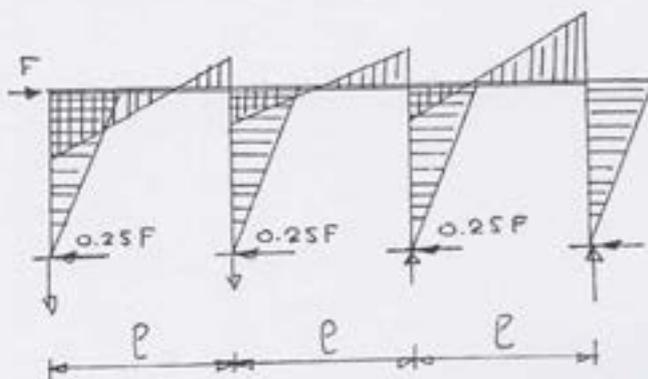


Pour les portiques en continu et pour des poteaux ayant la même inertie transversale, on peut déterminer les moments en tête de poteaux en répartissant l'effort total à tous les poteaux.

Le moment en tête de poteau est :

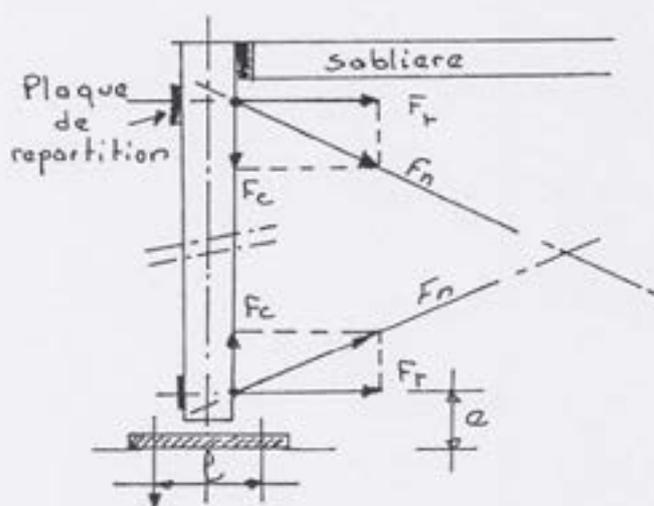
$$M = \frac{F_l}{n \cdot h}$$

avec  $n$  nombre de poteaux.



L'expression ci-avant n'est valable que dans la mesure où l'on peut assurer la transmission du moment  $M$  à la traverse  $T$ .

### 3.25 Assemblage des palées de stabilité



On doit s'assurer que l'assemblage peut reprendre les deux composantes de l'effort passant dans la diagonale.

En partie basse, l'excentrement « $e$ » de la fixation entraîne des efforts de soulèvement supplémentaires sur les tiges de scellement dont il faut tenir compte.

Compte tenu des efforts importants dans les palées de stabilité, on doit réaliser les assemblages avec des boulons éventuellement associés à des organes complémentaires (anneaux, crampons).

Les assemblages par pointes torsadées peuvent être utilisés pour renforcer des boulons.

Les assemblages par tirefonds sont à éviter.

### 3.26 Coefficient de sécurité vis-à-vis du vent extrême

Le coefficient de sécurité des assemblages par rapport à la rupture est au moins égal à 3 pour des sollicitations normales.

Pour des sollicitations extrêmes, il doit être supérieur à 1,5.

On obtient alors :

$$\frac{3}{1,75} = 1,72 > 1,5$$

On peut donc déterminer les assemblages à partir du vent normal, sauf pour les éléments métalliques (Voir Règles CM 66).

## 4 ASSEMBLAGES

### 4.1 DIFFÉRENTS TYPES D'ASSEMBLAGE

#### 4.1.1 Les assemblages articulés

Par assemblage articulé, on entend tout mode d'assemblage capable de transmettre :

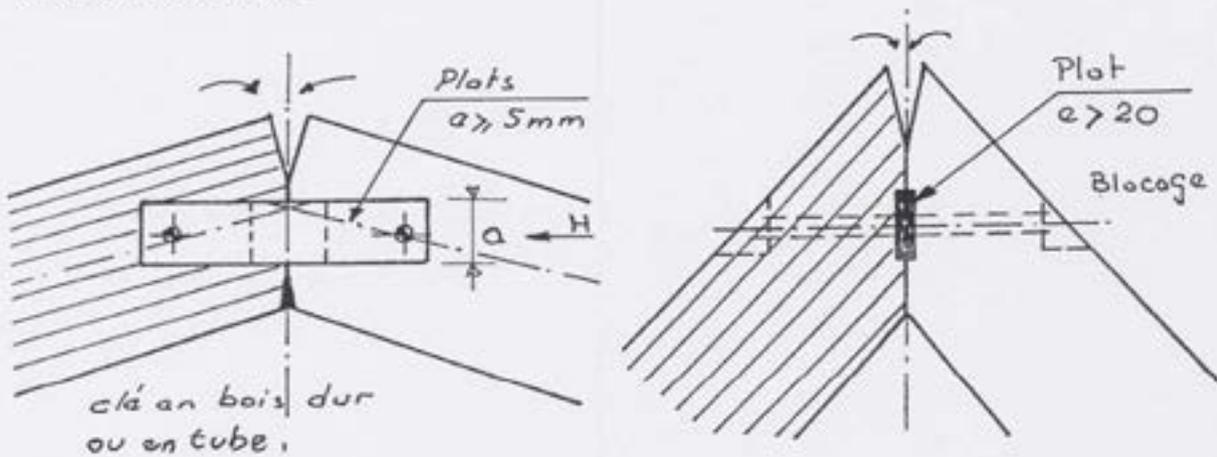
- un effort axial (traction ou compression),
- un effort tranchant.

La détermination de ces assemblages ne pose aucun problème et il suffit de respecter les règles d'assemblage définies au § 4 du chapitre III.

#### 4.111 Articulation fictive

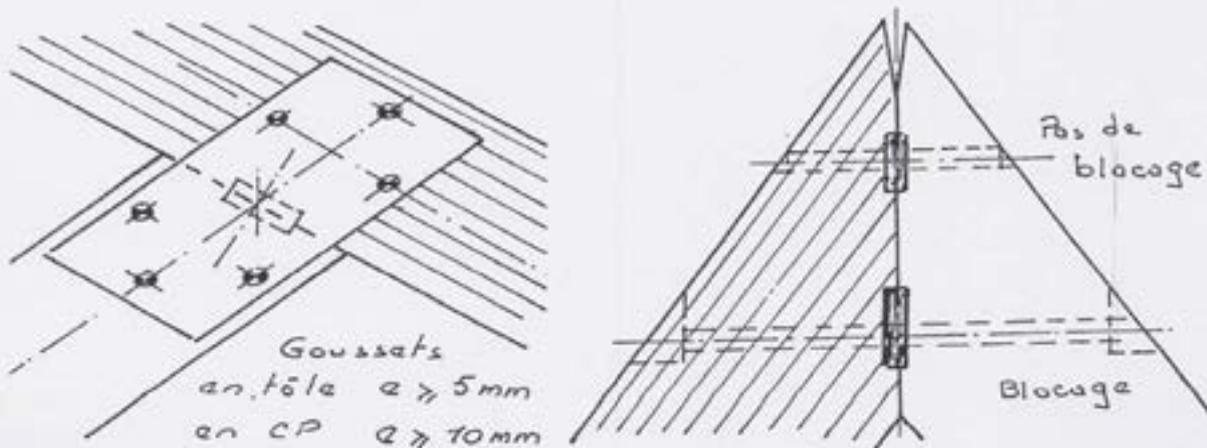
Elle se rencontre généralement pour les portiques ou les arcs dont les portées restent inférieures à 40 m ou dont la résultante des forces est inférieure à 30 t. Elle doit permettre une légère rotation des éléments.

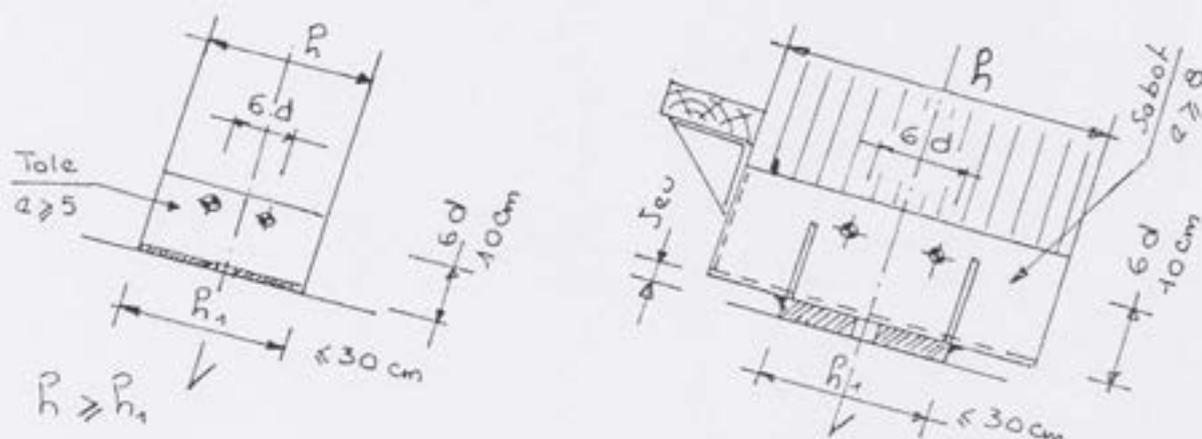
##### Articulation à la clé



En cas de compression sur une clé en bois dur ou en métal, la contrainte de compression doit être limitée à 50 % de la contrainte admissible.

$$\frac{H}{ab} \leq 0,5 \bar{\sigma} = 60 \text{ bars}$$



*Articulation en pied*

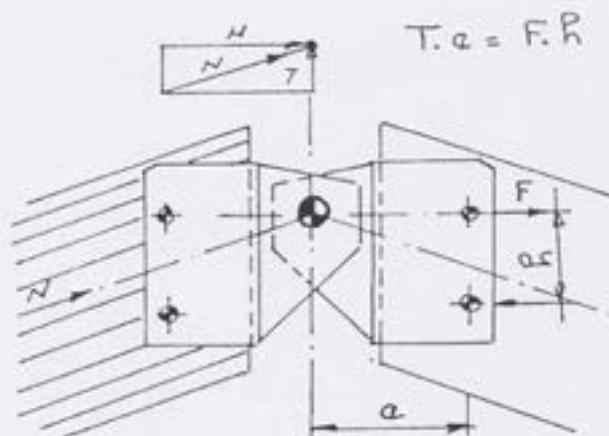
L'articulation en pied doit pouvoir transmettre aux fondations :

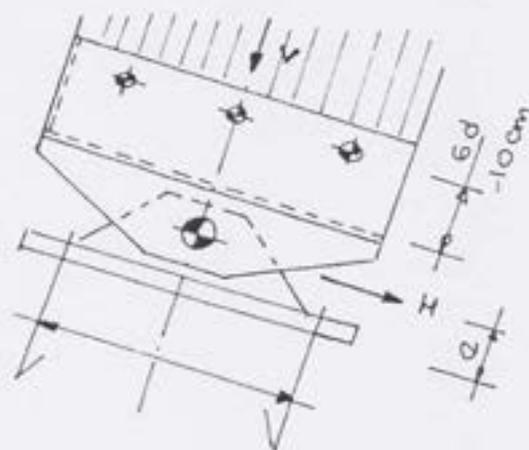
- un effort normal (compression ou traction),
- un effort tranchant.

Pour cela, on doit prévoir une liaison entre la platine et les massifs de fondations.

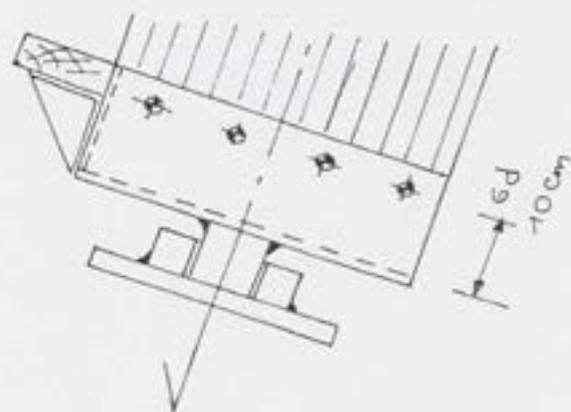
**4.112 Articulation matérialisée**

Au-delà des 40 m ou pour des charges supérieures à 30 t, il est nécessaire de réaliser une articulation matérialisée, soit par un axe, soit par un dispositif permettant la rotation du système (Teflon, néoprène, etc...), soit par un grain (demi-rond, rond, carré, etc...).

*Articulation à la clé*

*Articulation en pied*

Cas avec un axe

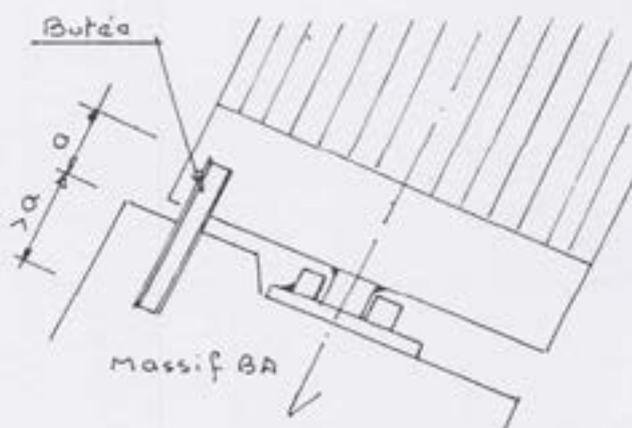


Cas avec un grain carré

L'excentrement de l'axe par rapport aux plans de scellement introduit généralement des efforts secondaires dont il est nécessaire de tenir compte, en particulier sur les tiges de scellement.

Dans le cas des ancrages avec une section d'arc importante ( $> 100$  cm), il est nécessaire de prévoir une butée latérale ancrée dans le massif en B.A. Ce cas n'est à envisager que s'il n'existe aucun élément de blocage latéral tel que pannes ou lisses.

Dans tous les cas, il est nécessaire de prévoir un système antisoulèvement.

**4.12 Les assemblages encastrés**

Ce sont tous les assemblages qui assurent la continuité de deux éléments. Ils doivent permettre :

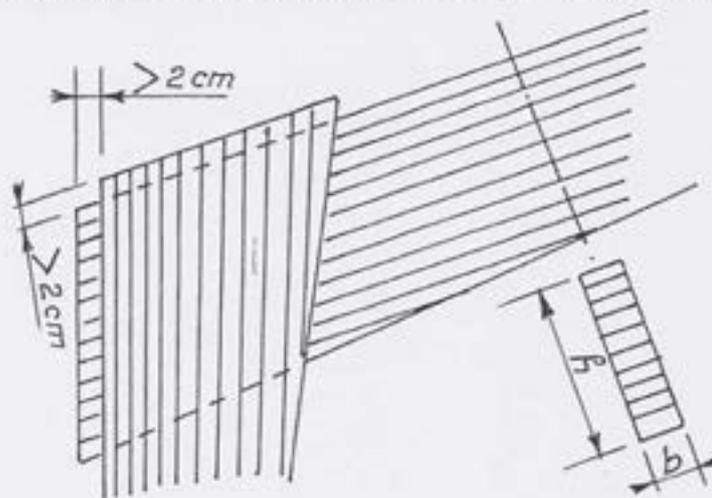
- un effort axial (traction, compression),
- un effort tranchant,
- un moment de flexion ou de torsion

**4.121 Encastrement poteau-traverse**

C'est un des plus délicats à réaliser car il met en opposition les fibres du bois et empêche le retrait transversal ; c'est pourquoi il doit être utilisé le moins possible.

Dans certains cas, il est toutefois nécessaire d'y avoir recours. On essaiera alors de limiter les dimensions des pièces et les variations du taux d'humidité des bois.

- Hauteur maximale recommandée . . . 100 cm
- Variation du taux d'humidité . . . . .  $\Delta H \leq 5\%$



Déjà, dans ces conditions, on obtient une variation de hauteur de :

$$dH = 100 \times 5 \times 0,002 = 1 \text{ cm}$$

(le coefficient de retrait est de 0,002 pour une variation de  $\Delta H$  de 1 %)

Pour des hauteurs supérieures, l'entreprise devra signaler aux Maîtres d'Oeuvre les risques importants de fendage causés principalement par le retrait transversal du bois.

#### 4.121.1 Détermination de l'assemblage. Soit $g$ le centre de gravité de l'assemblage,

$a_1, a_2, a_3, a_i$ , les rayons polaires.

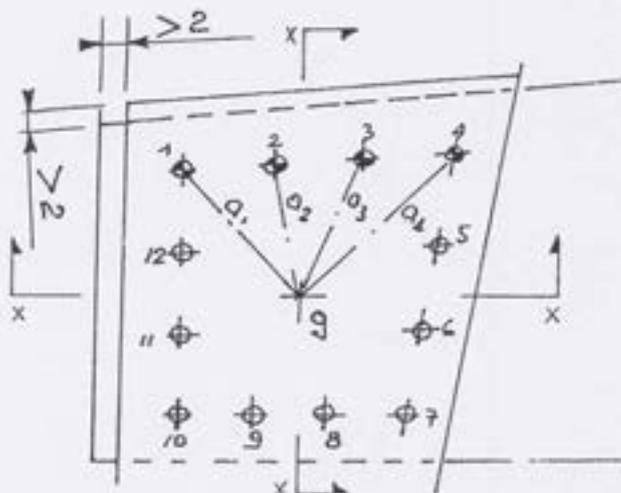
L'inertie polaire de l'assemblage est :

$$I_p = \sum a_i^2$$

Le module d'inertie polaire est :

$$\frac{I_p}{a_1} = \frac{\sum_i a_i^2}{a_1}$$

$$\frac{I_p}{a_2} = \frac{\sum_i a_i^2}{a_2}$$



$$\text{On devra respecter } \tau_x = \frac{\sum \text{projection } F_i}{\text{Aire de la section}} \leq \bar{\tau}$$

On obtient à chaque liaison l'effort correspondant en appliquant la formule :

$$F = \frac{M}{l/a} \quad M \text{ en cmkg}$$

L'effort  $F$  est perpendiculaire au rayon polaire considéré.

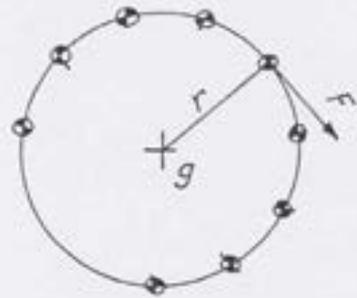
4.121.2 Cas particulier du cercle. On a :

$$I_p = \sum r^2 = n r^2$$

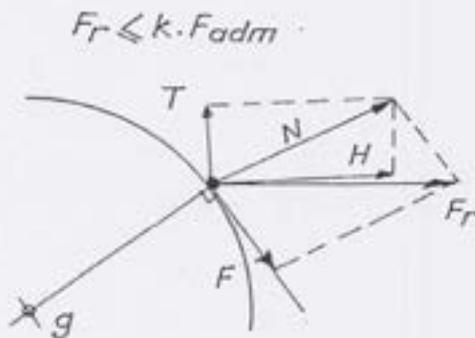
$$\frac{I_p}{r} = \frac{n r^2}{r} = n r$$

$$F = \frac{M}{n r}$$

$n$  = nombre de liaisons



Après détermination de l'effort  $F$ , il est nécessaire d'envisager l'influence des autres sollicitations (efforts normal et tranchant).



La combinaison des trois efforts donne alors la résultante maximale sur l'organe de liaison et sa direction par rapport aux fibres.

On devra vérifier que cet effort soit inférieur à l'effort admissible, affecté éventuellement du coefficient de minoration  $k$  tel qu'il est défini dans le § 4 du chapitre III.

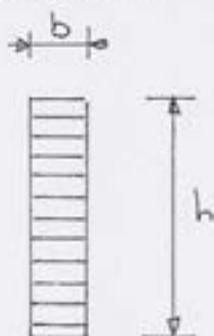
#### 4.122 Joint de continuité

Dans certains cas, pour permettre le transport dans des conditions plus favorables, il est nécessaire de couper un élément de grande longueur ou trop cintré en deux ou trois éléments. Il faut ensuite pouvoir reconstituer la pièce sur le chantier par un joint.

La réalisation de ce joint est délicate car si, théoriquement, on doit reconstituer l'inertie de la pièce, pratiquement, le problème devient vite irréalisable pour des pièces de grande inertie. Il est donc nécessaire de différencier dans quel cas on doit réaliser, soit une continuité intégrale, soit une fraction de cette continuité.

Comme le fait de reconstituer une inertie consiste à calculer un assemblage, donc des efforts, il est plus pratique de considérer le problème à partir du moment résistant de la section.

4.122.1 Définition du moment résistant d'une section rectangulaire. C'est le moment que peut reprendre la section pour une contrainte maximale égale à la contrainte admissible en flexion :



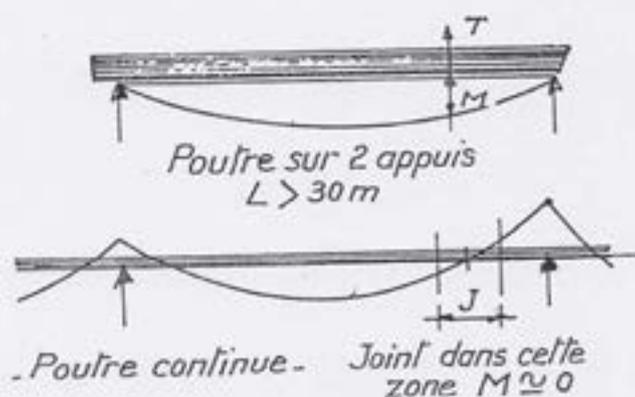
$$M_r = \bar{\sigma}_f \times I/v \text{ (en cmkg)}$$

Pour  $\sigma_f = 120$  bars

$$M_r = 120 \times \frac{bh^2}{6} = 20 bh^2$$

#### 4.122.2 Différents cas de sollicitations

1) Section soumise à un moment  $M$  et à un effort tranchant  $T$



Généralement, c'est le cas de la poutre, soit sur deux appuis, soit en continuité.

- Poutre sur deux appuis :

Au droit du joint le moment est  $M$

. si  $M \geq 0,80 M_r$   $M_j = M$

. si  $M < 0,80 M_r$   $M_j = 0,80 M_r$

- Poutre en continuité :

On placera le joint de préférence dans la zone de moment nul :

. si  $M \geq 0,50 M_r$   $M_j = M$

. si  $M < 0,50 M_r$   $M_j = 0,50 M_r$

2) Section soumise à un moment  $M$ , à un effort normal  $N$  et à un effort tranchant  $T$

a) L'effort normal est une traction.

On doit reconstituer 50 % du moment résistant si le joint est situé au point de moment nul,

$$M_j = 0,5 M_r$$

On doit reconstituer le moment situé au joint s'il est supérieur à  $0,50 M_r$ ,

$$M_j = M \text{ avec } M > 0,5 M_r$$

b) L'effort normal est une compression.

Le joint est situé dans la zone de moment nul :

$$1) \frac{0,5 M_r}{N} < \frac{h}{6} \quad M_j = 0,2 M_r$$

$$2) \quad \frac{0,5 M_r}{N} = \frac{h}{6} \quad M_j = 0,3 M_r$$

$$3) \quad \frac{h}{6} < \frac{0,5 M_r}{N} \leq \frac{h}{3} \quad M_j = 0,4 M_r$$

$$4) \quad \frac{0,5 M_r}{N} > \frac{h}{3} \quad M_j = 0,5 M_r$$

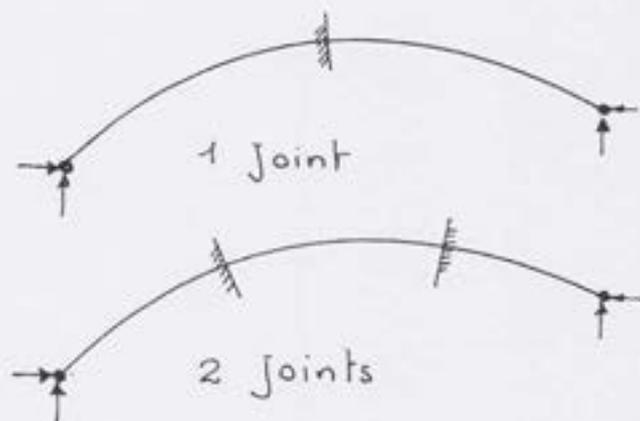
Le joint est situé dans la zone où  $M$  est supérieur à  $0,5 M_r$

$$1) \quad \frac{M}{N} < \frac{h}{6} \quad M_j = 0,4 M$$

$$2) \quad \frac{M}{N} = \frac{h}{6} \quad M_j = 0,6 M$$

$$3) \quad \frac{h}{6} < \frac{M}{N} \leq \frac{h}{3} \quad M_j = 0,8 M$$

$$4) \quad \frac{M}{N} > \frac{h}{3} \quad M_j = M$$

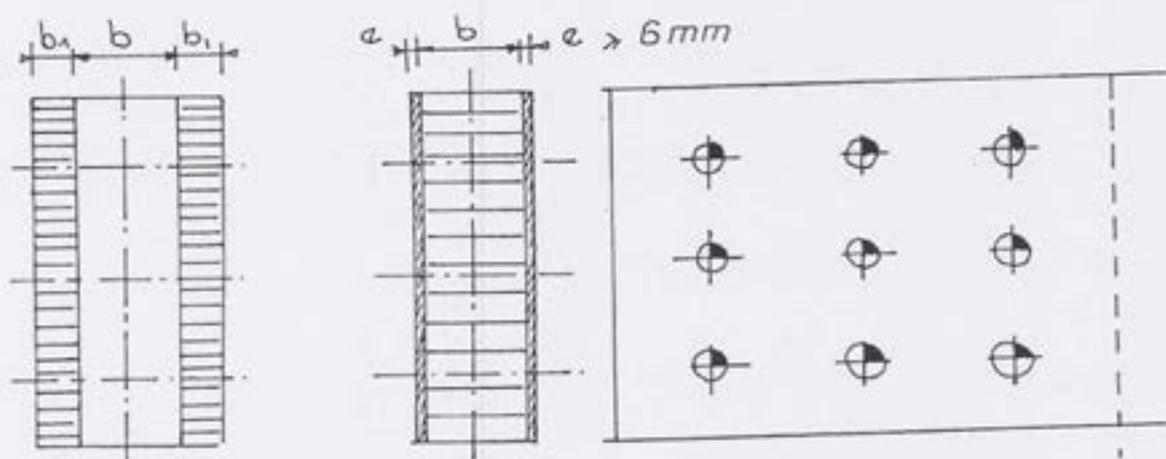


Les moments ci-dessus doivent être majorées de 25 % s'il existe deux joints dans le même élément.

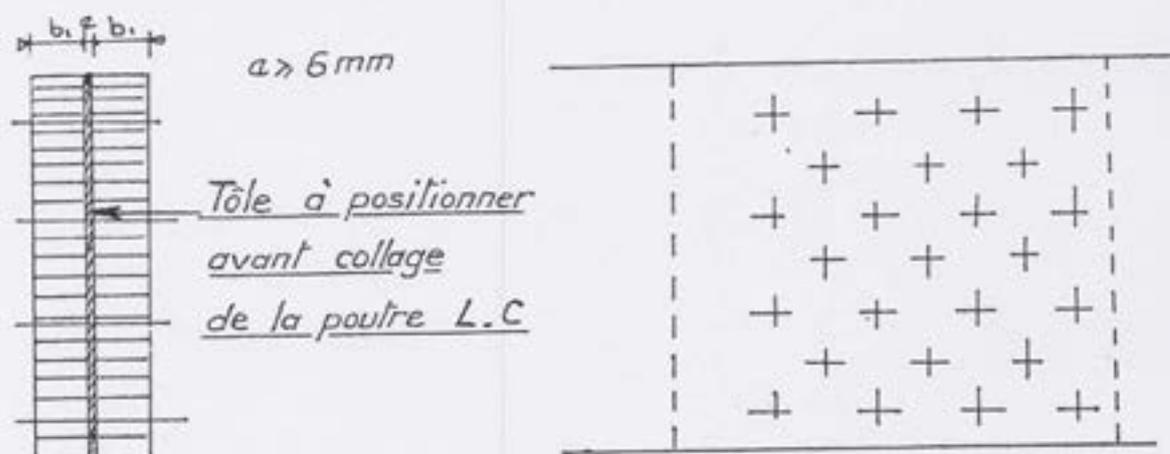
NOTA - Le fait de ne reconstituer qu'une partie de la section conduit à une majoration possible de la déformation de l'ordre de 10 %.

## 4.122.3 Différents types de joints

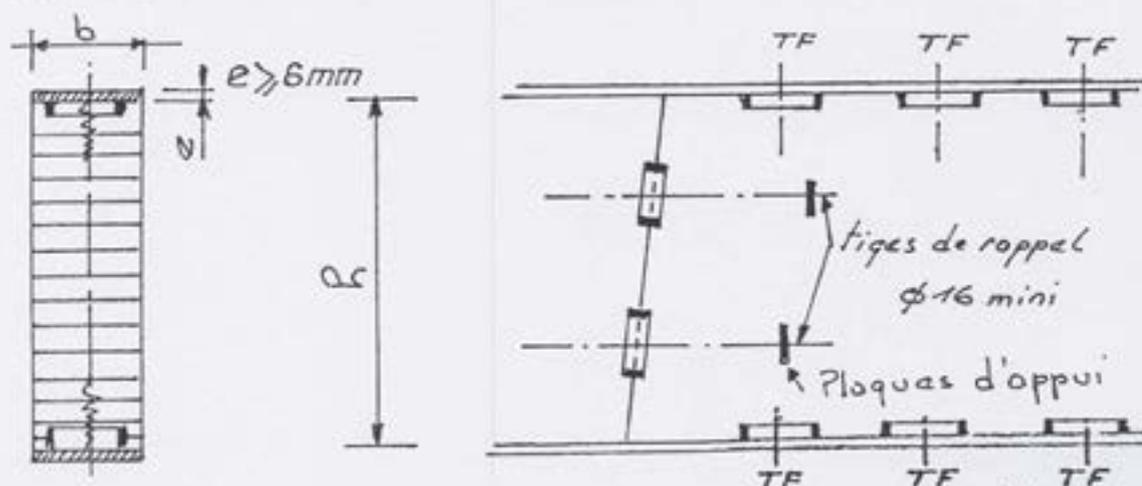
I - Avec deux flasques en tôle ou en bois de chaque côté : (\*)



II - Avec un flasque en tôle au centre : (\*)

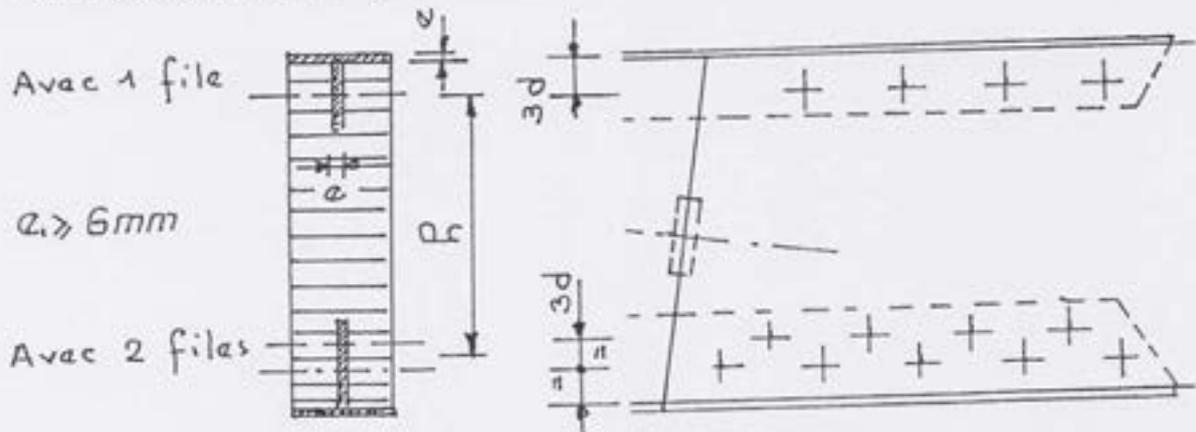


III - Avec une tôle à l'intrados et à l'extrados :

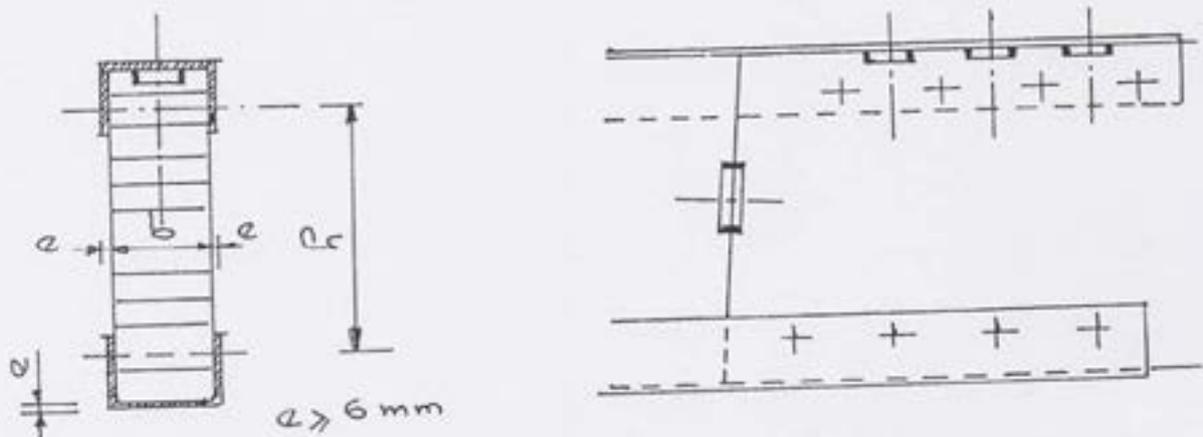


(\*) Les solutions I et II ne permettent pas un retrait en hauteur de la poutre en bois L.C.

IV - Avec une ferrure en T haute et basse : la solution IV est à déconseiller compte tenu des risques de fendage dans la zone entaillée.

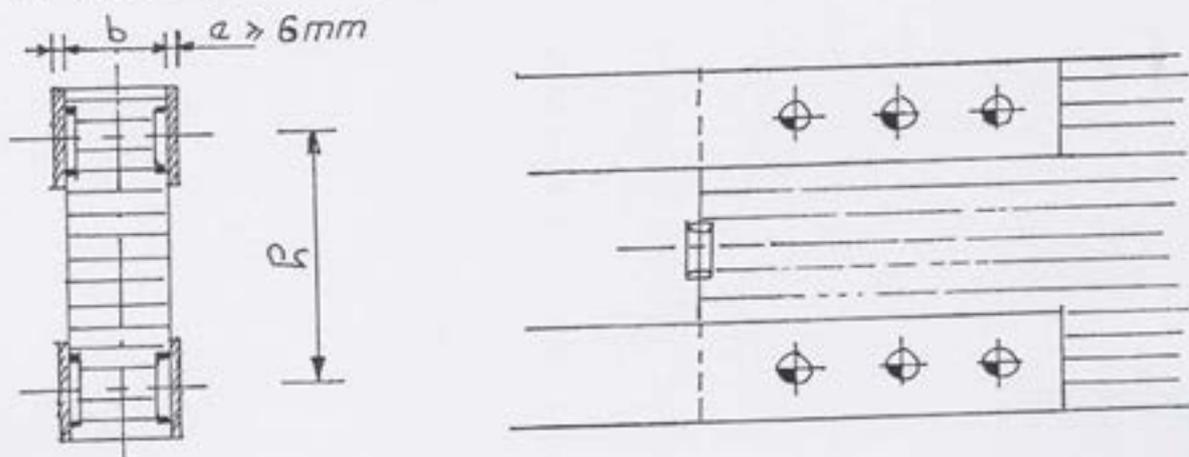


V - Avec une ferrure en U haute et basse :



On peut compléter, dans ce cas particulier, avec des anneaux ou des crampons sur l'extrados et l'intrados de la charpente.

VI - Avec un plat de chaque côté :



Quel que soit le type de joint adopté, on devra s'assurer de la parfaite exécution de ces pièces, en particulier en réalisant des montages en atelier pour les repérer.

L'avantage des tiges de rappel est de permettre un positionnement facile des deux éléments en atelier et surtout sur chantier.

Les connecteurs placés sur le joint ont pour but de reprendre l'effort tranchant qui est généralement faible dans le cas des arcs à deux ou trois articulations.

#### 4.122.4 Calcul des joints de continuité

##### – Types I et II

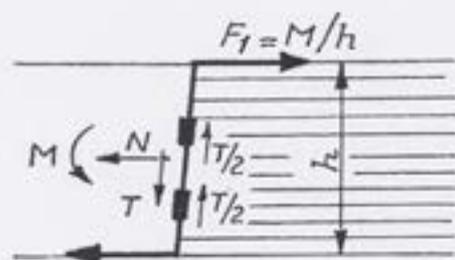
Le principe de calcul est identique à celui défini pour l'encastrement.

##### – Types III à VI

En fonction,

- du moment  $M_j$  défini ci-dessus,
- des efforts normal et tranchant,

on peut calculer le nombre d'organes de liaison nécessaire.



$$F_1 = \frac{M_j}{h}$$

$h$  étant la distance entre les centres de gravité des organes de liaison.

En cas de traction  $N$ , il y a lieu d'ajouter :

$$F_2 = \frac{N}{2}$$

L'effort total à reprendre est :

$$F = F_1 + F_2$$

En cas d'effort  $N$  de compression, on peut admettre que 50 % de l'effort est transmis bois sur bois si le contact peut être assuré de façon correcte, soit par une exécution soignée, soit par la pose d'une cale en bois dur ou en métal enfoncée de force après montage du joint, soit par injection d'une résine du type Epoxy.

**4.122.5 Vérification des ferrures.** Les ferrures doivent être déterminées de façon à ce qu'elles puissent reprendre les efforts de traction et de compression.

- Si  $A_r$  est la section nette, on devra avoir :

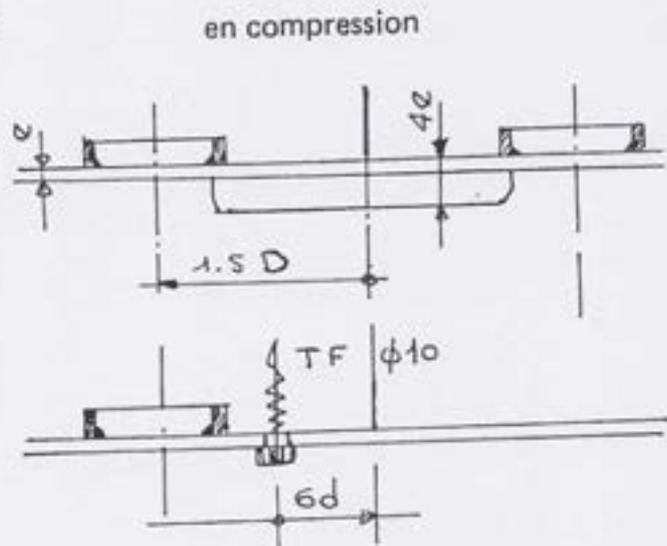
$$\sigma = \frac{F}{A_r} \leq \bar{\sigma} \quad \text{en traction}$$

- Si  $A$  est la section brute, on devra avoir :

$$\sigma' = \frac{F}{A} \ll \bar{\sigma}'$$

Pour éviter le flambement du plat, on peut adopter les solutions suivantes :

- 1) raidir le plat entre les deux fixations,
- 2) fixer le plat sur la poutre par des tirefonds ou des pointes torsadées,
- 3) augmenter l'épaisseur du plat.



NOTA - Pour des facilités d'exécution du joint, il est quelquefois plus intéressant de réaliser une solution à trois articulations plutôt qu'à deux articulations.

## 4.2 DISPOSITIONS PRATIQUES

### 4.21 Liaison entre charpente L.C. et fondations ou maçonnerie

#### 4.211 Ancrage sur massif B.A. des arcs

Les arcs à deux ou trois articulations conduisent à des charges verticales et horizontales importantes qu'il faut transmettre correctement aux fondations.

##### 4.211.1 Détermination des platines d'ancrage (Voir CM 66)

a) L'effort  $N$  est centré.

- Pression sur le béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{AB}$$

- Moment de flexion de

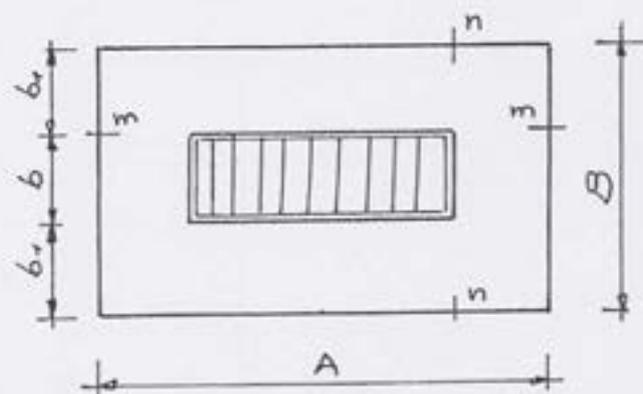
la platine :

suivant  $mm$ ,

$$M_1 = \sigma_b \cdot b_1^2 / 2 \quad \text{en cm kg}$$

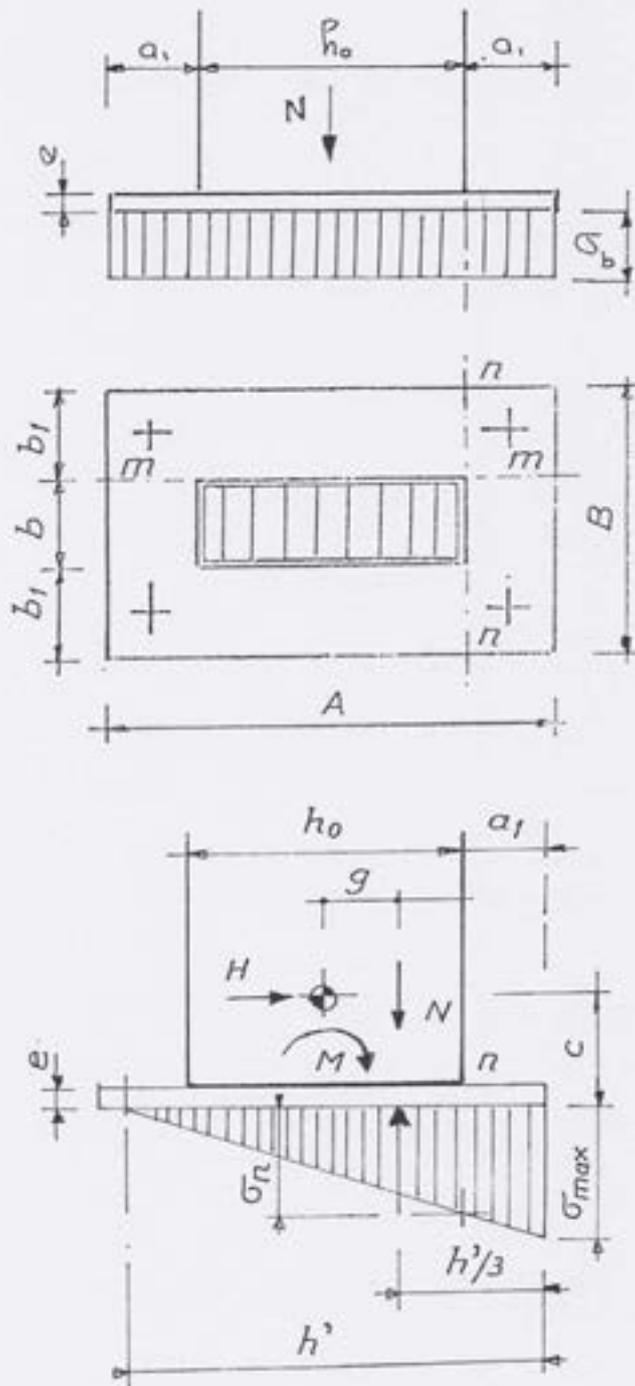
suivant  $nn$ ,

$$M_2 = \sigma_b \cdot a_1^2 / 2 \quad \text{en cm kg}$$



\* Les cotes sont exprimées en cm.

\*\* Les moments de flexion sont calculés pour une largeur unité de 1 cm.



- Suivant  $mn$

$$M_2 = \sigma_b \cdot a_1^2 / 2 \quad \text{avec} \quad \sigma_b = 0,5 (\sigma_{max} + \sigma_n)$$

Epaisseur minimale de la platine :

$$e^2 = \frac{M_1 \times 6}{1600} \qquad e^2 = \frac{M_2 \times 6}{1600}$$

On prendra la plus grande des deux valeurs de  $e$ .

- Epaisseur minimale de la platine :

(avec  $\bar{\sigma}_f = 1600$  bars pour l'acier)

$$e^2 = \frac{M_1 \times 6}{1600}$$

$$e^2 = \frac{M_2 \times 6}{1600}$$

On prendra la plus grande des deux valeurs de  $e$ .

b) L'effort  $N$  est excentré par un moment  $M$ .

1) L'excentrement  $g$  est faible et ne fait pas travailler les boulons à la traction :

$$g = \frac{M}{N} \qquad \frac{h'}{3} = 0,5 A - g$$

- Pression sur le béton :

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{B \cdot h'}$$

- Moment de flexion de la platine :

- suivant  $mm$

Le moment est variable tout le long de la platine puisqu'on a une répartition triangulaire des pressions.

On peut calculer, par excès, le moment sur le bord le plus chargé, pour une bande de 1 cm de large :

$$M_1 = \sigma_{max} \cdot b_1^2$$

2) L'excentrement  $g$  est important et fait travailler les boulons à la traction :

$$g = \frac{M}{N} \quad \text{avec } M = H \cdot C$$

$A_r$  section nette des tiges de scellement

$m = 15$  coefficient d'équivalence acier-béton

$l$  = distance entre la charge excentrée et la tige en traction

- Zone comprimée  $h'$

L'équation donnant  $h'$  est :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 6m A_r \frac{l}{B} h' - 6m A_r \frac{l}{B} h = 0$$

On peut résoudre facilement cette équation par approximation successive en prenant comme valeur de départ :

$$h' = 0,875 h$$

- Effort de traction sur les tiges de scellement

$$T = N \frac{l-h+h'/3}{h-h'/3}$$

$$\sigma_a = \frac{T}{A_r} \leq \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ bars}$$

- Pression sur le béton

$$\sigma_{max} = \frac{2(N+T)}{B \cdot h'}$$

- Moment de flexion de la platine

- suivant  $mm$

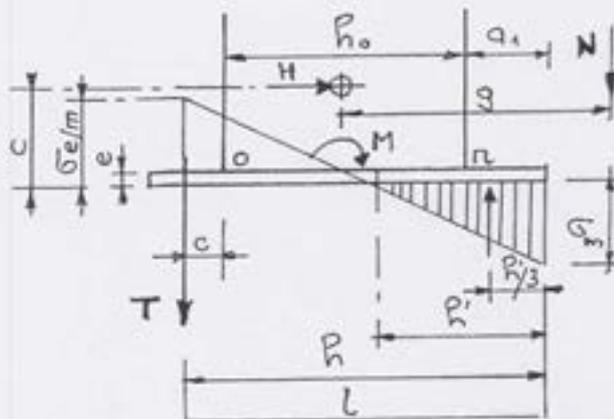
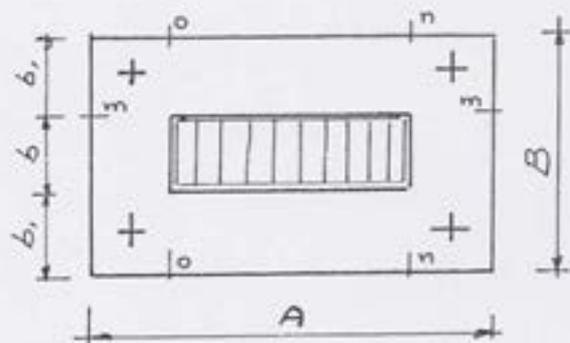
$$M_1 = \sigma_{max} \cdot b_1^2 / 2$$

- suivant  $oo$

$$M_3 = T \cdot c / B$$

- suivant  $nn$

$$M_2 = \sigma_b \cdot B \cdot a_1^2 / 2$$



- Epaisseur minimale de la platine

$$e^2 = \frac{M_1 \times 6}{1600} \quad e^2 = \frac{M_2 \times 6}{1600} \quad e^2 = \frac{M_3 \times 6}{1600}$$

On prendra la plus grande des trois valeurs de  $e$ .

NOTA - La détermination des épaisseurs de platine définie dans ce paragraphe ne tient pas compte de raidisseurs éventuels qui permettent de réduire les épaisseurs calculées.

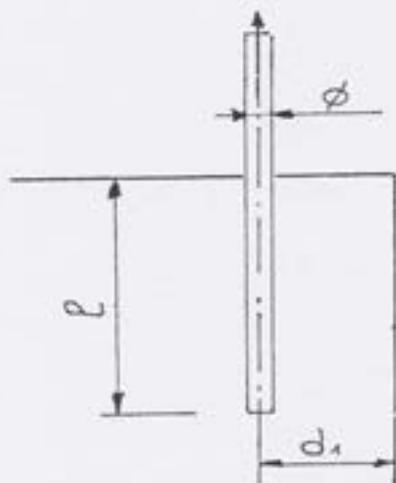
#### 4.211.2 Détermination des tiges de scellement en traction

- $\phi$  diamètre de la tige de scellement,  
 $d$  plus petite distance, soit à une paroi, soit à une autre tige de scellement.

Effort admissible en traction suivant le type de scellement :

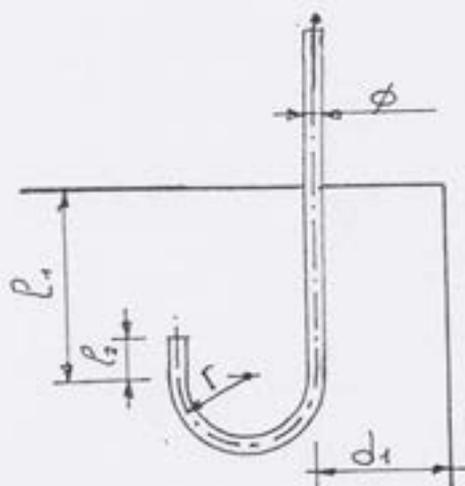
$$\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2 = K$$

Les formules ci-après placent en sécurité par rapport aux règles CM 66.



a) Tige lisse :

$$N = 0,345 \frac{\phi \cdot L}{K}$$



b) Tige lisse avec crosse :

$$l_1 \geq r \geq l_2$$

$$N = 0,345 \frac{\phi}{K} (l_1 + 6,4r + 3,5 l_2)$$

\* Les cotes sont exprimées en mm.

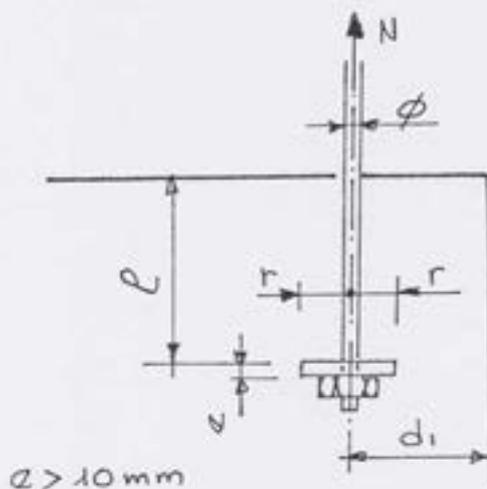
c) Tige lisse avec rondelle de butée :

Si  $l \leq d_1$

$$N = 0,345 \frac{\phi}{K} + 7,5 r^2 \left(1 - \frac{r}{l}\right)$$

Si  $d_1 > l$

$$N = 0,345 \frac{\phi \cdot l}{K} + 7,5 r^2 \left(1 - \frac{r}{d}\right)$$



NOTAS.1 - Dans les formules ci-dessus, on a admis, comme hypothèses, que le dosage en ciment du béton est égal à 350 kg/m<sup>3</sup> et que les tiges sont des ronds lisses. Pour des ronds torsadés (acier tor), on peut majorer l'effort N de 30 %.

2 - Les scellements type «queue de carpe» sont à proscrire en cas de soulèvement.

4.211.3 Transmission des efforts horizontaux aux massifs de fondations. Les efforts horizontaux doivent être transmis directement par la platine aux massifs de fondations, soit par frottement, soit par des butées ou bèches soudées sous la platine.

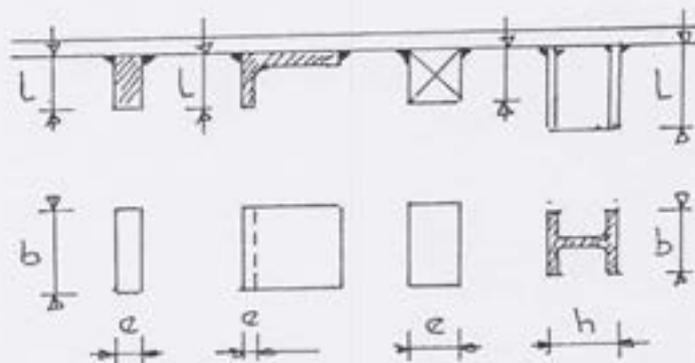
a) Par frottement :

Le coefficient de frottement acier-béton est de 0,4.

On peut transmettre par frottement,

si  $N$  ..... effort vertical,  
 $H$  ..... effort horizontal.

$$\frac{N \times 0,4}{H} > 1,5$$



*b) Par bêche soudée sous platine :*

Les bêches peuvent être réalisées à l'aide de plats, cornières, carrés, profils en *U*, *I* ou *H*.

La contrainte sur le béton devra rester inférieure à 90 bars.

On limitera la longueur *l* à :

$$\begin{aligned} l &\leq 5 \text{ cm pour les plats, cornières,} \\ l &\leq 10 \text{ cm pour les profils.} \end{aligned}$$

La vérification des soudures et des sections doit être faite sous l'action de l'effort horizontal.

*c) Par boulons en simple cisaillement*

Ce mode de reprise des efforts ne peut être appliqué qu'en respectant les conditions ci-dessous :

1) le rapport  $\frac{N}{H} \leq 0,25$ ,

2) les boulons sont prescellés,

3) l'effort admissible *F* du boulon ne sera pas supérieur à 500 *d* (*d* en cm).

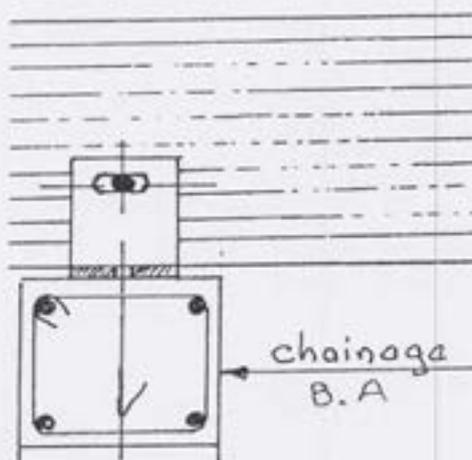
*d) Par cheville expansible ou auto-foreuse*

Vendues dans le commerce, un certain nombre de chevilles pour scellement peuvent être utilisées, à condition, toutefois, que les charges admissibles aient été déterminées par des essais officiels (voir le fabricant).

#### 4.212 Ancrage sur mur

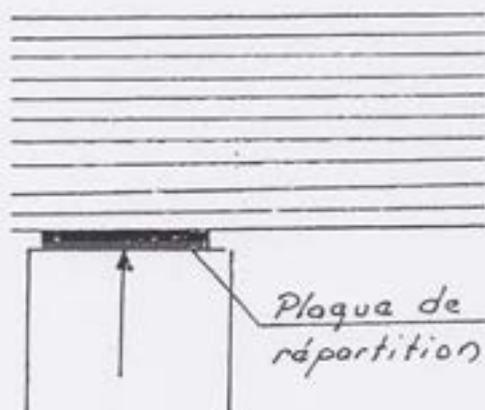
On devra s'assurer que la surface de contact est suffisante en fonction du matériau pour éviter une rupture par écrasement.

. Sur chaînage B.A. :

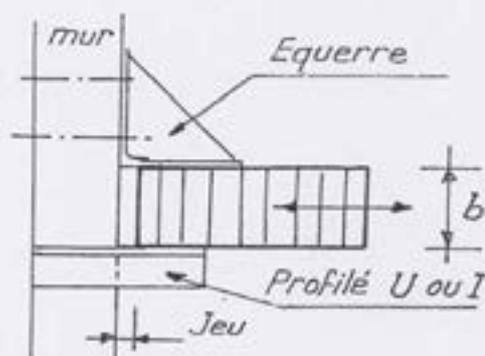
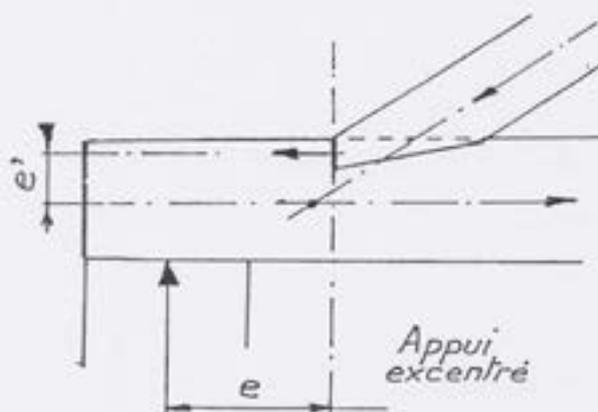
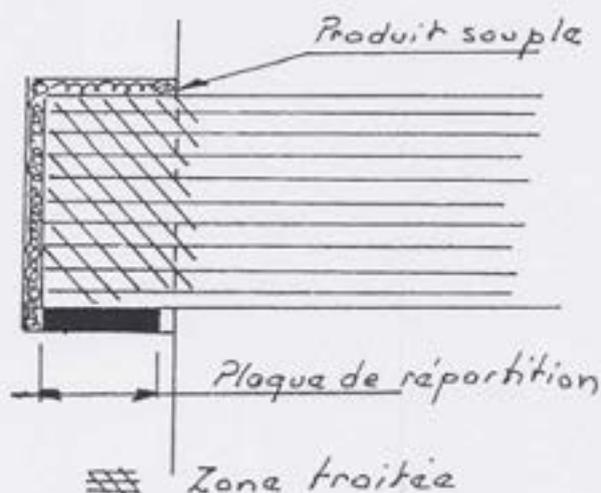


Ces cas ne peuvent être envisagés que pour des charges verticales faibles et sans risque de soulèvement.

. Sur maçonnerie sans chaînage :



. Dans maçonnerie :



Guidage latéral par équerres  
ou profilés en U ou en I

#### 4.213 Protection des extrémités

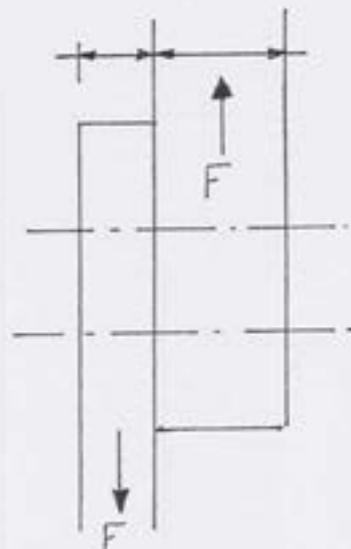
Il est recommandé de traiter toutes les extrémités des éléments L.C. qui sont en contact permanent avec un milieu risquant de reprendre de l'humidité :

- sabot métallique (par condensation),
- mur en maçonnerie (par capillarité),
- mur en banché (par capillarité),
- massifs de fondations (par ruissellement),
- etc...

## 4.22 Liaisons entre bois L.C.

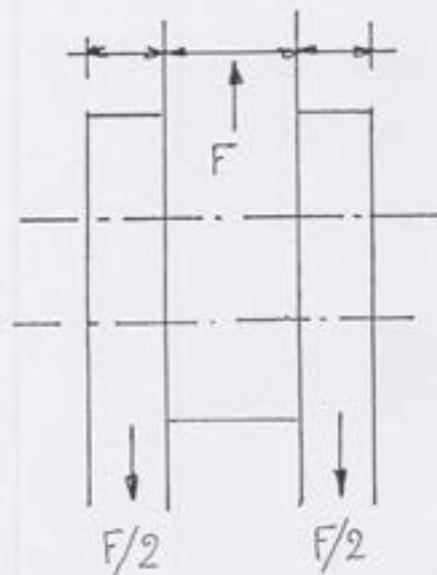
### 4.221 Deux éléments L.C.

Ce mode d'assemblage doit être évité dans la mesure du possible car la dissymétrie introduit des efforts secondaires dont il est difficile d'évaluer les conséquences.

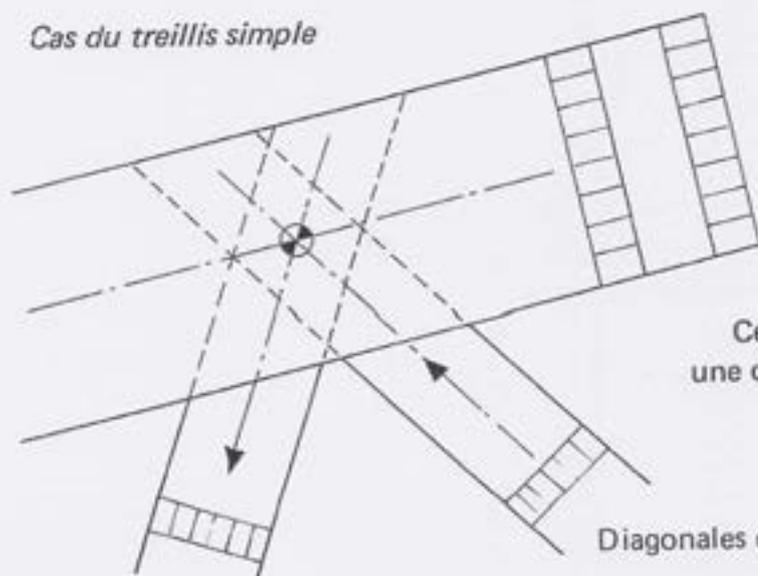


### 4.222 Trois éléments L.C. ou plus

C'est l'assemblage le plus classique et le plus simple à réaliser quand l'effort est axial.



*Cas du treillis simple*

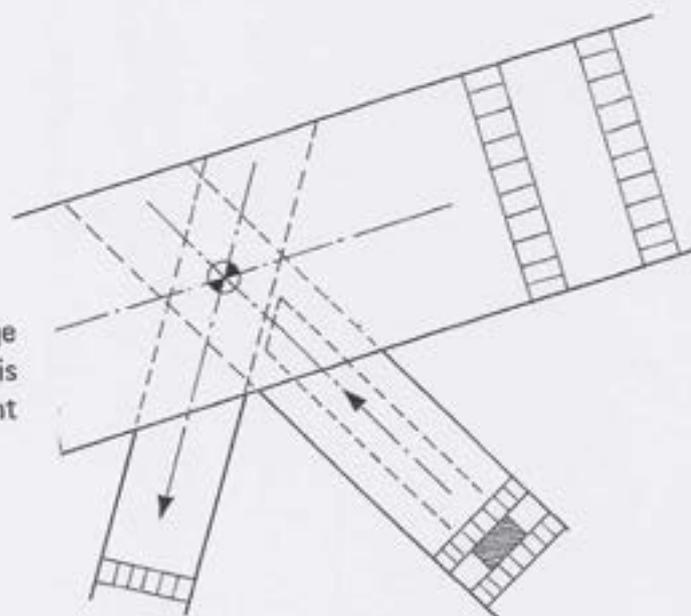


Diagonales excentrées

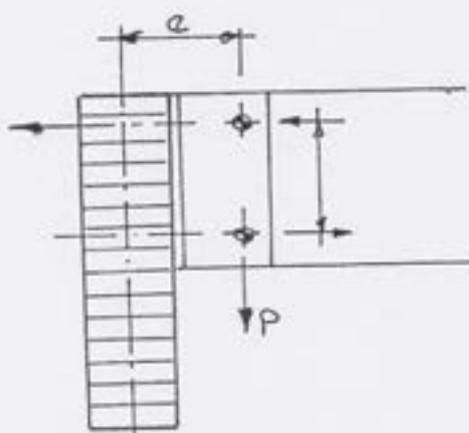
Ce mode d'assemblage présente une dissymétrie difficile à équilibrer.

## . Cas du treillis multiple

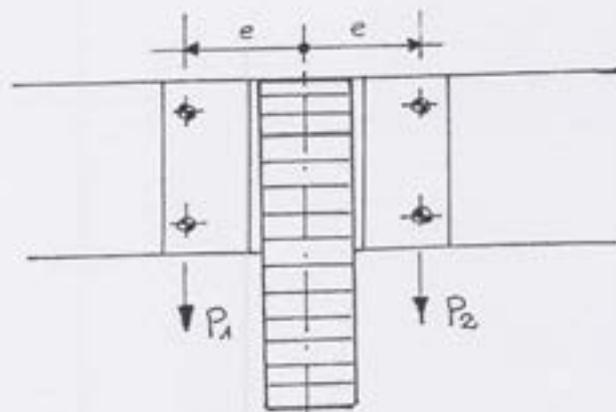
Ce mode d'assemblage est préférable à celui du treillis simple, les trois diagonales sont centrées.



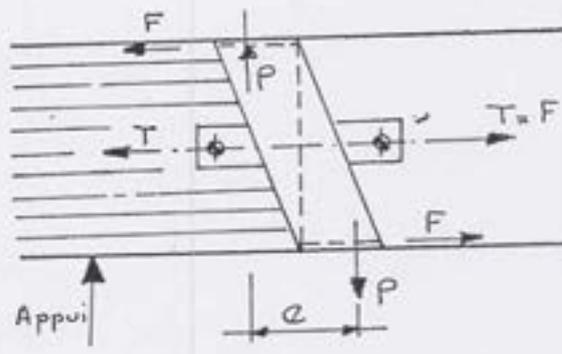
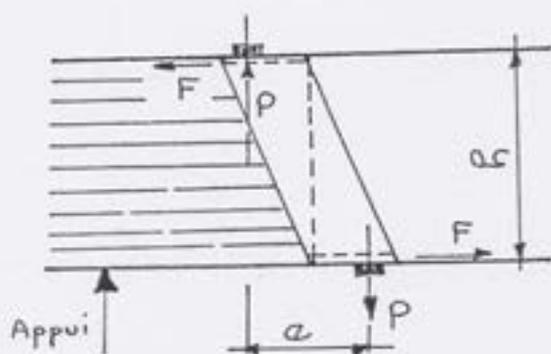
## 4.223 Divers types d'assemblages



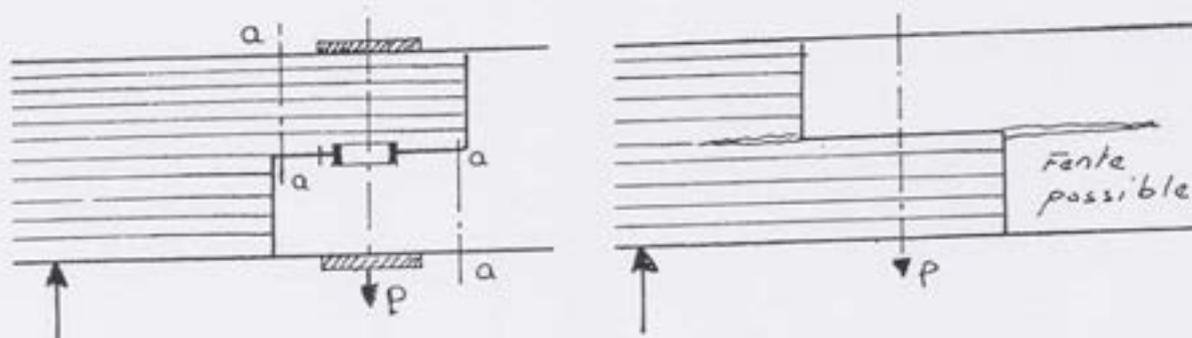
Le couple de torsion  $P.e$  conduit à une flexion qui doit être reprise dans l'assemblage



Il n'y a pas de couple de torsion si  $P_1 = P_2$



L'effort  $F = \frac{P.e}{h}$  dû à l'excentrement  $e$  de la charge doit être repris par l'assemblage



- La tige doit reprendre l'effort  $P$ .
- La vérification de l'effort tranchant doit être faite suivant  $aa$ .

Mauvais.  
Risque de fendage.

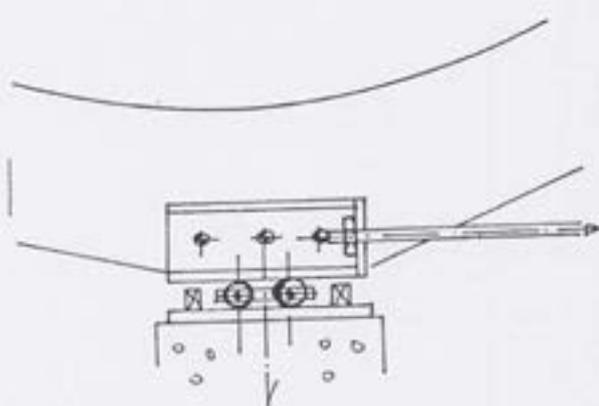
## 4.23 Liaisons entre bois L.C. et métal

### 4.231 Cas du tirant métallique

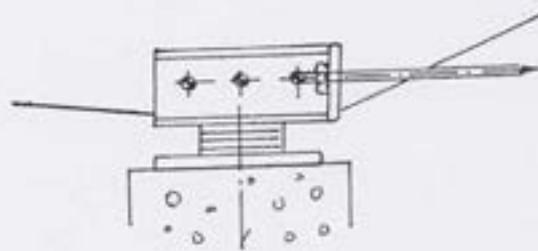
4.231.1 Pour reprendre la poussée horizontale, le tirant ne peut jouer son rôle que dans la mesure où l'un des appuis est mobile. De plus, on devra s'assurer qu'en cas de soulèvement, le système reste stable.



Schéma de principe



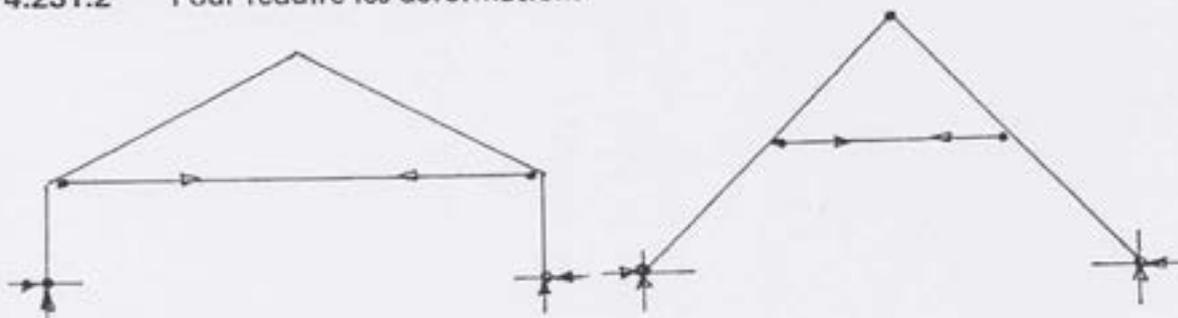
Appui mobile à rouleaux



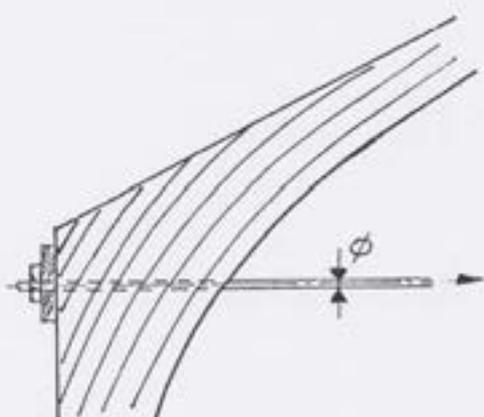
Appui glissant à base de néoprène ou Teflon

NOTA - Pour les appuis en néoprène ou en Teflon, il faut respecter les conditions d'emploi données par le fabricant.

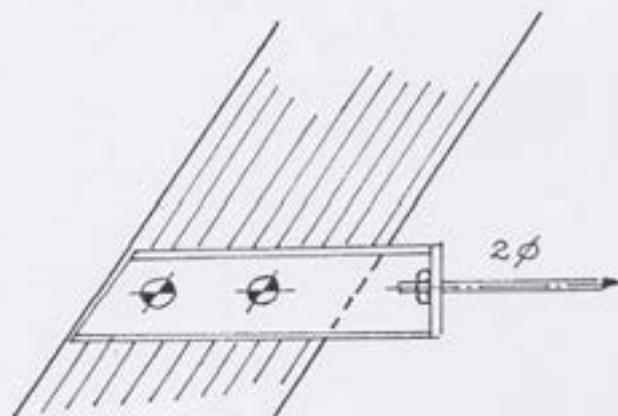
#### 4.231.2 Pour réduire les déformations



Ce schéma peut introduire une compression dans le tirant  $T$  suivant sa position en hauteur et la forme de l'arbalétrier.

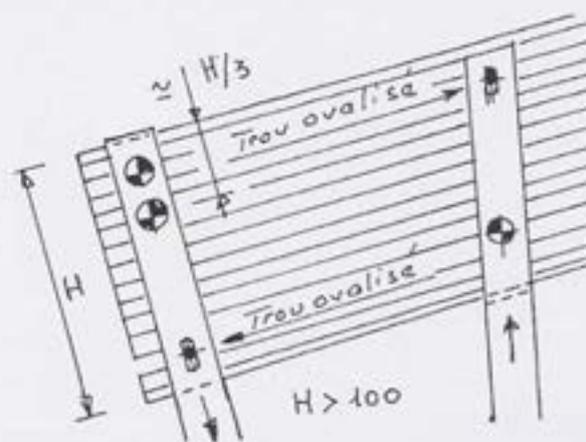
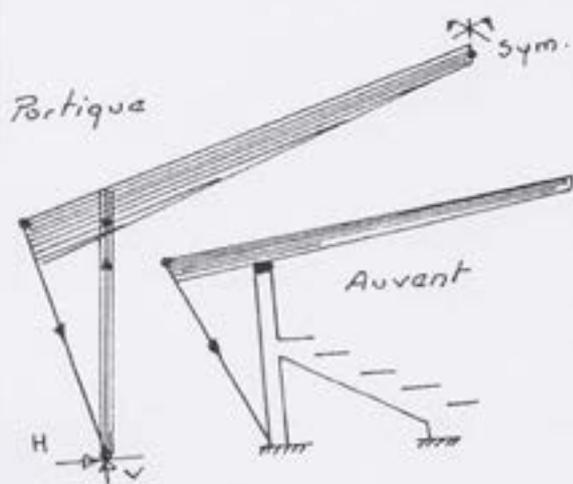


Attention à la plaque de répartition

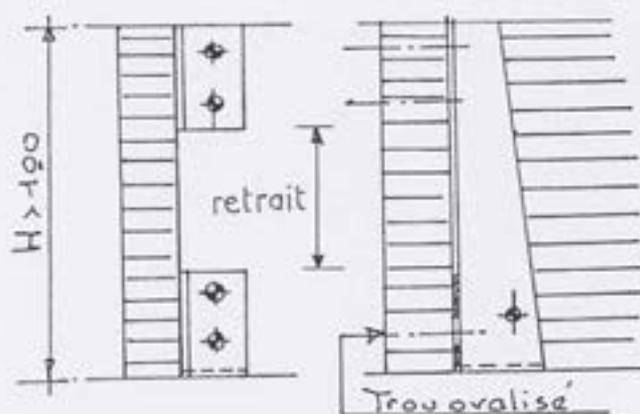


Attention à la direction de l'effort  $T$

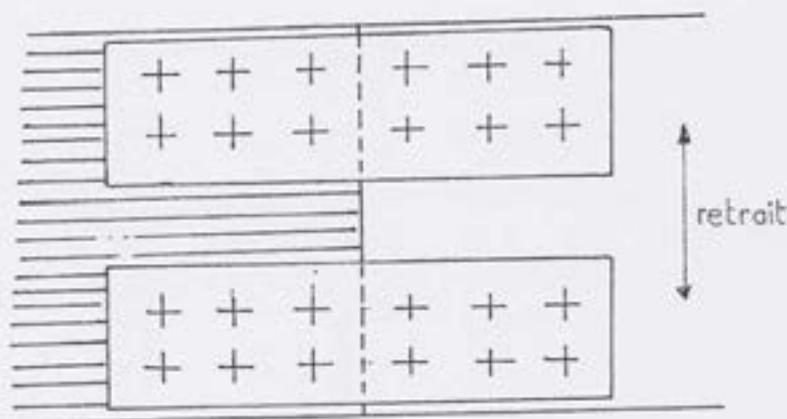
#### 4.231.3 Pour équilibrer un porte-à-faux



#### 4.232 Cas de ferrure de grande dimension



Pour permettre le retrait de la poutre en hauteur, les solutions ci-après peuvent être adoptées.



On devra s'assurer que les deux flasques séparés peuvent reprendre les efforts : normal, tranchant et de flexion.

### 4.3 UTILISATION DES ORGANES DE LIAISON

Dans le chapitre III, § 8, sont données les principales caractéristiques des divers organes de liaison.

#### 4.31 Assemblages par pointes

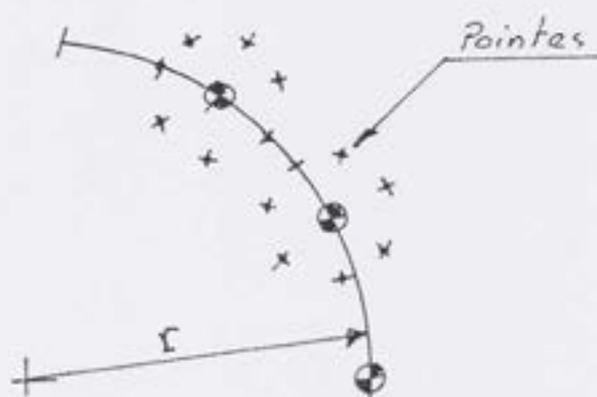
Seul est envisagé le cas des pointes servant à renforcer un assemblage boulonné ou même tirefonné.

On peut, sans risque d'erreur importante, cumuler la charge admissible des pointes et des boulons ou des tirefonds.

Ce cas assez fréquent se retrouve dans les assemblages suivants :

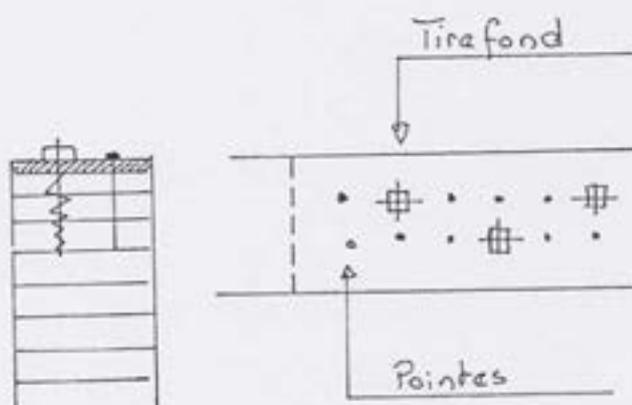
## 4.311 Renfort d'un encastrement en couronne

On peut compléter un assemblage boulonné par une série de pointes torsadées disposées autour du boulon.



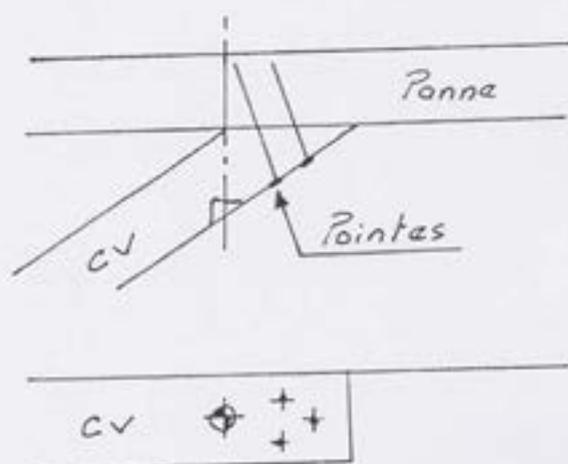
## 4.312 Renfort d'un joint sur extrados

Sur des joints ayant à reprendre un moment, on peut compléter les tirefonds par une série de pointes torsadées.

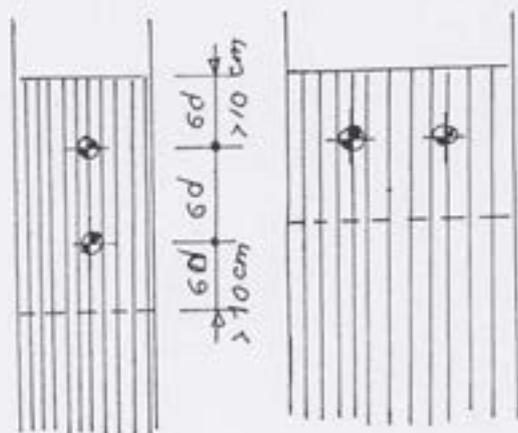


## 4.313 Renfort d'une fixation de contreventement

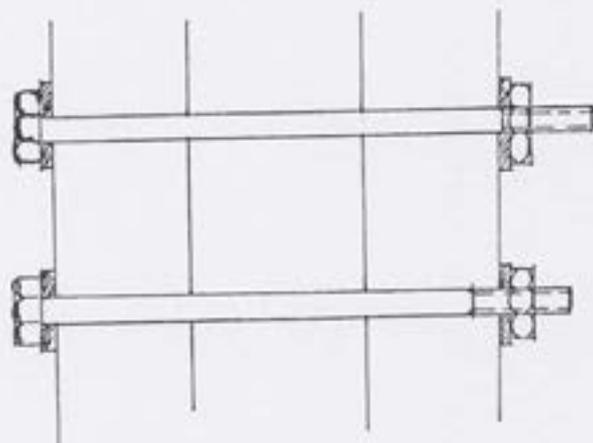
Le renfort par pointes torsadées évite, quelquefois, de prévoir un deuxième boulon et empêche la rotation éventuelle du contreventement.



## 4.32 Assemblages par boulons



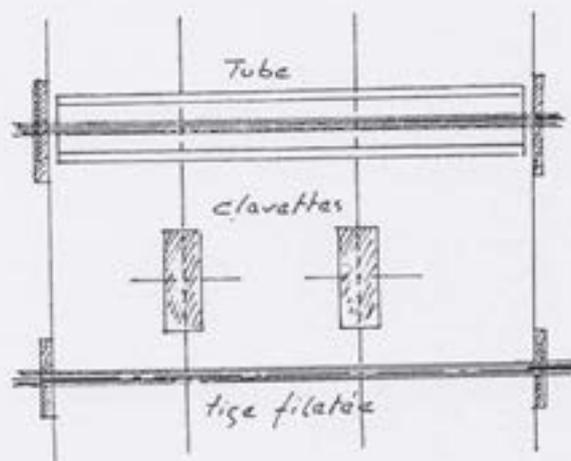
- Tout assemblage actif des éléments principaux doit comporter au moins deux boulons.



- Le diamètre minimal du boulon est de 12 mm.

- Le diamètre maximal est de 27 mm.

- La longueur filetée doit permettre un resserrage ultérieur de l'assemblage.

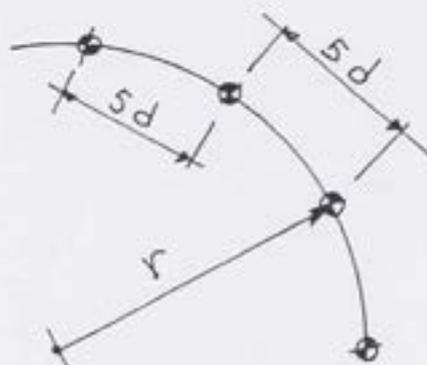


- Les tiges filetées sur toute leur longueur doivent être évitées en cisaillement dans les assemblages actifs. Leur utilisation doit être limitée à des assemblages passifs, par exemple dans le maintien d'un assemblage par broche, anneau, tube, etc...

- Distance minimale dans le cas des assemblages en couronne.

Compte tenu de l'orientation des efforts dans ce type d'assemblage, on peut adopter une distance entre axe plus faible.

Boulons travaillant en traction.



*Rappel* - La contrainte admissible en compression de flanc est de 22 bars (sans tenir compte d'une majoration éventuelle pour efforts localisés). Voir § 2.42, chapitre III.

Dimensionnement des plaques carrées :

a) soit en fonction de l'effort à reprendre,

$$a = \sqrt{\frac{F}{22}}$$

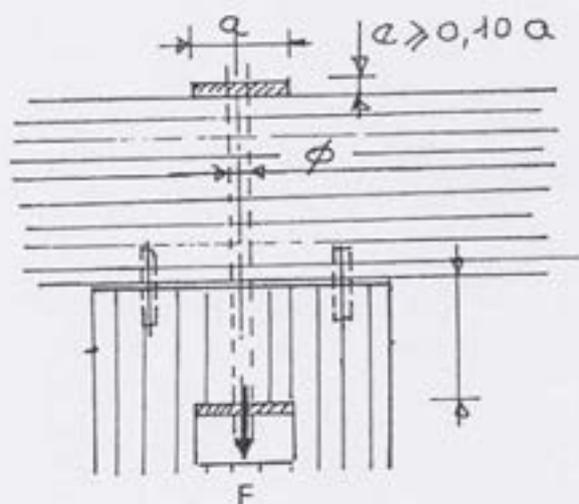
b) soit en fonction du diamètre du boulon,

$d$  = diamètre du boulon,

$$F_{adm} = \frac{\pi d^2}{4} \times 1000 \# 800 d^2$$

$$S = \frac{800 d^2}{22} = 36 d^2 = a^2$$

$$a = 6 d$$



On prendra la plus grande des 2 valeurs de «a»

$\phi$ mm	12	14	16	18	20
$a$ cm	7,2	8,4	9,6	10,8	12
$F$ kg	1150	1570	2050	2600	3200

L'épaisseur de la plaque ne sera pas inférieure à  $0,10 a$ .

#### 4.33 Assemblages par anneaux

Les charges admissibles doivent être déterminées par essai ou par le calcul.

Dans le cas des essais, les fabricants doivent fournir le procès-verbal des essais effectués dans un laboratoire officiel.

Par le calcul, on peut déterminer la charge admissible suivant le schéma ci-contre.

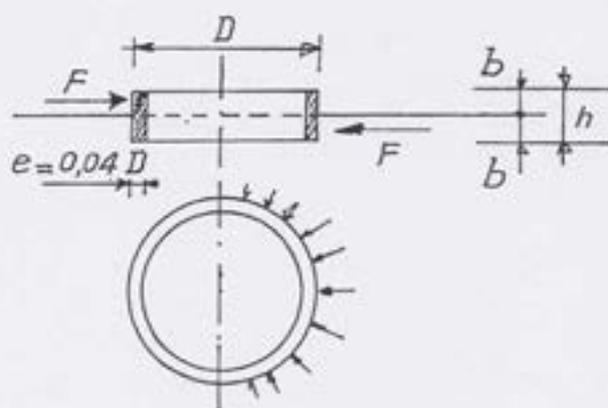
En limitant la contrainte de compression à 100 bars et pour une hauteur  $h$  d'anneau égale à  $0,30 D$ , la charge admissible par paire est de :

$$\begin{aligned} F_2 &= 2 (\bar{\sigma}' \times D \times b) \\ &= 2 \times 100 \times D \times 0,15D \\ F_2 &= 30 D^2 \quad (\text{pour } h = 0,30 D) \end{aligned}$$

Par anneau, elle est de :

$$F_1 = 15 D^2$$

La hauteur  $h$  sera supérieure ou égale à  $0,2 D$ .



$$\bar{\sigma} = 100 \text{ bars}$$

$$h \geq 0,2 D$$

$$b = 0,5 h$$

#### Talon minimal

A défaut de renseignements propres à chaque type d'anneaux, on respectera les talons ci-contre.

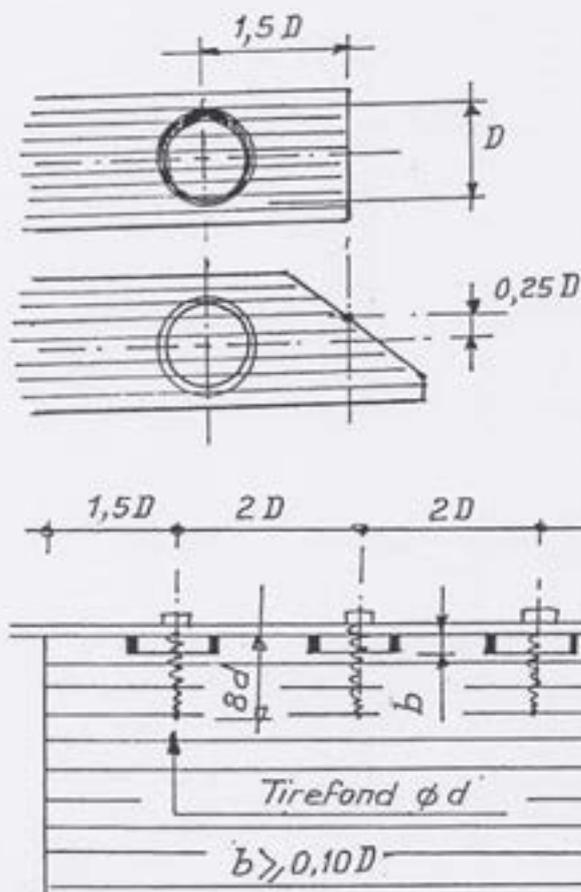
- Assemblage mixte tirefonds ou boulons avec anneaux.

Ce cas se rencontre assez fréquemment dans les assemblages des joints.

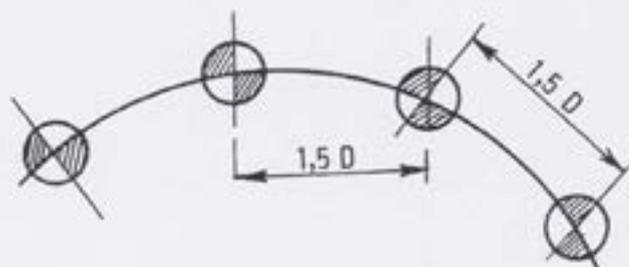
On peut cumuler la charge admissible d'un boulon avec un anneau.

Généralement, les P.V. d'essais précisent si dans la charge admissible des anneaux ou crampons est incluse celle du boulon.

Dans le cas d'un assemblage avec un plat métallique, on peut admettre de prendre en compte la charge admissible du tirefond, à condition que la longueur enfoncée dans le bois soit au moins de  $8 d$ .



- Distance minimale dans le cas d'assemblage en couronne.



Compte tenu de l'orientation des efforts dans ce type d'assemblage, on peut, comme pour les boulons, adopter une distance entre axe inférieure à  $2 D$ .

## 5 PROTECTION DES BOIS

### 5.1 UTILITÉ DE LA PROTECTION DU BOIS L.C.

Le bois L.C. est un matériau particulièrement résistant à certains produits chimiques mais reste sensible, quand il est mal traité, à certains éléments tels que :

- Les champignons qui se développent généralement dans des milieux humides et non ventilés.

- Les insectes, bien qu'à ce jour on ne connaisse pas de détérioration ; ceci est dû probablement au fait que les bois L.C. sont généralement bien traités. De plus, la présence des colles et leurs composants chimiques peuvent gêner la progression des insectes xylophages.

- Les atmosphères trop humides ou trop sèches dues à une mauvaise conception ou à une mauvaise utilisation des moyens de chauffage.

Face au feu, le bois L.C. classé moyennement inflammable présente, sans aucune protection particulière, une grande résistance. De plus, il est possible d'évaluer sa stabilité en cas d'incendie.

### 5.2 PROTECTION CONTRE LES CHAMPIGNONS ET LES INSECTES

La protection contre les champignons et les insectes ne pose pas de difficulté particulière compte tenu des nombreux produits que l'on peut trouver dans le commerce.

Pour des problèmes d'assurances, il est recommandé d'utiliser des produits ayant le label C.T.B.F. Il est à signaler que ce label n'est accordé qu'aux produits insecticides et fongicides et non aux produits hydrofuges.

De plus, jusqu'à ce jour, seuls les produits incolores sont pris en compte. Les produits pigmentés ne sont pas, pour le moment, homologables.

Il est recommandé de suivre les prescriptions du fabricant pour l'application de ces produits. Le mélange de produits de marques différentes est à proscrire.

On devra veiller particulièrement à bien badigeonner les surfaces de coupes, les entailles profondes, les extrémités des éléments L.C.

Cette précaution est importante car généralement, après la pose de la charpente, ces différents points ne sont plus accessibles.

### 5.3 PROTECTION CONTRE L'HUMIDITÉ

On doit distinguer :

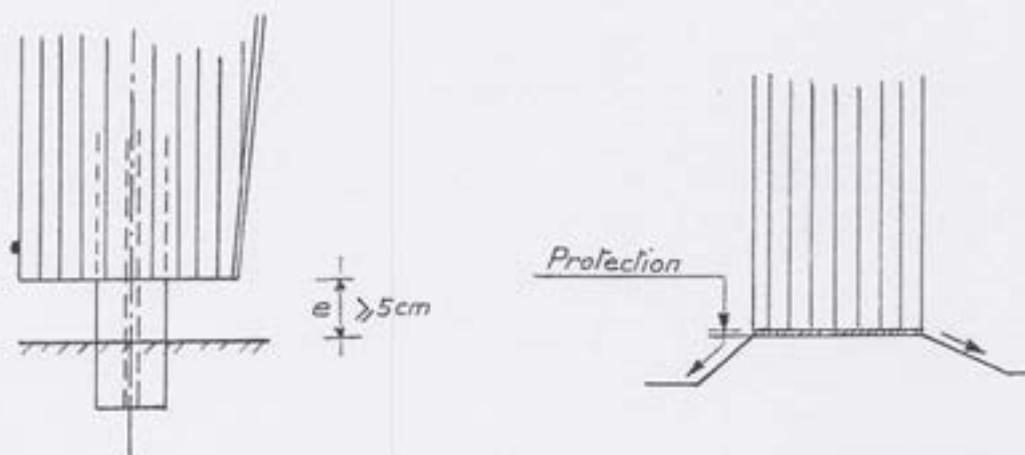
#### a) L'humidité permanente.

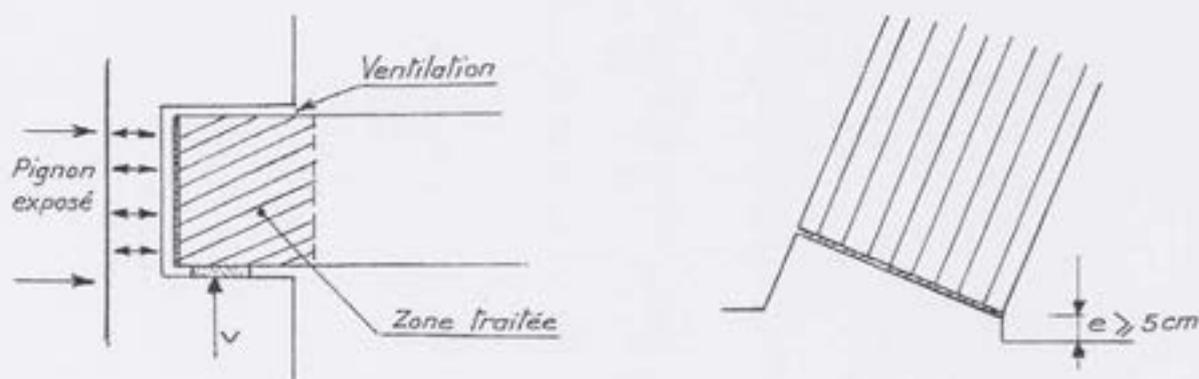
Elle peut entraîner à la longue un pourrissement local du bois et un écrasement des fibres causant ainsi des tassements ou même des ruptures.

On devra envisager la protection des pièces soumises à une humidification permanente ou risquant de l'être pendant de longues périodes par des dispositions à prendre au moment de la conception et de l'exécution du projet.

Au niveau de la conception :

On évitera les contacts directs des bois avec des surfaces pouvant transmettre l'humidité (par exemple les sols, les pignons exposés) en isolant les pièces L.C. ou en les aérant de façon à ce que la ventilation naturelle évacue l'humidité.

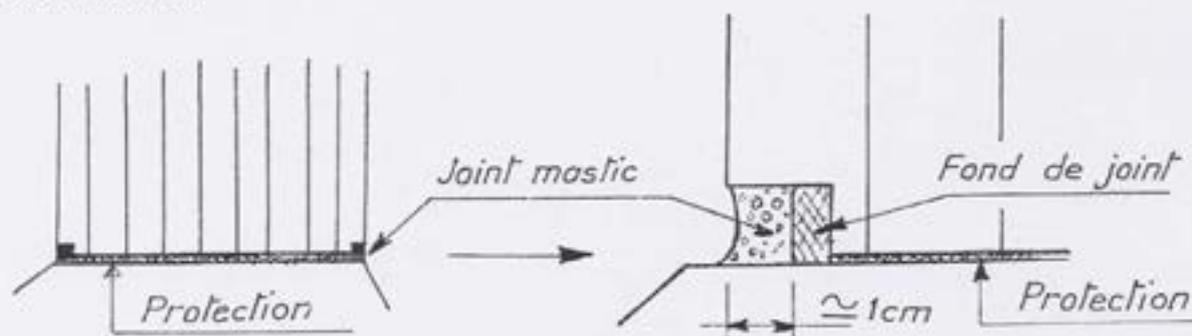




On mettra, en bout de poutre L.C., une protection du type :

- colle résorcine,
- produits hydrofuges (trois couches jusqu'au refus),
- peinture bitumineuse,
- peinture au minium de plomb,
- produits gras,
- planche en bois dur ou CP CTBX,
- phaltex.

Dans certains cas, on peut envisager en complément des protections ci-dessus un joint mastic sur la périphérie de la poutre pour éviter une pénétration de l'humidité.



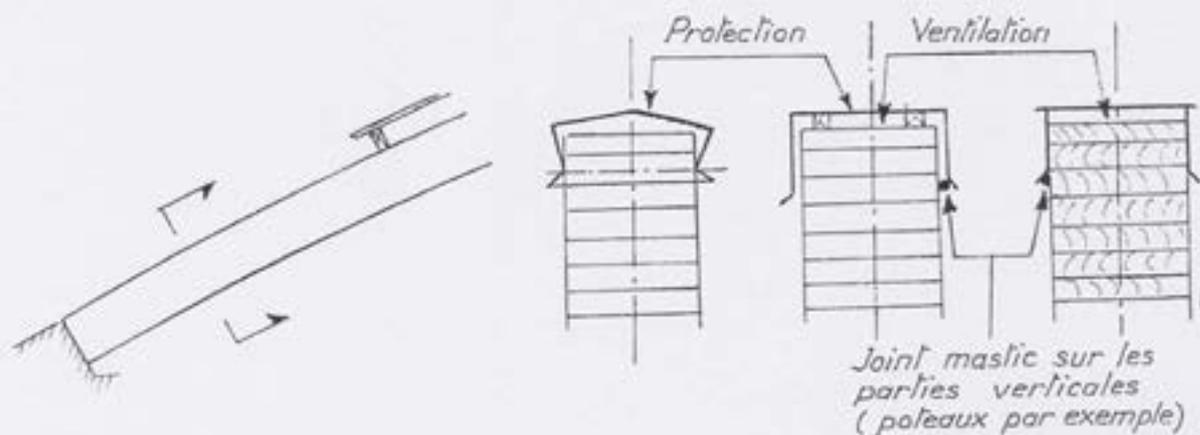
#### b) L'humidité temporaire.

Les éléments L.C. exposés aux intempéries se trouvent dans des conditions très défavorables car ils subissent non seulement l'action de l'eau mais aussi celle des ultra-violet. Il faut apporter un soin particulier à la protection de ces pièces et, si possible, éviter de les prévoir en extérieur.

L'écoulement en surface doit être rapide et toute accumulation d'eau en pied ou sur le dessus d'une poutre lamellée collée est à éviter.

On peut prévoir des dispositifs tels que des caches en tôle galvanisée, en inox, en cuivre, etc...

Ces protections doivent permettre une bonne ventilation des pièces de bois.



Pour les boulons, il est possible de les prévoir encastrés dans des trous et bouchonnés.

Ils seront galvanisés ou bi-chromatés pour éviter les coulures de rouille sur le parement du bois L.C.

#### 5.4 PROTECTION CONTRE DES ATMOSPHERES SECHES

Si le bois, dans une certaine mesure, est sensible aux variations excessives d'humidité, il l'est aussi lorsque cette humidité chute très rapidement.

C'est le cas de plus en plus fréquent des bâtiments équipés de chauffage central mal équilibré et qui procure une température élevée sans que l'hygrométrie soit compensée de façon naturelle ou artificielle.

Dans de telles conditions, le bois gerce très rapidement et ne se stabilise qu'après plusieurs mois de service.

Les précautions à prendre dans ces conditions sont les suivantes :

a) coller avec un taux d'humidité du bois très bas, voisin de 10 %,  
 b) utiliser des lamelles de faible épaisseur,  
 c) ne pas laisser le lamellé collé reprendre une variation d'humidité pendant le transport et le stockage sur chantier en le traitant avec un produit hydrofuge et en le protégeant,

d) s'assurer, après la pose de la charpente et de la couverture, que le chauffage soit mis de façon progressive et reste assez bas dans la première période d'utilisation,

e) s'assurer que l'hygrométrie de l'air ambiant au niveau de la charpente reste dans des limites normales.

Si, malgré ces précautions, le bois lamellé-collé gerce de façon importante, il faut le laisser se stabiliser pendant quelques mois, puis reboucher les fentes éventuelles qui ne se seraient pas refermées après cette période.

On devra s'assurer que les gerces importantes n'affectent pas la résistance des poutres en flexion et en cisaillement.

## 5.5 PROTECTION CONTRE L'INCENDIE

Hormis des protections par film épais qui présentent le plus d'efficacité, on peut dire que le bois lamellé-collé, bien conçu et bien calculé, n'a besoin d'aucune protection particulière pour résister au feu.

### 5.51 Vitesse de destruction du bois par le feu

On sait que la vitesse de destruction en profondeur du bois est à peu près constante et de l'ordre de 0,6 à 0,7 mm par minute, soit environ 1 cm par quart d'heure et par face.

On pourra donc, de cette constatation, déduire les sections minimales pour résister au feu durant le temps demandé par les règlements de Sécurité Incendie.

### 5.52 Hypothèses de calcul

Pour permettre le calcul et la vérification de la résistance au feu d'une structure en bois lamellé-collé, on pourra adopter les hypothèses suivantes :

#### 5.521 Contrainte de rupture théorique

Compte tenu d'un coefficient de sécurité de 1,20 :

$$\sigma_r = \frac{120 \times 2,75}{1,20} = 275 \text{ bars} \quad (\text{Catégorie 2})$$

On adoptera alors l'intégralité des charges et surcharges, sans aucune majoration ou minoration.

Les combinaisons habituelles des charges restent applicables, à savoir :

- . charges permanentes + surcharges d'exploitation + neige,
- . charges permanentes + vent,
- . charges permanentes + demi-neige + vent.

#### 5.522 Section réduite

En adoptant 0,6 à 0,7 mm par minute l'épaisseur de bois détruite par le feu, on obtient, pour un quart d'heure :

$$0,6 \times 15 = 9,00 \text{ mm}$$

$$0,7 \times 15 = 10,50 \text{ mm}$$

On retiendra la valeur de 1 cm par face et par quart d'heure.

Dans le cas où la couverture est en contact continu avec la charpente (par exemple, des panneaux de support d'étanchéité en bois ou particules de bois cloués ou vissés sur l'ossature), on peut retenir, pour le calcul, que le bois n'est détruit par le feu que sur trois faces au lieu de quatre.

NOTA - La stabilité au feu n'est exigible que pour des bâtiments recevant du public (voir art. CO 14 du Règlement Sécurité Incendie dont le rappel est donné dans le § 7.24 du chapitre I).

### 5.53 Vérification d'une section au feu

La vérification se fera suivant les méthodes définies au chapitre III, en introduisant la section réduite.

Les contraintes totales devront rester inférieures ou égales à celle définie au § 5.521 compte tenu des hypothèses adoptées :

$$\sigma_t = \frac{N}{A_j} + \frac{M}{I/v_j} \leq \sigma_r$$

avec  $A_j$  ..... section réduite,

$I/v_j$  ..... module de résistance réduit.

#### *Cas particulier de la poutre en flexion simple*

Il suffit d'affecter la contrainte calculée d'un coefficient de majoration égal au rapport des modules de résistance :

$$k_j = \frac{I/v}{I/v_j}$$

Contraintes à ne pas dépasser sous les charges normales pour obtenir une stabilité au feu de 30 minutes :

30 mn	4 faces	ki	Bois LC	Massif	3 faces	ki	Bois LC	Massif
6,5 x 16,5	2,5 x 12,5	4,530	60,70	55,14	2,5 x 14,5	3,366	81,70	74,21
6,5 x 18	2,5 x 14	4,298	63,98	58,12	2,5 x 16	3,290	83,58	75,92
7,5 x 18	3,5 x 14	3,542	77,64	70,52	3,5 x 16	2,712	101,40	92,10
7,5 x 20	3,5 x 16	3,348	82,13	74,60	3,5 x 18	2,645	103,97	94,44
7,5 x 22,5	3,5 x 18,5	3,169	86,78	78,80	3,5 x 20,5	2,581	106,54	96,78
7,5 x 25	3,5 x 21	3,037	90,55	82,25	3,5 x 23	2,531	108,65	98,69
7,5 x 27,5	3,5 x 23,5	2,934	93,73	85,13	3,5 x 25,5	2,492	110,35	100,23
7,5 x 30	3,5 x 26	2,853	96,39	87,55	3,5 x 28	2,460	111,79	101,54
10 x 20	6 x 16	2,604	105,60	95,92	6 x 18	2,057	133,70	121,43
							> 120	> 109
10 x 25	6 x 21	2,362	116,42	105,75	6 x 23	1,969		
10 x 30	6 x 26	2,219	123,92	112,56	6 x 28	1,913		
			> 120	> 109				

La tenue des assemblages au feu doit également être envisagée par une protection appropriée.

On devra, toutefois, s'assurer que certains éléments, qui sous des sollicitations normales résistent convenablement sans déverser ou flamber latéralement, peuvent toujours résister dans les limites extrêmes définies ci-dessus. On pourra tolérer dans ces vérifications des élancements supérieurs à 180 et des rapports  $h/b$  supérieurs à 12.

On peut remarquer, en examinant les sections réduites, que la diminution d'épaisseur est très vite ressentie sur le comportement de la poutre fléchie ou comprimée.

Le tableau ci-après donne quelques valeurs des épaisseurs réduites en fonction des sections courantes, exprimées en cm :

Stabilité au feu	$h$	11	14	16	18	20
15 mn	- 2	9	12	14	16	18
30 mn	- 4	7	10	12	14	16
45 mn	- 6	5	8	10	12	14
60 mn	- 8	3	6	8	10	12

Pour de grandes hauteurs, l'influence de la réduction est assez faible.

### 5.54 Dispositions pratiques

Pour améliorer le comportement d'une structure au feu, on adoptera de préférence :

- Toute solution permettant d'insérer les pièces métalliques à l'intérieur du bois lamellé-collé,
- Des épaisseurs de tôle au moins égales :
  - à 6 mm pour les pièces principales (joint, articulation, ancrage),
  - à 3 mm pour les pièces secondaires (boitier de panne par exemple),
- Des pannes posées sur le dessus des poutres et des arcs,
- Des arêtes arrondies plutôt que des arêtes vives, ces dernières étant plus facilement attaquées par les flammes,
- Des sections de forte épaisseur pour les contreventements, les entretoises, les bracons, etc... en évitant d'utiliser des éléments métalliques,
- Des boulons encastrés et bouchonnés.

### 5.55 Protection complémentaire

Il est possible d'envisager, éventuellement, une protection complémentaire en utilisant des traitements ignifuges. Cette solution est coûteuse et ne présente pas toujours une protection suffisante et durable dans le temps, en particulier si ce sont des produits incolores (verniss par exemple).

Ces protections complémentaires améliorent seulement la réaction au feu du matériau mais n'augmentent pas sa résistance au feu de façon notable.

Les seuls systèmes vraiment efficaces sont constitués par des projections de produits formant écran de 1 ou 2 cm sur le bois L.C., mais cette protection, si elle est retenue, supprime tout l'aspect esthétique du bois L.C. De plus, compte tenu de la variation du taux d'humidité toujours possible, on obtient une variation dimensionnelle des poutres qui peut perturber l'accrochage de ces éléments opaques.

C'est pourquoi il est préférable, comme il a été préconisé dans le chapitre I, de laisser le bois L.C. sans aucune protection ignifuge, quitte éventuellement à augmenter son épaisseur de 1 ou 2 cm.

## 5.56 Assurances

Le bois L.C. bénéficie depuis Mai 1973 d'un Cahier de Spécifications «C.S.I.» qui précise les sections minimales et les dispositions à adopter pour qu'elles ne déclassent pas un bâtiment.

Ces sections minimales sont :

- 11 x 30 cm pour l'ossature principale en bois L.C.
- 8 x 18 cm pour les éléments complémentaires, poteaux et lisses de bardage en bois L.C. ou en massif,
- 5 x 15 cm pour les éléments d'entretoisement des éléments complémentaires et pour les contreventements en bois L.C. ou en massif.

## 6 NOTES DE CALCULS ET PLANS

### 6.1 OBLIGATIONS DE L'ENTREPRISE

L'entreprise aura à fournir, avant toute fabrication, les plans et notes de calculs au Maître d'Oeuvre ou à son représentant et, éventuellement, aux bureaux de contrôle.

### 6.2 NOTE DE CALCULS

Elle doit indiquer clairement :

- les hypothèses adoptées :
  - contraintes admissibles en fonction de la catégorie de bois,
  - charges permanentes,
  - surcharges de neige (région, altitude),
  - surcharges de vent (région, site),
  - surcharges de service,

- le calcul des différents éléments,
- la vérification de ces éléments suivant les règles en vigueur.

### 6.3 PLANS D'EXÉCUTION

Sur les plans, on devra trouver :

- la descente de charges, avec le sens des réactions,
- les indications pour des surcharges particulières (ponts roulants, surcharges localisées sur passerelles, etc...) ;
- le tracé des éléments, avec leurs cotes,
- le contreventement en toiture et sur long-pan,
- éventuellement, le contreventement provisoire,
- les tolérances des scellements,
- le détail des ancrages, des articulations et des différents assemblages.

## ANNEXE 1

# DEVIS DESCRIPTIF TYPE

### 1 HYPOTHESES DE CALCUL

#### 1.1 SITUATIONS CLIMATIQUES - CHARGES ET SURCHARGES

##### 1.11 Situation du bâtiment

Lieu à préciser très exactement.

##### 1.12 Vent d'après Règles NV

- Région (I, II, III)
- Site (abrité, normal ou exposé)

##### 1.13 Neige

- Région (I, II, III)
- Altitude (donner la cote NGF)

##### 1.14 Charges et surcharges

L'entrepreneur devra prendre en compte les charges et surcharges résultant :

- des conditions climatiques,
- du poids mort de tous les ouvrages de construction (second œuvre et équipement),
- des conditions d'exploitation des locaux et d'entretien.

A ces charges et surcharges peuvent s'ajouter des charges et surcharges locales dont la désignation et la valeur sont données sur les plans.

## 2 REGLES ET DOCUMENTS APPLICABLES

- Règles CB 71 pour le bois
- D.T.U. 31.1
- Guide pratique de conception et de mise en œuvre des charpentes en bois lamellé-collé.
- Règles NV 65 révisées 67-76 pour les conditions climatiques.
- Règles CM 66 pour les ferrures.
- Règles BAEL 80 pour les scellements.

## 3 RECOMMANDATIONS

### 3.1 BOIS

Les bois employés comme lamellé élémentaire seront constitués par des planchettes de bois résineux ayant un pourcentage d'humidité au maximum égal à 15 %. Le classement technologique en catégorie I, II ou III en vue de la détermination des contraintes admissibles se fera conformément à la norme B 52.001.

Sont considérés, sans autre vérification, comme équivalents au moins à la catégorie II des Normes françaises les sciages résineux d'importation vendus sous les appellations suivantes :

- Bois du Nord, tombant (sawfalling), V<sup>ème</sup> vive arête
- Bois russe, non classé, IV<sup>ème</sup> vive arête

Il est possible d'utiliser toutes les essences de bois à condition de vérifier la compatibilité de la colle.

### 3.2 COLLE

Tous les collages seront réalisés à l'aide d'une colle agréée selon les recommandations relatives aux choix des colles à froid destinées à la fabrication des charpentes C.T.B. édition 75.

### 3.3 EXÉCUTION DES OUVRAGES

Les éléments en bois lamellé-collé seront réalisés par des planches préalablement collées en bout avec une liaison par queue braise ou enture réalisée dans des zones exemptes de gros défauts.

Le collage s'effectuera avec un outillage garantissant une répartition minimum de pression de 7 kg/cm<sup>2</sup> ; les points de serrage seront espacés au maximum de 0,40 m.

L'encollage sera assuré par un appareillage garantissant une répartition minimum de colle sur une face de 350 g/m<sup>2</sup>.

Tous les collages se feront dans un atelier climatisé dont la température ambiante ne sera pas inférieure à 16 °C environ, avec des colles préparées pour chaque opération.

Un contrôle de fabrication rigoureux sera assuré à tous les stades :

- contrôle de l'humidité des bois,
- contrôle de température et hygrométrie des locaux,
- contrôle des colles par éprouvettes,
- contrôle des éléments collés par rupture d'échantillons,
- tenue d'un registre de collage.

L'usinage des éléments sera réalisé par des machines-outils à grande vitesse évitant le glaçage des bois.

L'entaillage, l'ajustage et la pose des ferrures d'assemblage se feront en atelier.

Contrôle des éléments collés

Les contrôles et essais seront définis dans le C.C.T.P.

Lorsqu'il n'est pas fait mention d'essais dans les documents du marché et que des essais sont demandés par ailleurs, les frais engendrés par ceux-ci sont à la charge de l'entreprise s'ils sont défavorables et à la charge du maître d'ouvrage si les résultats obtenus sont satisfaisants.

### 3.4 PROTECTION

Dès la finition à l'usine, tous les éléments seront protégés par application d'une émulsion insecticide et fongicide.

La couche de protection insecticide et fongicide sera appliquée par le charpentier, en atelier, après usinage des pièces lamellées collées.

Dans le cas où la pollution atmosphérique du lieu du chantier serait de nature à entraîner une dégradation de l'état de surface du bois lamellé collé les documents d'appel d'offre en feront état et décriront le système de protection requis.

### 3.5 PIÈCES MÉTALLIQUES

#### *Ferrures*

Les ferrures seront en acier E 24.2 qualité charpente et recevront une couche primaire de peinture antirouille sur toutes leurs faces après brossage et dérouillage.

Pour des bâtiments situés en atmosphère corrosive ou en bord de mer, les ferrures seront en acier E 24.2 galvanisé ou cadmié.

### *Boulons et pointes*

Les boulons seront en acier et seront employés avec des rondelles normalisées, l'ensemble sera galvanisé ou cadmié si nécessaire. Les pointes seront de préférence torsadées.

## **3.6 CONTREFLÈCHES**

Des contreflèches peuvent être prévues pour les éléments en bois lamellé collé ; la valeur de ces contreflèches sera égale à la flèche sous charges permanentes ou surcharges de longue durée, après fluage.

## **3.7 TRANSPORT, LEVAGE**

Toutes les précautions devront être prises au transport, au stockage sur chantier et au levage afin d'éviter la détérioration et la reprise d'humidité des éléments L.C.

## **4 CONTROLE**

A la demande du bureau de contrôle, l'entreprise remettra, avant mise en fabrication, les éléments nécessaires à sa mission, en particulier :

- plans d'ensemble et d'exécution,
- hypothèses de calculs,
- descentes de charges.

## **5 MISSION D'INGENIERIE**

Les documents contractuels indiqueront clairement si la maîtrise d'œuvre a une mission M1. Dans ce cas, les P.E.O. (plans d'exécution des ouvrages) et les S.T.D. (spécifications techniques détaillées) devront avoir reçu préalablement à la consultation l'avis favorable du bureau de contrôle. En conséquence, l'entreprise n'aura à fournir que des épures d'atelier et des croquis de chantier.

## ANNEXE 2

# OBLIGATIONS DES DIVERS CORPS D'ÉTAT

### 1 NOTES DE CALCULS ET DESSINS D'EXÉCUTION

L'entreprise responsable de la charpente en bois doit remettre en temps utile au maître d'ouvrage et aux constructeurs intéressés (qui doivent exécuter les ouvrages d'appui et d'ancrage) tous les documents et graphiques précisant les points d'application, les directions et les grandeurs des réactions de la charpente dans les différents cas de charge.

Ces éléments ne seront fournis qu'après signature du marché.

### 2 COORDINATION

#### 2.1 INSTALLATION DE CHANTIER

1. Il devra être réservé, pour tous les chantiers, un emplacement destiné aux installations propres au charpentier (cabane de chantier, atelier provisoire, vestiaire, etc...)

2. L'alimentation électrique 220 V et 380 V à 3 fils sera installée à proximité immédiate du lieu de levage avant toute intervention. Ce branchement devra être prévu par l'électricien ou à défaut par l'entreprise générale (en cas de lot unique, comprenant le lot électricité) selon la norme P. 03001 et la recommandation de l'Office du Bâtiment et des Travaux Publics sur la répartition du compte prorata.

La puissance nécessaire à fournir sera indiquée au maître d'œuvre lors de la première réunion de chantier.

3. Si, pour une raison exceptionnelle il était nécessaire que le charpentier possède un groupe électrogène pour ses travaux, cette prestation devra être mentionnée dans le CCTP.

## 2.2 ACCES - AIRE DE LEVAGE ET DE STOCKAGE

1. Les accès aux aires de stockage et de levage devront permettre l'acheminement des convois et des grues dans les conditions climatiques les plus défavorables.

Il est recommandé de veiller à la qualité des voies d'accès lorsque les convois sont de grande hauteur devant le risque de renversement. De même, veiller au rayon de braquage nécessaire aux véhicules et aux grues.

Les accès aux aires de levage peuvent être des accès provisoires tels que routes empierrées, rampes d'accès à la dalle béton, etc... Leur réalisation, leur entretien et leur déblaiement éventuel ne sont en aucun cas à la charge du charpentier.

2. L'aire de stockage est destinée à recevoir tout ou partie des convois de charpente. Elle correspond habituellement à l'emprise du bâtiment. Dans les cas particuliers (ex. piscine, bâtiments à étages) des aires de stockage devront être réservées auprès des bâtiments, de telle sorte que les grues puissent prendre la charpente sans double manutention.

3. Les aires de levage devront être libres aux engins et débarrassées de tous matériaux au préalable. Elles devront être réalisées pour supporter les grues et engins propres au levage, en leur permettant l'accès à proximité de tous les éléments de charpente.

La qualité du levage découle de la qualité de l'aire de levage. Aussi, est-il demandé que le dallage soit exécuté ou à défaut une préforme compactée qui sera mise à la cote et dressée par le lot maçonnerie ou VRD, après passage des engins de levage.

Les levages s'opéreront de préférence de l'intérieur des bâtiments, sauf cas exceptionnels, tels que piscines, toitures d'immeubles. Dans le cas d'impossibilité ou de restriction d'accès sur les dalles des ouvrages, cette particularité devra être mentionnée au descriptif charpente. Il sera laissé au besoin un passage dans les murs périphériques afin de permettre l'accès des engins de levage à l'intérieur du bâtiment.

4. Il est recommandé à chaque corps d'état de préciser sur un plan ses impératifs et de baliser ses aires de travail (zones interdites aux autres corps d'état).

Ce plan doit alors être porté à la connaissance de tous et obtenir l'approbation de chacun avant le commencement des travaux.

## 2.3 RÈGLES D'EXÉCUTION

1. Des précautions sont à prendre selon le délai de séchage des maçonneries.

Il sera mis à la disposition du charpentier la totalité des plots du bâtiment, avant son intervention.

2. Un trait de niveau et les axes longitudinaux et transversaux devront être matérialisés sur chaque assise par l'entreprise de maçonnerie, avant toute intervention du charpentier et consignés au compte-rendu de chantier.

Le charpentier est tenu de vérifier les axes longitudinaux et transversaux.

3. La fabrication des charpentes en atelier s'exécutant en même temps que le coulage des massifs, les réservations d'ancrages doivent être conformes aux plans du charpentier (ancrages, réservations et implantations).

Le débouillage des trous de scellement est à la charge du maçon.

4. Ancrages provisoires — En vue d'haubaner les fermes, le charpentier pourra envoyer un plan d'ancrages provisoires à l'architecte et au maçon, au même titre que le plan de scellement.

Dans le cas d'ancrages provisoires importants, un devis préalable à toute exécution devra être accepté par le charpentier. Tout ancrage exécuté sans acceptation de devis du charpentier ne sera pas dû par ce dernier.

5. Pour la bonne conservation de l'aspect de la charpente, il est souhaitable que l'intervention du couvreur se déroule dans les jours qui suivent la pose de la charpente.

Tous les travaux de couverture exécutés sur une charpente, supposent ipso-facto l'acceptation de celle-ci.

La couverture se déroule sur chaque versant symétriquement afin de répartir les charges.

Dans le cas de platelage ou de panneaux, le couvreur est tenu de protéger et d'étancher ce support au fur et à mesure de la pose.

## 2.4 SCELLEMENTS ET TOLÉRANCES D'IMPLANTATION

### *Scellements*

Les scellements sont à la charge du maçon, à la demande du charpentier. Ils pourront s'effectuer en une ou plusieurs fois sous les conditions suivantes :

- bourrage sous les platines jusqu'à refus,
- forme de pente pour éviter la stagnation de l'eau,
- ventilation des zones non accessibles ultérieurement.

### *Tolérance dimensionnelle sur les implantations*

Le charpentier devra s'assurer de l'implantation avant la pose de sa charpente et indiquer au bétonnier et au maître d'œuvre les erreurs qu'il aurait relevées.

On admet généralement les tolérances non cumulables suivantes :

- sur la portée . . . . . ± 2 cm
- sur la travée . . . . . ± 1 cm

- sur le niveau . . . . .  $\pm 2$  cm
- sur l'équerrage du bâtiment . . . . .  $\pm 1$  cm

Les tolérances seront réduites de moitié dans le cas de présclèlement des ferrures d'ancrage au moment du coulage du béton.

## 2.5 DÉLAIS D'EXÉCUTION

Le planning du charpentier ne peut prendre effet qu'après la signature du marché et comprend trois phases :

- La première concerne le délai de mise au point des plans d'exécution et leur approbation par le maître d'œuvre et les bureaux d'études et de contrôle éventuels.

- La deuxième concerne le délai de fabrication en atelier et le temps de transport (qui ne peut courir qu'après l'obtention des autorisations nécessaires).

- La troisième concerne les délais d'installation de chantier, de déchargement et de levage.

Le point de départ du planning de fabrication et de levage ne peut courir qu'après approbation des plans.

## 2.6 ÉPREUVES

Dès l'instant que les charpentes répondent aux règlements en vigueur, les essais en atelier ou sur chantier des poutres ou des ouvrages ne sont pas dus par l'entrepreneur de charpente. S'il devait en être autrement, la description précise de ces essais sera décrite dans le CCTP.

# 3 INTEMPÉRIES

## 3.1 TRANSPORT

Du fait de la particularité des transports de charpente en bois lamellé-collé, les jours d'immobilisation des convois dus aux barrières de dégel ou au brouillard, sont assimilés à des jours d'intempéries.

Les délais de levage ne courent qu'après l'obtention de l'autorisation du transport exceptionnel. En outre, ils tiendront compte des jours d'interdiction de circulation de convoi.

Sont considérés comme intempéries :

- un vent présentant des rafales de l'ordre de 50 km/h,
- la pluie,
- la neige,
- le gel.

De faibles pluies journalières ou des coups de vent peuvent entraîner des diminutions de rendement des levageurs, et par voie de conséquence un pourcentage d'intempéries.

## 4 HYGIÈNE

Les wc et les lavabos ainsi que l'alimentation en eau potable devront faire partie des installations générales de chantier.

Un emplacement devra être réservé pour les vestiaires propres à l'entreprise. Si le déroulement du chantier nécessite le démontage de ces installations avant la fin des travaux, des locaux pourront être mis à la disposition de l'entreprise à l'intérieur du bâtiment construit.

## 5 SÉCURITÉ

1. La sécurité collective sera étudiée dans la mesure du possible au niveau de la conception du projet, définie dans le détail au niveau du lancement de l'opération, et devra faire partie des installations générales de chantier.

2. L'installation électrique amenée à la diligence de l'électricien ou de l'entreprise générale sera vérifiée à la demande de l'installateur par un organisme agréé à cet effet, et avant mise à disposition.

L'installation électrique collective devra être conforme aux prescriptions réglementaires, notamment au décret du 14 novembre 1962 et aux règles de l'art reprises dans la norme NF C. 15-100.

3. En cas de présence d'une ligne électrique aérienne dans l'emprise ou à proximité du chantier la maîtrise d'ouvrage prendra les dispositions pour un déplacement de ces lignes préalable aux travaux de levage ou pour une mise hors tension lors de ces travaux.

4. La zone de levage devra être dégagée de tous matériaux, matériel ou personnel appartenant aux autres corps d'état.

Les fouilles et tranchées devront être bouchées au préalable.

L'état du sol de la zone de levage devra permettre la circulation sans risques pour les charpentiers.

## 6 PRÉCAUTIONS POUR LE STOCKAGE ET LE MONTAGE

### 6.1 POUR LE STOCKAGE

Le stockage de longue durée sur chantier est à surveiller afin d'éviter :  
- des déformations anormales des éléments lamellés-collés stockés à plat et en pile,

- des reprises d'humidité importantes, en particulier en extrémité des pièces, qui souvent présentent des perçages plus ou moins nombreux ; pour cela on peut utiliser :

- des feuilles de polyéthylène opaques en courte durée, sinon on obtient des risques de condensation et de gerces,
  - des bâches bien aérées,
  - des plaques de couverture,
  - des contreplaqués de coffrage, etc...

Il y a lieu d'éviter les protections parfaitement étanches qui sont néfastes au bois lamellé-collé car elles l'empêchent de respirer.

Les conditions de chantier devront éviter :

- les souillures de mortier, de rouille, d'asphalte, de plâtre. Dans le cas où de telles souillures seraient commises sur les ouvrages en stock ou en cours de montage, elles seront reprises à la charge des responsables,
- les chocs toujours nuisibles aux angles des pièces,
- le stockage des charpentes dans les eaux de ruissellement.

Comme à l'atelier, le stockage sur chant doit être stabilisé latéralement, un clouage sommaire n'étant pas toujours suffisant pour éviter un basculement des poutres sous l'action du vent ou d'un choc quelconque.

## 6.2 POUR LE MONTAGE

Avant le levage, on doit s'assurer, au droit des fixations des élingues et suivant le type d'élingues utilisées, que les angles des pièces lamellés-collées sont bien protégés par un dispositif approprié ne pouvant glisser en cours d'opération. Ces pièces doivent être enlevées après le levage.

La prise des éléments lourds et de grande longueur peut nécessiter une étude sommaire pour déterminer les points d'accrochage des élingues. Ces points doivent être choisis de façon à limiter au maximum les contraintes et les déformations dans les pièces.

En cas de vent important, le levage est à éviter car les risques sont alors difficilement estimables.

Il ne faut pas oublier qu'une poutre de 1,00 m de hauteur offre une résistance au vent pouvant atteindre 50 à 70 kg/ml et même au-delà.

## 7 LEVAGE

### 7.1 PRÉCAUTIONS

Pendant la période de levage, aucun autre corps d'état ne doit travailler sur l'aire de levage.

Les entreprises qui passeraient sous les ouvrages en cours de levage, le feraient à leurs risques et périls.

L'aire de levage ne doit, en aucun cas, être considérée comme une aire de circulation. Elle sera donc nettement délimitée et visiblement signalée ; en outre, son accès sera interdit par des dispositifs matériels.

## 7.2 STABILITÉ PROVISOIRE

Elle doit assurer la stabilité de la charpente jusqu'à la phase définitive, c'est-à-dire :

- jusqu'à la pose des panneaux de couverture, si ces derniers doivent servir de contreventements dans le plan de la toiture,
- jusqu'à la pose de tous les contreventements de toiture et de long-pan,
- jusqu'à ce que les scellements des palées de stabilité en long-pan soient faits et que les mortiers de scellement aient une résistance suffisante (8 à 15 jours suivant le type de mortier employé).

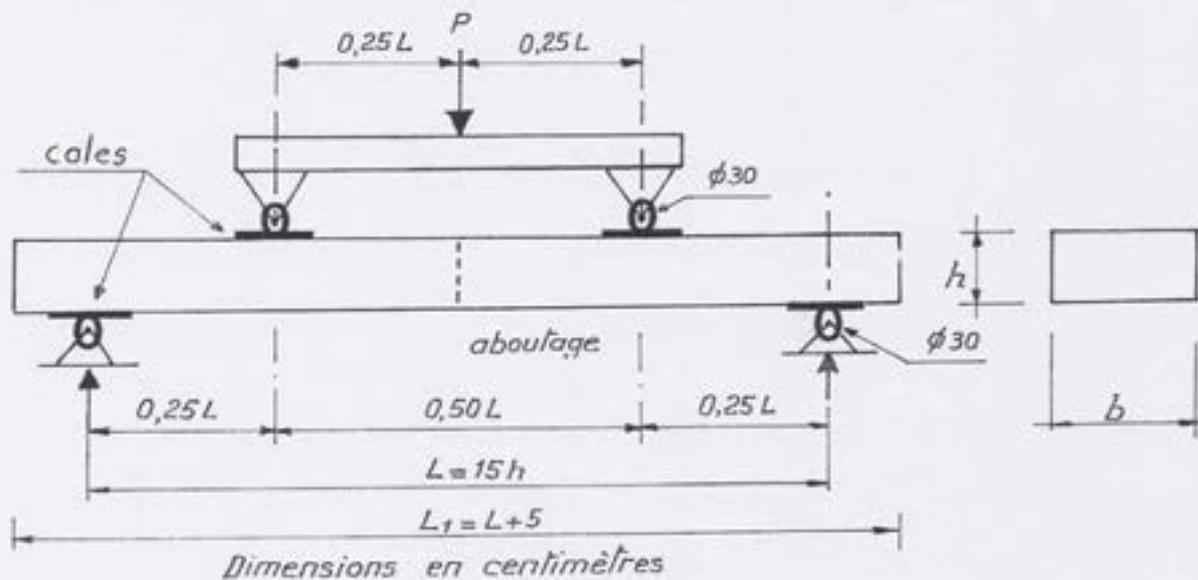
Il faut veiller aux phases provisoires de montage de la couverture et du bardage de long-pan ou de pignon qui peuvent introduire des conditions plus sévères au point de vue efforts à reprendre (cas de bâtiments ouverts par exemple sur un ou deux côtés en cours de montage). Il est alors possible d'admettre des contraintes plus élevées en phase provisoire (10/9 de la contrainte admissible).

## ANNEXE 3

# ESSAI DE FLEXION DES ABOUTAGES

### 1 PRINCIPE DE LA MÉTHODE

Détermination en flexion de la contrainte de rupture, sous charge concentrée, selon principe décrit à la figure ci-dessous.



Valeurs de  $L$ ,  $L_1$ ,  $C$ ,  $P$ , avec  $\sigma_r = 400 \text{ daN/cm}^2$  et  $b = 10 \text{ cm}$

$h$ (mm)	8	14	20	22	27	33	45
$L$ (cm)	12	21	30	33	40,5	49,5	67,5
$L_1$ (cm)	17	26	35	38	45,5	54,5	72,5
$C$ (cm)	3	5,25	7,5	8,25	10,12	12,37	16,87
$P$ (daN)	284	497	711	782	960	1170	1600

\* Prévoir les cales de répartition sous les  $\emptyset 30$ .

## 2 PRÉLEVEMENT DES ÉPROUVETTES

On prélève des lamelles aboutées d'un même lot <sup>(1)</sup> de façon à obtenir cinq éprouvettes.

Les éprouvettes doivent avoir une section se rapprochant le plus des dimensions de la lamelle. Leur longueur doit être égale à 15 fois l'épaisseur de la lamelle, plus 50 mm.

## 3 APPAREILLAGE

- Enceinte climatisée à  $20^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$  et  $65 \% \pm 5 \% \text{ Hr}$ .
- Instruments de mesure : pied à coulisse, micromètre.
- Machine d'essai permettant d'appliquer l'effort et de le mesurer avec une précision de  $\pm 1 \%$ .

Cette machine comporte :

- Deux appuis cylindriques d'une longueur supérieure à 75 mm et d'un diamètre de  $30 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ . Ces appuis ont des axes parallèles situés dans un même plan horizontal. Leur écartement est réglable.

- Un dispositif de mise en charge tel que précisé sur la figure p. 159.

Les points d'appui du dispositif de mise en charge ont les mêmes caractéristiques que les appuis cylindriques.

## 4 CONDITIONNEMENT

Les éprouvettes sont conditionnées avant essai pendant 7 jours dans une enceinte à  $20^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$  et  $65 \% \pm 5 \% \text{ Hr}$ .

Si le conditionnement n'est pas effectué, on mesure l'humidité des éprouvettes au moment des essais et les contraintes de rupture sont ramenées à leur valeur à 12 % en apportant une correction de  $8 \text{ daN/cm}^2$  par pour cent d'écart par rapport à l'humidité du bois à 12 %.

Cette correction est positive pour une humidité supérieure à 12 % et négative pour une humidité inférieure à 12 %.

Exemple : Valeur de rupture à 14 % . . . . .  $390 \text{ daN/cm}^2$   
 Valeur ramenée à 12 % . . . . .  $390 + 16 = 406 \text{ daN/cm}^2$

<sup>(1)</sup> lot : même mélange de colle, même machine, même journée

## 5 ESSAI

### *Application des charges*

Appliquer le dispositif de mise en charge sur l'éprouvette de telle sorte que l'essai de flexion soit effectué dans le sens de sollicitation.

Augmenter progressivement la charge jusqu'à rupture de l'éprouvette.

### *Expression des résultats*

La contrainte de rupture est calculée pour chaque éprouvette suivant la formule :

$$\sigma_r = \frac{3 P \cdot c}{b h^2}$$

$\sigma_r$	.....	contrainte de rupture à 12 % d'humidité en daN/cm <sup>2</sup>
$P$	.....	charge de rupture en daN
$c$	.....	quart de la distance entre appuis (0,25 L)
$b$	.....	largeur de l'éprouvette en cm
$h$	.....	épaisseur de l'éprouvette en cm

Les pièces cassées hors du joint avec des valeurs de charge inférieure à 260 daN/cm<sup>2</sup> à 12 % ne donnent pas lieu à enregistrement des valeurs pour l'évaluation des résultats.

## 6 INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

La contrainte de rupture moyenne doit être égale ou supérieure à 400 daN/cm<sup>2</sup> <sup>(1)</sup> et aucune éprouvette ne doit avoir une contrainte inférieure à 260 daN/cm<sup>2</sup> à 12 % d'H<sub>2</sub>O.

## 7 RÉSULTATS D'ESSAI

Les résultats d'essai seront notés sur le registre de collage en précisant :

- les conditions d'échantillonnage (épaisseur, largeur, humidité),
- le nombre des éprouvettes,

- les conditions de prélèvement dans le ou les éléments collés et la nature de la colle utilisée.

<sup>(1)</sup> à 12 % d'H<sub>2</sub>O

## ANNEXE 4

# RAPPEL DES NOTIONS DE CALCUL

### 1 CALCUL DES ÉLÉMENTS ISOSTATIQUES

On dit qu'un système est statiquement déterminé lorsque les trois conditions suivantes sont remplies :

- La somme des projections sur  $OX$  de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, est nulle.

$$\Sigma F_x + \Sigma R_x = 0$$

- La somme des projections sur  $OY$  de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, est nulle.

$$\Sigma F_y + \Sigma R_y = 0$$

- La somme des moments de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, est nulle.

$$\Sigma M_{(F)} + \Sigma M_{(R)} = 0$$

Le calcul des éléments isostatiques est le cas le plus simple et on peut déterminer les efforts par le graphique ou par l'analytique.

#### 1.1 CALCUL PAR LA MÉTHODE GRAPHIQUE

Elle permet de déterminer tous les cas de charges courants avec une approximation suffisante et de connaître la direction des efforts (par exemple : la résultante des réactions d'appuis, l'orientation des efforts sur un assemblage en couronne, etc...).

Toutefois, elle présente l'inconvénient d'être longue dans certains cas de charges complexes.

On l'emploie généralement pour la détermination :

- des efforts dans un système à treillis,
- des réactions des poutres simples ou des arcs à trois articulations.

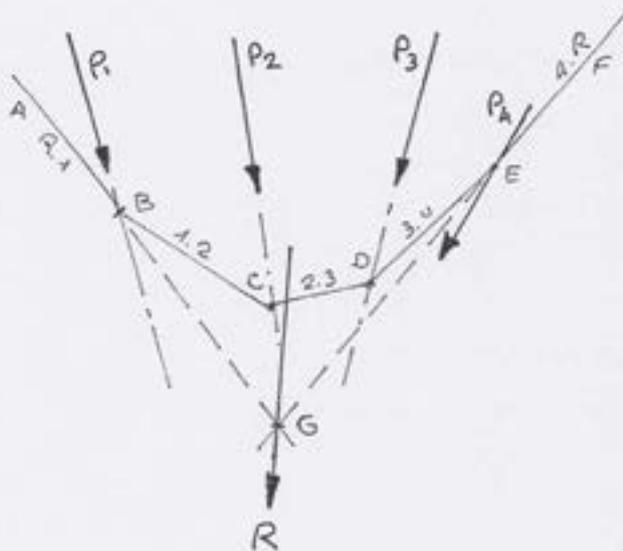
On retiendra, pour le calcul graphique, les notions suivantes :

- un effort engendre une force qui s'exprime par :
  - sa ligne d'action ou direction,
  - son sens,
  - son intensité.
- une force peut toujours être déplacée sur sa ligne d'action sans que son intensité en soit modifiée.
- une force  $F$  peut être remplacée par deux forces  $F_1$  et  $F_2$  ayant des lignes d'action quelconques.
- inversement, deux forces  $F_1$  et  $F_2$  peuvent être remplacées par une force  $F$  unique.
- une multitude de forces uniformes d'intensité « $p$ » appliquée sur une longueur « $a$ » peut être remplacée par la résultante  $R = p.a$

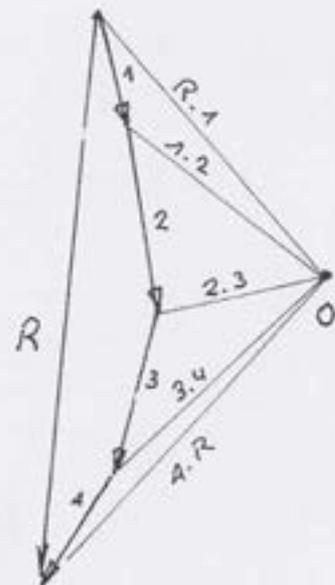
#### Rappel succinct des méthodes graphiques

La détermination de la résultante des forces se fait à l'aide de deux graphiques :

- le polygone des forces indique l'intensité et le sens de la résultante,
- le polygone funiculaire indique l'emplacement de sa ligne d'action.



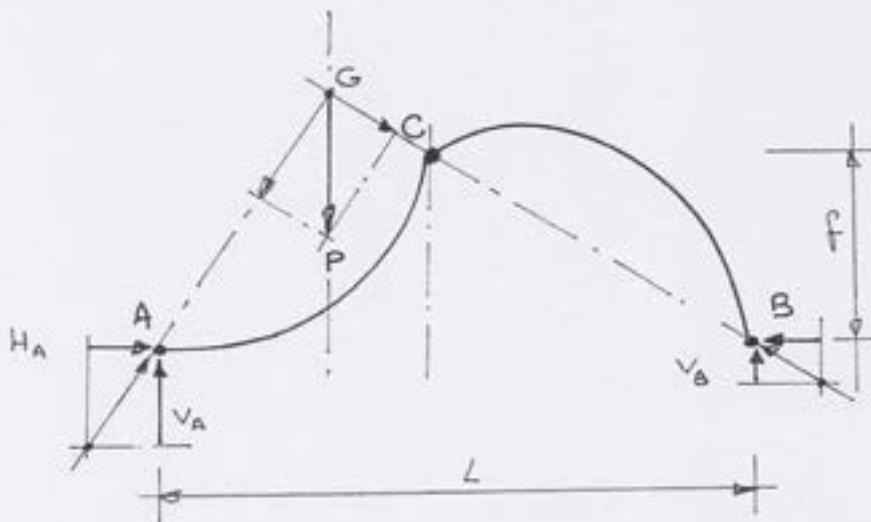
Polygone funiculaire



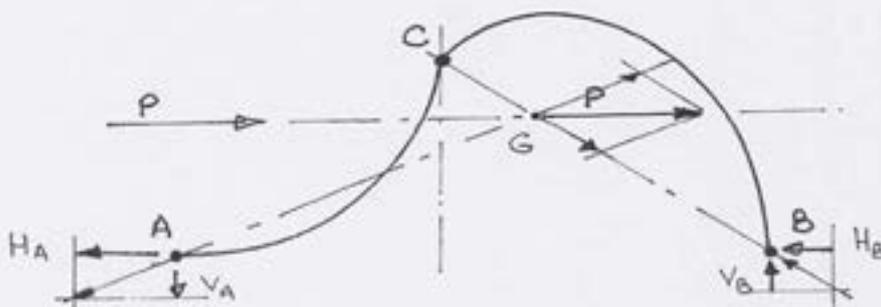
Polygone des forces

### Détermination des réactions d'un arc à trois articulations

*Effort vertical sur AC.* On remarquera que, sous l'action de charges verticales, les réactions horizontales sont de même intensité, mais de sens contraire.

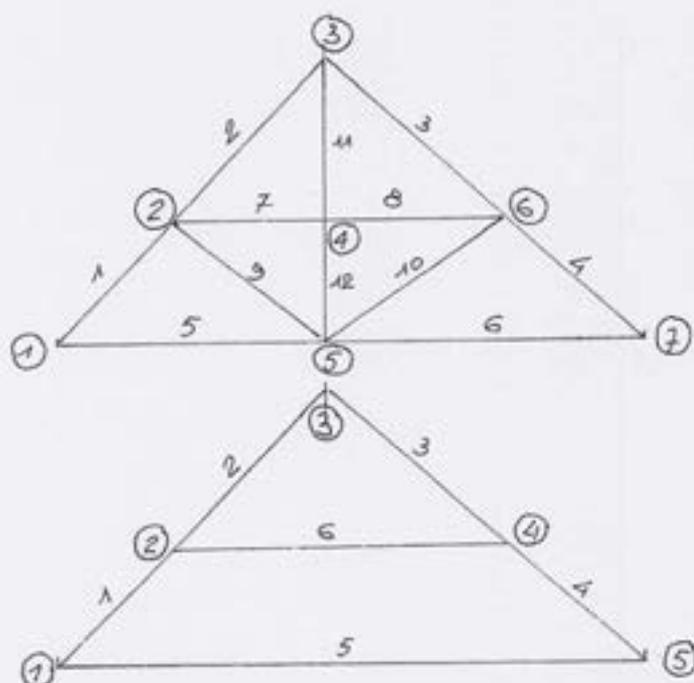


*Effort horizontal sur AC.* On remarquera que, sous l'action de charges horizontales, les réactions verticales sont de même intensité, mais de sens contraire.



*Epure de crémona.* Elle permet de déterminer les efforts dans toutes les barres de système triangulé correctement, c'est-à-dire quand le nombre de barres (B) est égal à deux fois le nombre de nœuds (2 N) moins 3.

$$B = 2N - 3$$

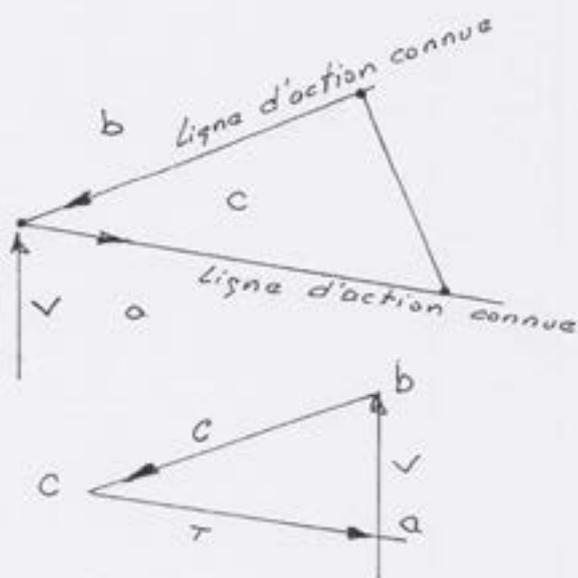


Si  $B > 2N - 3$ ,  
il y a surtriangulation.

Si  $B < 2N - 3$ ,  
il y a soustriangulation.

$$12 > 2 \times 7 - 3 = 11$$

$$6 < 2 \times 5 - 3 = 7$$



La détermination des efforts par le graphique de Crémone est basée sur la décomposition d'une force connue en deux forces dont on connaît les lignes d'action qui sont celles des barres qui aboutissent à un nœud.

La force qui s'éloigne du nœud est une traction.

La force qui se rapproche du nœud est une compression.

## 1.2 CALCUL PAR LA MÉTHODE ANALYTIQUE

La méthode analytique, souvent plus complexe, permet toutefois de résoudre avec précision tous les problèmes posés par les charpentes en bois lamellé-collé.

Elle permet, en plus, la transposition du calcul manuel sur des machines à calculer automatiques de bureau par des programmes plus ou moins complexes suivant les problèmes à traiter.

Elle fait appel à toutes les théories de la résistance des matériaux dont certains résultats courants font l'objet de formulaires.

Ces derniers donnent la solution de la plupart des cas de charges des systèmes isostatiques ou hyperstatiques courants.

Rappelons le cas fréquent de l'arc à trois articulations :

Charges uniformément réparties perpendiculaires à la ligne des appuis.

Poutre de référence :

$$V_A = V_B = 0,5 \rho L$$

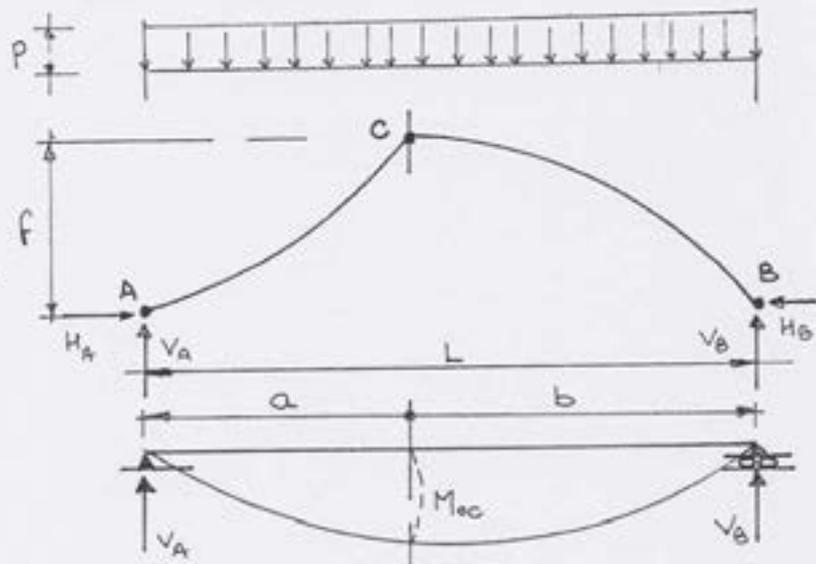
Moment en C :

$$M_{0c} = V_A \cdot a - 0,5 \rho \cdot a^2$$

Réactions de l'arc :

$$V_A = V_B = 0,5 \rho L$$

$$H_A = -H_B = \frac{M_{0c}}{f}$$

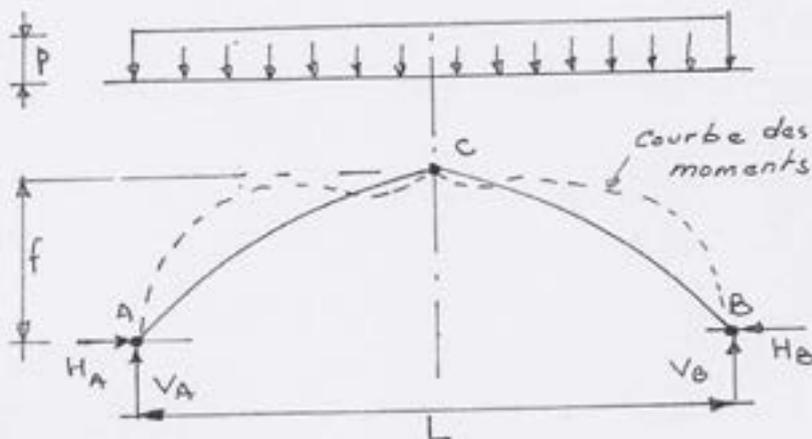


Moment dans l'arc en un point quelconque d'abscisse  $x$ , d'ordonnée  $y$  :

$$M_x = V_A x - 0,5 \rho \cdot x^2 - H_A \cdot y \quad \text{ou} \quad M_x = M_{0(x)} - H_A \cdot y$$

$M_{0(x)}$  étant le moment dans la poutre de référence sollicitée par les mêmes charges.

Cas particulier de l'arc symétrique, avec l'articulation au milieu



On a alors :

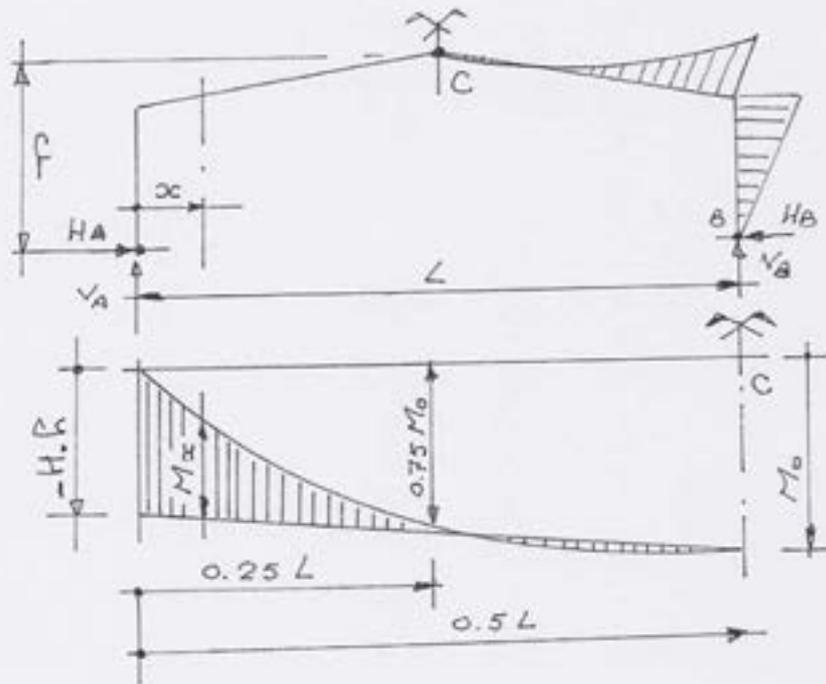
$$H_A = -H_B = \frac{\rho L^2}{8 f}$$

$$= 0,125 \frac{\rho L^2}{f} = \frac{M_{0 \max}}{f}$$

$$V_A = V_B = 0,5 \rho L$$

### Cas particulier de l'arc à versant plat

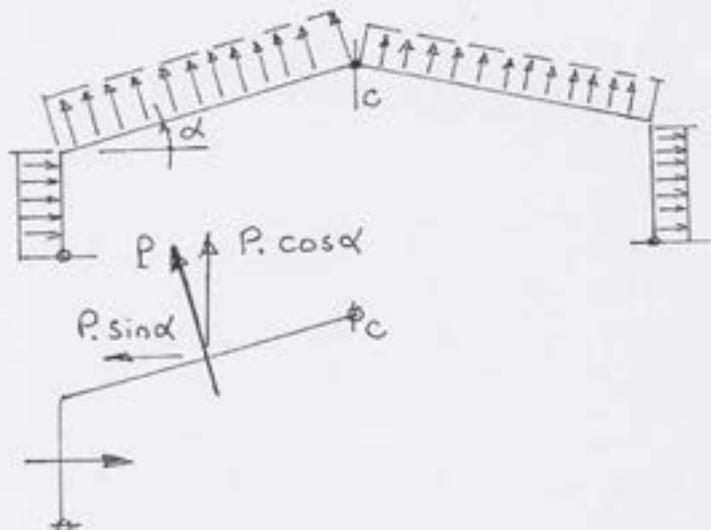
En traçant la courbe des moments de la poutre sur deux appuis et celle due à l'action de la réaction horizontale, on peut mesurer directement le moment  $M_x$  dans l'arc qui est la différence entre les deux courbes.



On peut réaliser le même tracé avec des cas de charges quelconques.

### Cas du vent

On décomposera l'action du vent sur le versant en deux actions agissant verticalement et horizontalement.



La détermination des réactions se fait facilement en isolant chaque élément  $AC$  et  $CB$  (voir 1.1).

On constate que le problème se complique dès que l'on a plusieurs cas de charges sur un même arc.

## 2 CALCUL DES ÉLÉMENTS HYPERSTATIQUES

Un système est dit hyperstatique quand sa résolution ne peut être faite avec les trois équations d'équilibre définies en 1.

La détermination des structures hyperstatiques ne peut se faire qu'analytiquement à partir des théories de la résistance des matériaux.

### 2.1 CALCUL APPROCHÉ

#### 2.1.1 Principe du calcul approché au niveau de l'avant-projet

Dans les systèmes hyperstatiques, il est souvent nécessaire, pour simplifier les calculs, de réaliser des calculs approchés en adoptant certaines hypothèses.

Le résultat de ces calculs approchés doit toujours être donné par excès pour tenir compte des simplifications.

Par calcul approché, il faut comprendre :

- Toute méthode de calcul donnant des résultats approchés à 15 % des résultats réels.
- Toute comparaison avec des structures existantes, à condition de respecter :

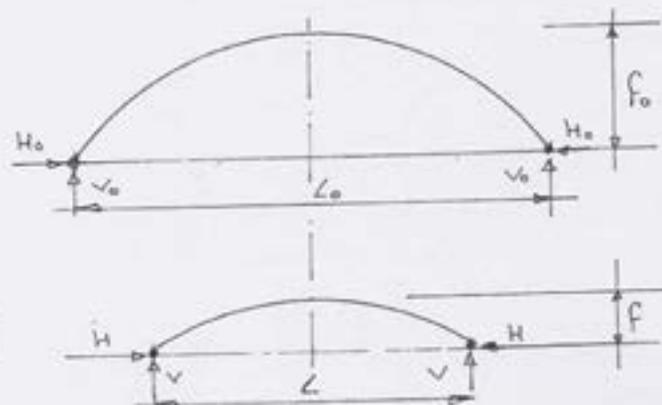
- les rapports de charges,
- les rapports de portée et de flèche.

En particulier pour les arcs à deux articulations, on peut admettre d'utiliser un calcul approché si :

$$0,8 < \frac{(L_0)^2}{(L)^2} < 1,25$$

$$0,8 < \frac{f_0}{f} < 1,25$$

avec  $L_0$  et  $f_0$  : la portée et la flèche de l'arc de comparaison.



- Toute évaluation de charges qui permet de transformer des cas de charges complexes en cas de charges simples.
- Toute méthode de calcul qui néglige les efforts normaux, les efforts tranchants ou les déformations.
- Toute assimilation d'une forme donnée pour se rapprocher d'une forme existante dans des formulaires.

## 2.2 CALCUL PRÉCIS

Il fait intervenir tous les théorèmes de la résistance des matériaux et nécessite une parfaite maîtrise du calcul analytique.

Généralement, pour résoudre un système hyperstatique, il faut effectuer successivement les opérations suivantes :

- 1) rendre le système isostatique en supprimant autant de liaisons extérieures et en effectuant autant de coupures fictives (liaisons intérieures) qu'il est nécessaire,
- 2) déterminer les efforts agissant sur le système coupé : efforts tranchants, moments fléchissants, efforts normaux,
- 3) remplacer les efforts de liaison (forces ou moments supprimés) par des efforts inconnus,
- 4) écrire que les déformations du système coupé, sous l'action des charges extérieures d'une part et sous l'action des forces inconnues seules d'autre part, sont compatibles.

La méthode du potentiel, ou méthode de travail minimal, conduit à calculer des expressions de la forme :

$$X = \frac{\int \left( \frac{Mm}{EI} + \frac{Tt}{ES'} + \frac{Nn}{ES} \right) ds}{\int \left( \frac{m^2}{EI} + \frac{t^2}{ES'} + \frac{n^2}{ES} \right) ds}$$

dans laquelle :

- $M, T, N$  . . . . . moment fléchissant, effort tranchant, effort normal dans le système rendu isostatique,  
 $m, t, n$  . . . . . les mêmes forces sous l'effet des efforts de liaisons inconnues.

On constate que, si on emploie la méthode approchée en négligeant  $T$  et  $N$ , on arrive à des calculs beaucoup plus simples (voir 2.21).

On se référera aux ouvrages classiques de la Résistance des Matériaux.

Manuellement, le problème se complique très rapidement dès que l'on veut calculer exactement une structure ayant plus de deux inconnues hyperstatiques.

Aussi, il est intéressant d'avoir recours au calcul traité par l'informatique qui permet de résoudre pratiquement tous les problèmes rencontrés en charpente L.C. aussi bien dans le plan que dans l'espace.

### 2.21 Arc à section variable

Principe de calcul d'un arc à deux articulations sous l'action de charges uniformes verticales :

1) Découper l'arc en  $n$  éléments de longueur  $ds$  (prendre  $n = 10$  ou  $20$ ) et relever les coordonnées  $x$  et  $y$  à chaque point.

2) Calculer les réactions et les moments dans la poutre de référence soumise aux mêmes sollicitations.

3) Calculer la poussée  $H$  à partir de l'expression :

$$H = \frac{\sum \frac{M_0 \cdot y \cdot ds}{I}}{\sum \frac{y^2 \cdot ds}{I}}$$

4) Calculer le moment en chaque point :

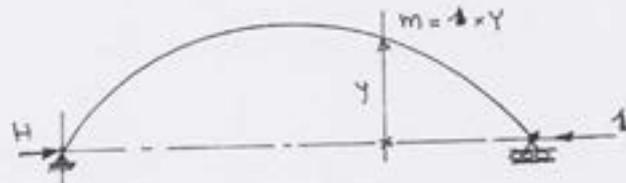
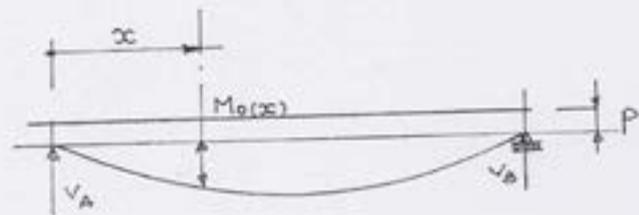
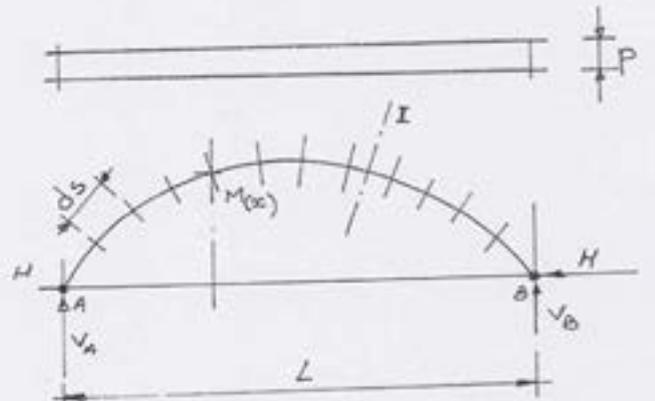
$$M_x = M_0(x) - H \cdot y$$

avec  $M_0(x) = V_A \cdot x - 0,5 \cdot p \cdot x^2$

Arc à section constante

$$H = \frac{\sum M \cdot y \cdot ds}{\sum y^2 \cdot ds}$$

Cas où  $ds$  est constant :  $H = \frac{\sum M_0 \cdot y}{\sum y^2}$



Les expressions données pour le calcul de  $H$  ne sont que des cas particuliers de l'expression générale du § 2.2.

En effet, l'inconnue  $X$  recherchée est, dans le cas présent, la poussée  $H$  et les valeurs de  $m$  et  $m^2$  ne sont autres que  $y$  et  $y^2$  (sous l'action d'une charge unitaire appliquée au niveau de l'appui ; le moment  $m$  est égal à  $1 \cdot y$ ).

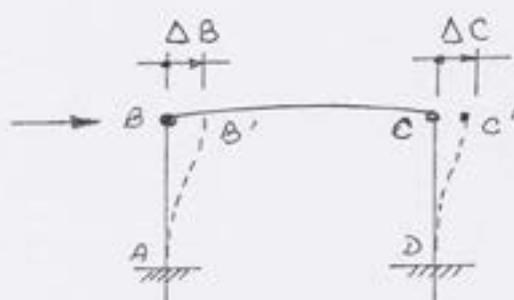
### 3 CALCUL DES ÉLÉMENTS MIXTES

#### 3.1 BOIS + ACIER

Ces structures sont généralement composées d'une traverse en bois lamellé-collé fixée sur un poteau métallique.

La liaison traverse-poteau peut être articulée ou encadrée.

#### 3.11 Liaison articulée



On obtient le schéma simple ci-contre :

La traverse  $BC$  peut être droite ou courbe.

Sous l'action des charges verticales, la poutre  $BC$  se comporte comme une poutre sur deux appuis.

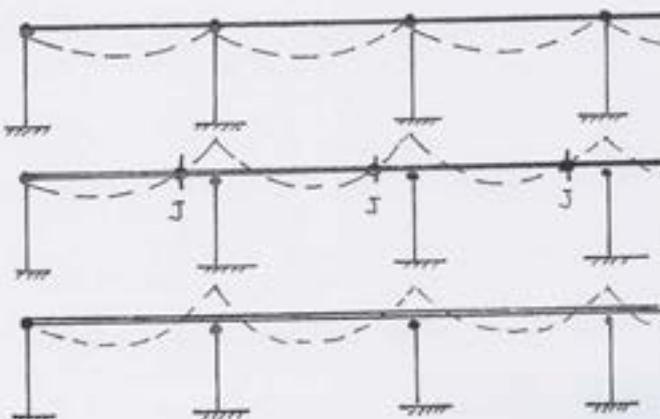
Sous l'action des charges horizontales, ce sont les poteaux qui se comportent comme une console. La particularité, toutefois, réside dans la liaison des points  $B$  et  $C$  par la traverse  $LC$ .

En négligeant la déformation de la traverse sous l'action des efforts axiaux, on doit avoir le même déplacement des points  $B$  et  $C$ , sous l'action d'une sollicitation horizontale quelconque.

$$\Delta B = \Delta C$$

Le schéma précédent peut être multiplié «n» fois et les traverses peuvent être :

- soit sur deux appuis,
- soit en cantilever,
- soit en continu.



### 3.12 Liaison encastrée

Il est souvent intéressant d'encastrer la traverse sur le poteau, ce qui permet de réduire les déformations en travée. Mais l'inconvénient réside alors dans la réalisation d'un encastrement efficace.

Aussi, on peut remplacer cet encastrement par un dispositif en V équivalent suivant le croquis ci-contre :

Le poteau est, dans ce cas, généralement articulé en pied.

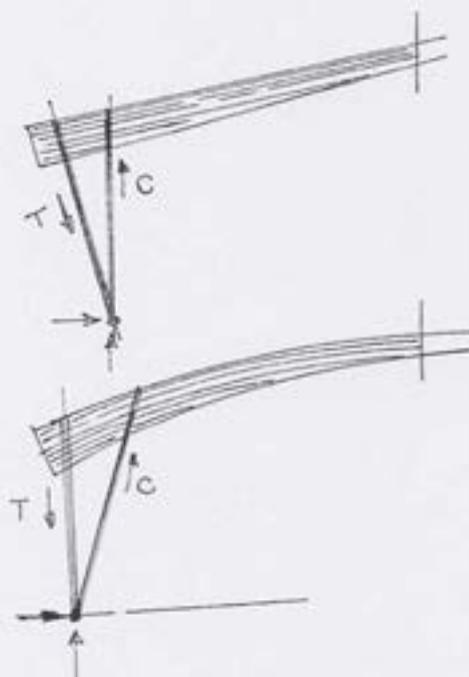
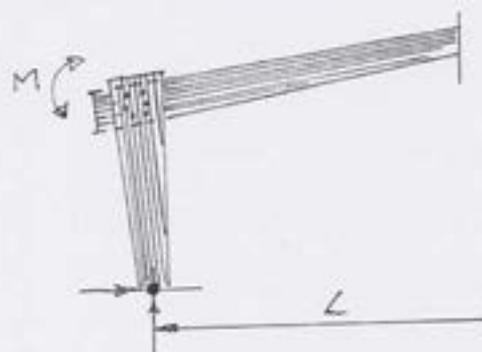
Cette disposition simplifie les assemblages.

On obtient alors un portique à deux ou trois articulations suivant la forme et la portée du bâtiment.

La traverse LC peut être droite ou courbe.

Dans le calcul de déformation, on devra tenir compte du module  $E$  de l'acier et du bois.

On peut, évidemment, dans ces cas, utiliser aussi des poteaux en bois L.C.

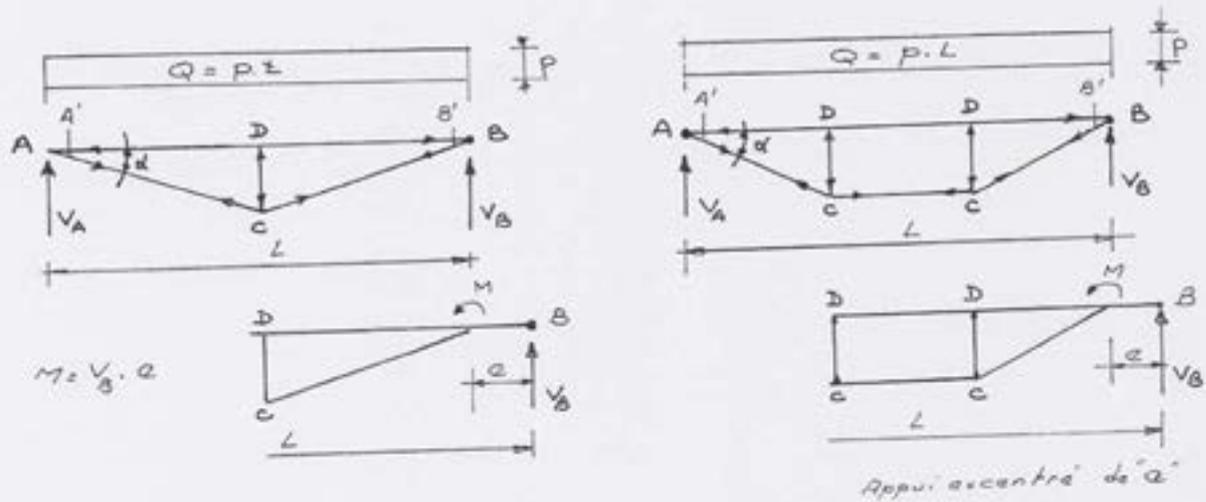


### 3.13 Poutres sous-tendues

Ce système de poutre a l'avantage de réduire les déformations.

La difficulté réside, toutefois, dans la fixation de l'effort du tirant métallique sur la poutre. Ce tirant peut être en bois lamellé-collé, ce qui lui permet, éventuellement, de résister à des efforts de compression.

Le schéma de cette poutre se présente ainsi :



Pour une charge uniforme :

$$A' = B' = - \frac{3 Q}{16}$$

$$A' = B' = \frac{4 Q}{30}$$

$$CD = - \frac{5 Q}{8} \quad M_D = \frac{Q L}{32}$$

$$CD = - \frac{11 Q}{30} \quad M_D = \frac{Q L}{90}$$

$$AC = CB = + \frac{5 Q}{16 \sin \alpha}$$

$$AC = BC = \frac{11 Q}{30 \sin \alpha}$$

$$AB = - \frac{5 Q}{16 \operatorname{tg} \alpha}$$

$$AB = - \frac{11 Q}{30 \operatorname{tg} \alpha}$$

$$CC = + \frac{11 Q}{30 \operatorname{tg} \alpha}$$

NOTA - Les formules ci-dessus ne tiennent pas compte des allongements du tirant et la traverse L.C. se comporte comme une poutre continue sur trois ou quatre appuis.

On rappelle que pour obtenir l'allongement  $\Delta L$  d'une barre de longueur  $L$  soumise à un effort axial  $N$ , il suffit d'appliquer la formule :

$$\Delta L = \frac{F}{S} \cdot \frac{L}{E}$$

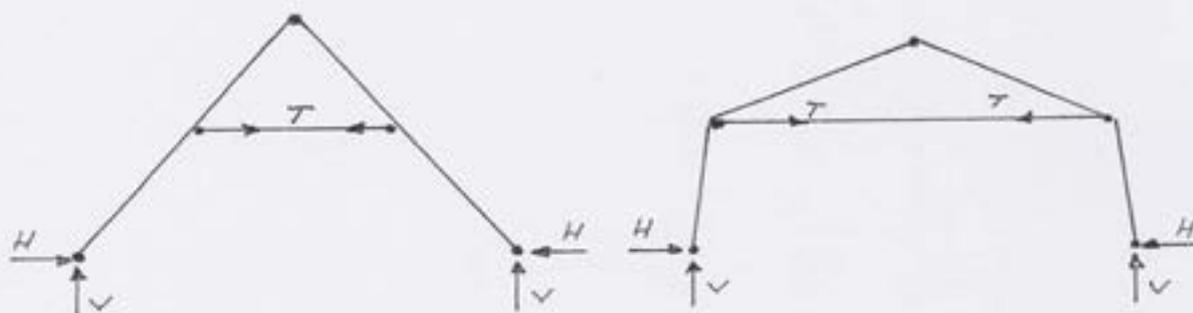
avec  $S$  ..... section droite,  
 $E$  ..... module d'élasticité longitudinale des matériaux  
 (pour l'acier  $E = 21\ 000\ \text{kg/mm}^2$ ).

Ces systèmes ne doivent être employés que dans des cas de sollicitations *irréversibles*, sinon le tirant n'agirait plus.

On évitera d'employer ce système pour des angles supérieurs à  $30^\circ$  car la fixation du tirant deviendrait difficile à réaliser.

### 3.14 Portiques ou arcs sous-tendus

On peut, dans certains cas, utiliser un tirant en acier pour réduire les moments dans un portique à deux ou trois articulations.



Ce tirant peut être aussi en bois lamellé-collé.

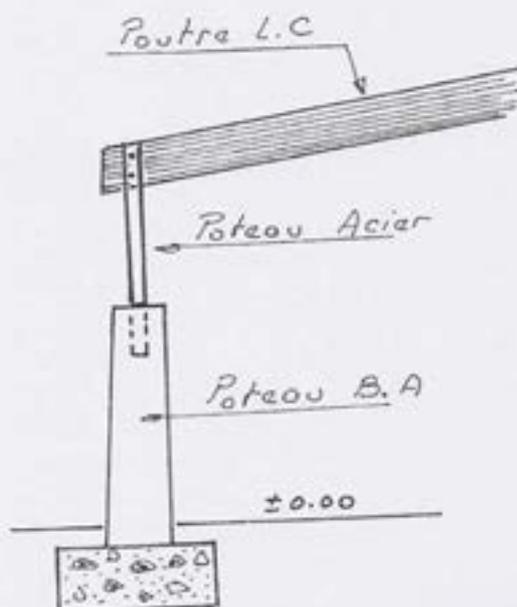
### 3.2 BOIS + BÉTON

Ce type de structure ne peut se concevoir qu'avec des poteaux B.A. encastrés en pied et des traverses articulées, en cantilever ou en continu, mais rarement encastrées sur les poteaux B.A.

On retrouvera les mêmes schémas qu'en 3.11.

### 3.3 BOIS + ACIER + BÉTON

Dans certains cas particuliers et assez rares, on peut rencontrer ce type d'ossature qui peut se présenter alors sous cette forme :



- a) poteau articulé ou encastré sur la traverse,
- b) poteau encastré ou articulé en tête du poteau *B.A.*
- c) poteau *B.A.* toujours encastré sur les fondations.

Le calcul doit être mené en tenant compte des modules d'élasticité  $E$  des trois matériaux. On peut, toutefois, utiliser un module unique à condition d'affecter les inerties d'un coefficient d'équivalence approprié.

## 4 CALCUL SUR ORDINATEUR

### 4.1 INITIATION AU CALCUL SUR ORDINATEUR

Elle se présente sous deux formes :

- soit à l'exploitation d'un programme de calcul général existant, c'est le cas le plus fréquent et le plus simple,
- soit à la création d'un programme de calcul nouveau.

Cette deuxième possibilité est difficilement envisageable aux niveaux des entreprises de charpente en bois lamellé-collé, du moins sur des ordinateurs importants.

Il est possible, sur des machines à calculer programmables de bureau, de réaliser des calculs types pour différentes structures, par exemple :

- les portiques multiples,
- les arcs à deux ou trois articulations,
- les fermes de forme donnée, par exemple les fermes en A,
- les poutres continues, etc...

Cette façon de procéder nécessite souvent d'avoir un programme distinct pour chaque type de structure.

L'entreprise doit alors avoir dans son bureau d'études un responsable capable d'exploiter un programme existant ou de réaliser des programmes appropriés à ses besoins.

### 4.2 HYPOTHÈSES DE CALCUL

Avec le calcul sur ordinateur, il est extrêmement important de vérifier l'introduction des hypothèses, en particulier :

- pour les coordonnées des nœuds,
- pour les unités,
- pour les appuis (fixes, mobiles, encastrés, etc...),
- pour les barres (continues, articulées, etc...),
- pour l'orientation des barres,

- pour les modules de déformation (du bois, de l'acier, du béton ...),
- pour les caractéristiques des sections de la structure,
- pour les charges de calculs (sens des efforts).

On doit également demander un tracé de l'épure afin de vérifier que la géométrie de la structure est respectée, surtout dans le cas de charpente de forme complexe.

### 4.3 EXPLOITATION DES RÉSULTATS

Les résultats de calcul sur ordinateur se présentent souvent par des listes extrêmement importantes qu'il faut interpréter et exploiter.

On obtient en général :

- l'effort normal,
  - l'effort tranchant,
  - le moment fléchissant,
  - les déformations verticale et horizontale à chaque nœud,
  - les réactions et, éventuellement, les déplacements ou rotations des appuis.
- } à chaque extrémité de la barre

A partir de ces éléments, il faut déterminer les sections correspondantes et vérifier qu'elles restent compatibles avec celles prises en compte pour le calcul. Sinon, il est nécessaire de refaire un deuxième passage avec ces nouvelles sections qui, souvent, ne perturbent que d'assez peu les efforts dans la structure (sauf éventuellement dans des systèmes hyperstatiques) mais peuvent être déterminantes pour les déformations.

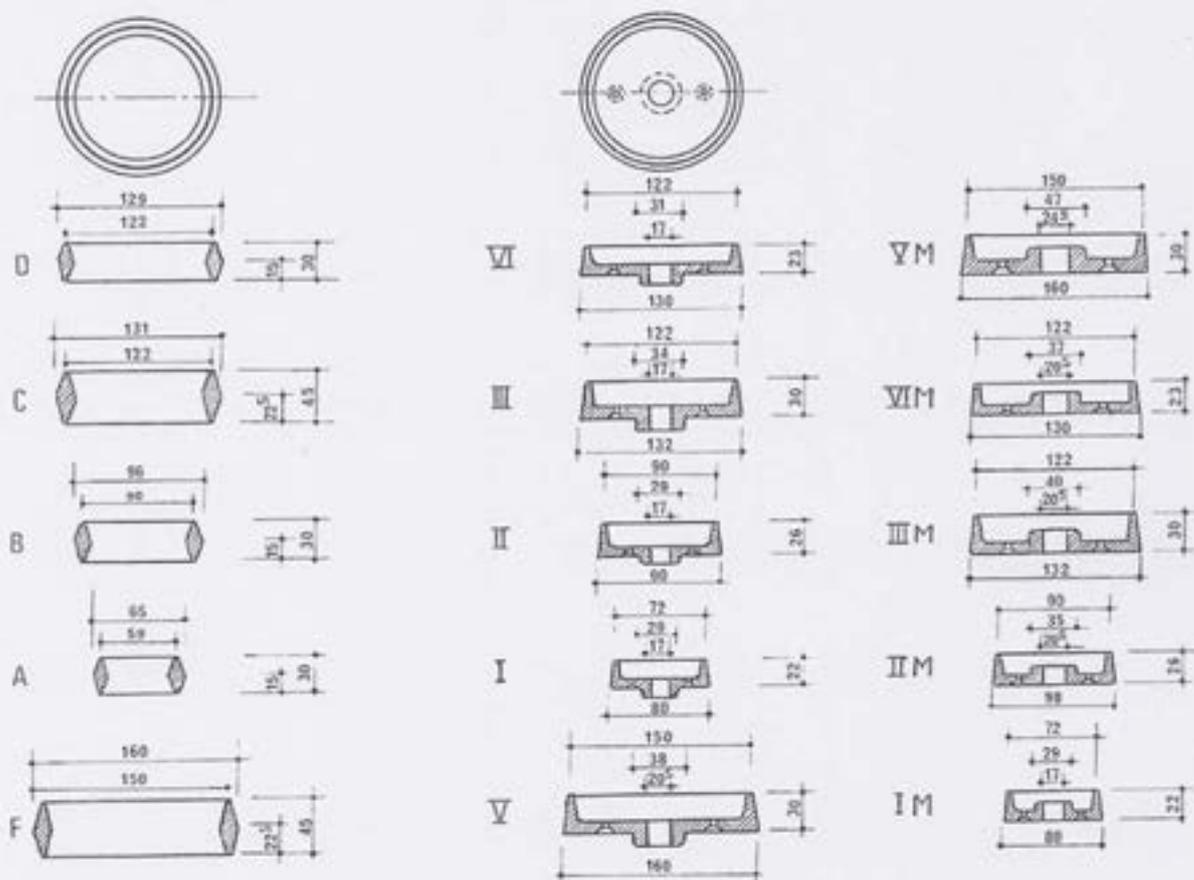
Tableau d'emploi des anneaux U.R.  
Charge admissible pour un anneau

## ASSEMBLEURS U.R.

TYPE: A.B.C.D.F

Alliage A<sub>2</sub>G Coquille

TYPE: I.II.III.VI.V



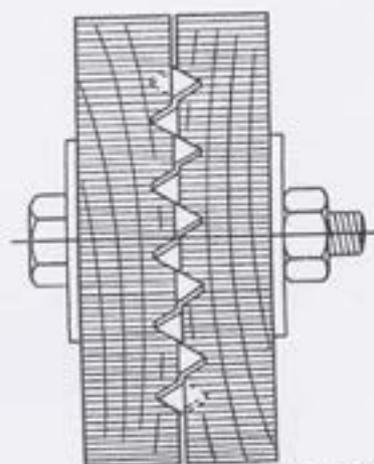
Assemblage bois/bois	Assemblage bois/métal	Diamètre en mm	Hauteur en mm	Boulon diamètre	Charge admissible en kg			Dist. minim. à en m/m
					$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60^\circ < \alpha < 90^\circ$	
A		65	30		1150	1000	900	140
	I	80	30	16	1400	1250	1100	180
B	II	95	30	16	1700	1450	1250	220
C	III	128	45	16	2800	2350	1900	300
D	IV	128	30	16	2100	1700	1400	250
F	V	160	45	20	3400	2750	2150	340

## « CRAMONS BULLDOG »

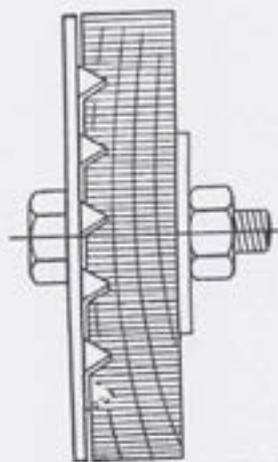
Dimension en mm	$\phi$ du trou (modèle à double denture) mm (1)	$\phi$ du boulon mm (2)	Charge admissible par crampon (y compris l'influence du boulon) kg	Section min. du bois mm	Talon min. derrière le dernier boulon mm	Distance entre boulons d'une même file mm
40 x 40	16	10	400	20 x 50	50	70
		12	450			
		16	500			
$\phi$ 48	17	10	500	20 x 65	50	70
		12	550			
		16	600			
$\phi$ 62	21	12	600	25 x 80	70	90
		16	650			
		20	700			
$\phi$ 75	26	12	750	25 x 90	80	110
		16	800			
		22	900			
$\phi$ 95	33	16	1 000	35 x 120	100	140
		20	1 200			
		26	1 300			
100 x 100	40 x 40	16	1 500	40 x 130	110	170
		20	1 700			
		26	1 800			
$\phi$ 117	40	20	1 700	50 x 150	120	180
		22	1 900			
		26	2 000			
130 x 130	52 x 52	20	2 000	50 x 165	150	200
		22	2 300			
		26	2 500			
70 x 130	26	16	1 600	50 x 110	120	180
		20	1 800			
		26	1 900			

(1) Pour le modèle à double denture, le diamètre du boulon peut être indifféremment inférieur ou égal au diamètre du trou central.

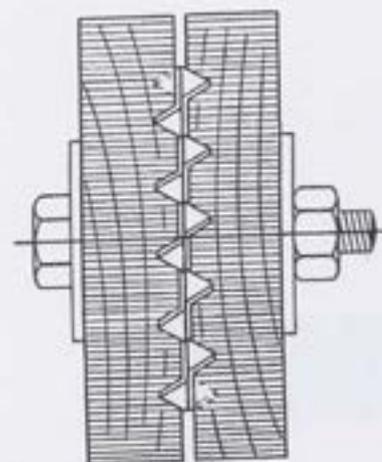
(2) Pour le modèle à simple denture, il est indispensable d'utiliser un boulon d'un diamètre correspondant à celui du trou central du crampon choisi.



**BULLDOG A DOUBLE DENTURE**

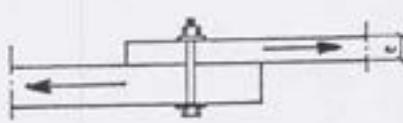


**BULLDOG A SIMPLE DENTURE**



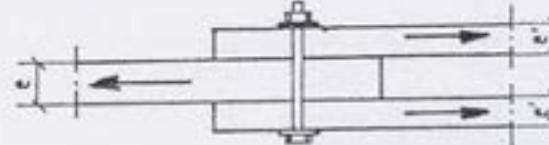
## TABLEAUX DES CHARGES ADMISSIBLES EN Kg POUR LES BOULONS DU COMMERCE

I. — Cas du simple cisaillement :  $F_1 = 80 d \sqrt{e}$  ( $e \leq 75$  mm).



	e = 20 mm			e = 27 mm			e = 35 mm		
Bois le plus mince									
∅ du boulon .....	8	10	12	8	10	12	8	10	12
Charges admissibles .	90	105	120	105	130	160	120	150	180
	e = 50 mm			e = 65 mm			e = 75 mm et +		
Bois le plus mince									
∅ du boulon .....	10	12	14	10	12	14	12	14	16
Charges admissibles .	180	215	240	200	240	290	260	300	350
	e = 20 mm			e = 27 mm			e = 35 mm		

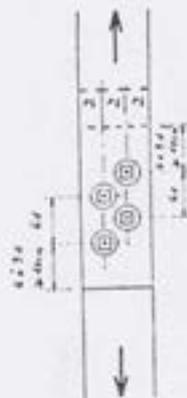
II. — Cas du double cisaillement :  $F_2 = 200 d \sqrt{e}$  ( $e \leq 120$  mm et  $e' \leq 2/3 e$ ).



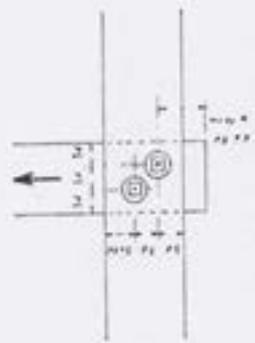
	e = 20 mm e' ≥ 13 mm			e = 27 mm e' ≥ 18 mm			e = 35 mm e' ≥ 23 mm		
Bois intr et extr									
∅ du boulon .....	8	10	12	8	10	12	8	10	12
Charges admissibles .	230	260	300	260	330	400	300	375	450
	e = 50 mm e' ≥ 33 mm			e = 65 mm e' ≥ 42 mm			e = 75 mm e' ≥ 50 mm		
Bois intr et extr									
∅ du boulon .....	10	12	14	10	12	14	12	14	16
Charges admissibles .	450	540	600	510	600	720	660	750	880
	e = 90 mm e' ≥ 60 mm			e = 105 mm e' ≥ 65 mm			e ≥ 120 mm e' ≥ 75 mm		
Bois intr et extr									
∅ du boulon .....	14	16	18	16	18	20	16	18	20
Charges admissibles .	840	960	1 080	1 040	1 160	1 300	1 100	1 250	1 380
	e = 20 mm e' ≥ 13 mm			e = 27 mm e' ≥ 18 mm			e = 35 mm e' ≥ 23 mm		

### III. — Répartition des boulons.

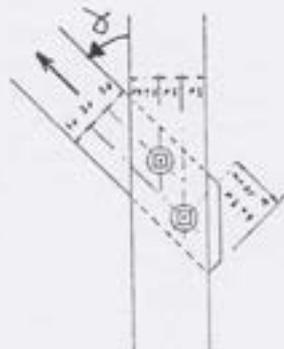
Diamètre des boulons	8	10	12	14	16	18	20	22	24
δ min. transversal $d_1$ .....	25	30	35	40	48	55	60	65	70
δ min. longitudinal $d_2$ .....	50	60	70	85	95	110	120	130	140
Talon min. $d_3$ .....	100	100	100 à 110	100 à 125	100 à 140	110 à 160	120 à 180	130 à 200	140 à 210



Bois à fil parallèle.



Bois à fil d'équerre.



Bois à fil oblique

Croquis C : Disposition des boulons.

### IV. — Dimensions des rondelles et plaquettes.

Ø boulon	Rondelles					Plaquettes									
	Ø extér.	Ø trou	Epaiss.	Ø boulon	Ø extér.	Ø trou	Epaiss.	Ø boulon	Côté	Ø trou	Epaiss.				
8	30	9	2.5	16	50	18	5.0	16	50	18	6.0	24	70	26	8.0
10	36	11	3.0	18	55	20	6.0	18	55	20	6.0	27	80	30	9.0
12	40	14	4.0	20	60	22	6.0	20	60	22	7.0	30	90	33	10.0
14	45	16	5.0	22	65	24	6.5	22	65	24	8.0	30	90	33	10.0

(Extrait doc. CTB)

V. — Tableaux des diamètres minimaux des boulons.

Diamètre min. des boulons	Epaiss. bois	27	35	50	65	75	90	105	120
Entre flasques métalliques . . . . .	∅ boulons	8	8	10	10	12	14	16	18
Entre 2 éléments d'épaisseur $e/2$	∅ boulons	8	10	12	16	18	20	22	24
Entre 2 éléments d'épaisseur $e$ . . .	∅ boulons	10	12	14	18	20	22	24	27

VI. — Coefficient complémentaire de résistance selon l'essence.

	Peuplier	Méleze	Chêne et bois durs
Coefficient	0,8	1,1	1,3

VII — Réduction des efforts admissibles

- On appliquera les coefficients de réduction suivants en fonction de la direction de l'effort par rapport aux fibres du bois :

$0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$k = 1$
$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$k = 0,90$
$60^\circ < \alpha \leq 90^\circ$	$k = 0,80$

- Pour des assemblages comportant «n» boulons en ligne :

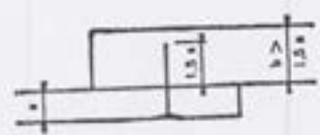
$4 < n \leq 8$	$k = 0,90$
$n > 8$	$k = 0,80$

# TABLEAU des CHARGES ADMISSIBLES par POINTE ORDINAIRE du COMMERCE

a mm	Pointes long - N°	∅ mm	Charges kg	a mm	Pointes long - N°	∅ mm	Charges kg	a mm	Pointes long - N°	∅ mm	Charges kg
---------	----------------------	---------	---------------	---------	----------------------	---------	---------------	---------	----------------------	---------	---------------

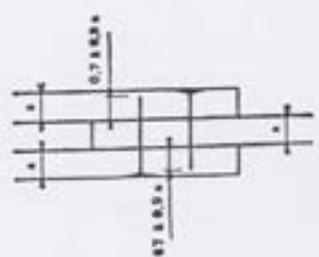
I. — Cas du simple cisaillement : bois mince cloué sur bois plus épais.

20	50-16	2,7	20	27	60-16	2,7	35	35	80-18	3,4	50
	60-16	2,7	25		70-17	3,0	40		90-19	3,9	60
	70-17	3,0	35		80-18	3,4	45		100-20	4,4	70
50	100-20	4,4	80	65	125-22	5,4	110	75	140-23	5,9	140
	110-21	4,9	90		140-23	5,9	130		160-24	6,4	160
	125-22	5,4	100		160-24	6,4	150		180-25	7,0	180



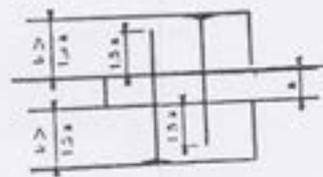
II. — Cas du cisaillement symétrique : 3 bois de même épaisseur.

20	50-16	2,7	35	27	70-17	3,0	60	35	90-19	3,9	90
	60-16	2,7	45		80-18	3,4	75		100-20	4,4	110
50	125-22	5,4	140	65	160-24	6,4	190	75	180-24	6,4	240
	140-23	5,9	160		180-24	6,4	220		200-25	7,0	280



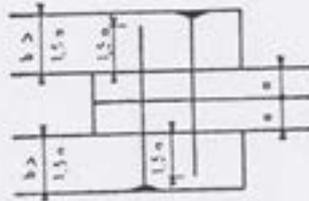
a mm	b mm	Pointes long - N°	∅ mm	Charges kg.	a mm	b mm	Pointes long - N°	∅ mm	Charges kg
---------	---------	----------------------	---------	----------------	---------	---------	----------------------	---------	---------------

III. — Cas du double cisaillement : bois mince entre 2 bois épais, éléments parallèles ou biais.

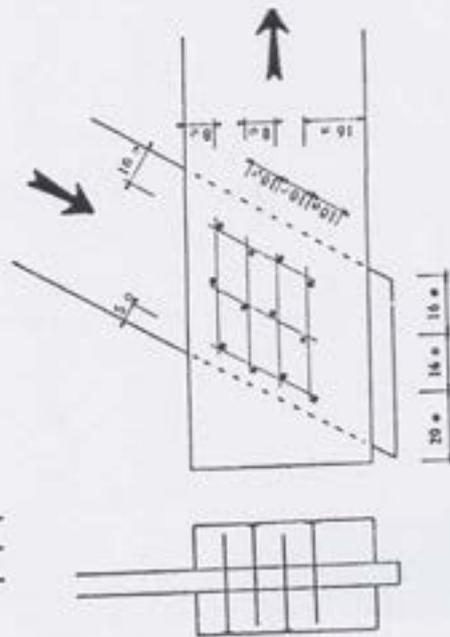


15	22	60-16	2,7	60						
18	27	70-17	3,0	80	22	35	90-19	3,9	110	
27	40	100-20	4,4	140	35	55	140-23	5,9	200	
					50	75	180-25	7,0	300	

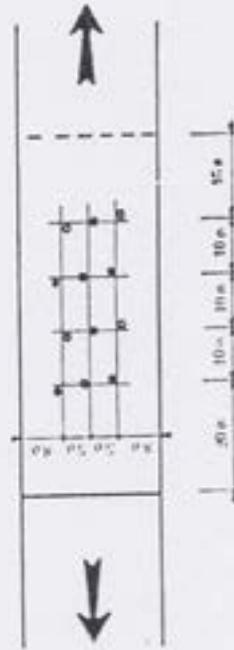
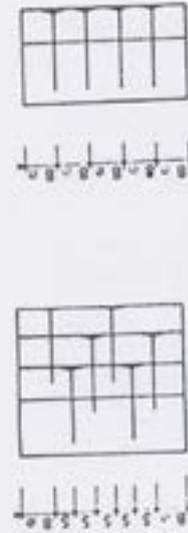
IV. — Cas du triple cisaillement : 2 bois minces entre 2 bois épais, éléments biais juxtaposés (Pointes longs et fines).



15	24	70-16	2,7	80	18	27	80-17	3,0	100	
22	35	100-19	3,9	150	27	40	125-21	4,9	200	
					35	55	180-23	5,9	260	



## RÉPARTITION DES POINTES



simple  
cisaillement

double cisaillement

cisaillement symétrique

Diamètre des pointes en fonction de la pièce la plus mince de l'assemblage	Bois tendre et frais de sciage		Bois dur et frais de sciage ou bois tendre et sec		Bois dur et sec	
	Epaisseur		Epaisseur		Epaisseur	
	< 30 mm	> 30 mm	< 30 mm	> 30 mm	< 30 mm	> 30 mm
Pièces extérieures recevant le clouage .....	a/8	a/9	a/9	a/10	a/10	a/11
Pièces intérieures isolées à fil parallèle ou oblique.....	a/6	a/7	a/7	a/8	a/8	a/9
Pièces intérieures juxtaposées côte à côte, et à fil oblique ..	a/5	a/6	a/6	a/7	a/7	a/8

**Longueur des pointes :** La pénétration dans le dernier élément assemblé doit être, environ, de 0,80 a pour le cisaillement symétrique et de 1,5 a pour le cisaillement normal (simple, double ou triple).

**Densité du clouage :**

	Pour les bois extérieurs	Pour les bois intérieurs
Distance entre pointes dans le sens des fibres du bois .....	16 diamètres	10 diamètres
Distance entre pointes dans le sens perpendiculaire aux fibres du bois .....	8 diamètres	5 diamètres
Distance entre la dernière pointe et l'about d'une pièce tendue dans le sens des fibres ...	20 diamètres	16 diamètres
Distance entre la file des pointes et le bord d'un élément perpendiculairement aux fibres: Bord chargé .....	16 diamètres	10 diamètres
Bord non chargé .....	8 diamètres	5 diamètres

**Résistance des assemblages cloués par pointe** (d en 1/10 de millimètres, e en centimètres, F en kilogrammes) :

Simple cisaillement :  $F = 0,8 d \sqrt{e}$ .

Cisaillement symétrique :  $F = 1,3 d \sqrt{e}$

Double cisaillement :  $F = 2 d \sqrt{e}$ .

Triple cisaillement :  $F = 2,6 d \sqrt{e}$ .

**Coefficient complémentaire de résistance selon l'essence :**

	Peuplier	Mélèze	Chêne
Coefficient	0,8	1,1	1,3

**Réduction des charges admissibles dans le cas d'un grand nombre de pointes :**

10 % pour les assemblages comportant de 10 à 20 pointes par face ;

20 % pour les assemblages comportant plus de 20 pointes par face ;

10 % pour clouage continu de densité supérieure au tiers de la densité limite ;

20 % pour clouage continu de densité supérieure aux deux tiers de la densité limite.

**Influence de l'humidité des bois :** Si de grandes variations d'humidité sont à prévoir, diminuer les charges admissibles. Pour des écarts importants (construction à l'air libre) diminuer de 25 %.

**Résistance à l'arrachement :** Prendre 30 % de la résistance au simple cisaillement.

Caractéristiques des sections rectangulaires en bois lamellé-collé

$h$	$b$	8	10	11	12	14	16	18	20
$i_x$	$i_y$	2.31	2.89	3.18	3.47	4.05	4.62	5.20	5.78
30	A	240	300	330	360	420	480	540	600
	I/v	1200	1500	1650	1800	2100	2400	2700	3000
8.67	I	1,80	2,25	2,48	2,70	3,15	3,60	4,05	4,50
35	A	280	350	385	420	490	560	630	700
	I/v	1632	2040	2244	2448	2856	3264	3672	4080
10.12	I	2,86	3,57	3,93	4,28	5,00	5,71	6,43	7,14
40	A	320	400	440	480	560	640	720	800
	I/v	2132	2666	2932	3199	3732	4265	4798	5332
11.56	I	4,26	5,33	5,86	6,39	7,46	8,53	9,59	10,66
45	A	360	450	495	540	630	720	810	900
	I/v	2700	3375	3712	4050	4725	5400	6075	6750
13.01	I	6,07	7,59	8,35	9,11	10,63	12,14	13,66	15,18
50	A	400	500	550	600	700	800	900	1000
	I/v	3332	4166	4582	4999	5832	6665	7498	8332
14.45	I	8,33	10,41	11,45	12,49	14,57	16,66	18,74	20,82
55	A	440	550	605	660	770	880	990	1100
	I/v	4032	5040	5544	6048	7056	8064	9072	10.080
15.90	I	11,09	13,86	15,25	16,63	19,40	22,18	24,95	27,72
60	A	480	600	660	720	840	960	1080	1200
	I/v	4800	6000	6600	7200	8400	9600	10.800	12.000
17.34	I	14,40	18,00	19,80	21,60	25,20	28,80	32,40	36,00
65	A	520	650	715	780	910	1040	1170	1300
	I/v	5632	7040	7744	8448	9856	11.264	12.672	14.080
18.79	I	18,30	22,88	25,17	27,46	32,03	36,61	41,18	45,76
70	A	560	700	770	840	980	1120	1260	1400
	I/v	6532	8166	8982	9799	11.432	13.065	14.698	16.332
20.23	I	22,86	28,58	31,44	34,30	40,01	45,73	51,44	57,16
75	A	600	750	825	900	1050	1200	1350	1500
	I/v	7500	9375	10.312	11.250	13.125	15.000	16.875	18.750
21.68	I	28,12	35,15	38,67	42,18	49,21	56,24	63,27	70,30
80	A	640	800	880	960	1120	1280	1440	1600
	I/v	8532	10.666	11.732	12.799	14.932	17.065	19.198	21.332
23.12	I	34,13	42,66	46,93	51,19	59,72	68,26	76,79	85,32
85	A		850	935	1020	1190	1360	1530	1700
	I/v		12.040	13.244	14.448	16.856	19.264	21.672	24.080
24.57	I		51,17	56,29	61,40	71,64	81,87	92,11	102,34

NOTA - Les inerties sont à multiplier par  $10^4$ . Les unités employées sont des cm.

### Caractéristiques des sections rectangulaires en bois lamellé-collé

<i>h</i>	<i>b</i>	8	10	11	12	14	16	18	20
<i>i<sub>x</sub></i>	<i>i<sub>y</sub></i>	2.31	2.89	3.18	3.47	4.05	4.62	5.20	5.78
90	A		900	990	1080	1260	1440	1620	1800
26.01	I/v		13.500	14.850	16.200	18.900	21.600	24.300	27.000
	I		60,75	66,83	72,90	85,05	97,20	109,35	121,50
95	A		950	1045	1140	1330	1520	1710	1900
27.46	I/v		15.040	16.544	18.048	21.056	24.064	27.073	30.080
	I		71,44	78,58	85,73	100,02	114,30	128,59	142,88
100	A		1000	1100	1200	1400	1600	1800	2000
28.90	I/v		16.666	18.332	20.000	23.332	26.665	30.000	33.333
	I		83,33	91,66	100,00	116,66	133,33	149,99	166,66
105	A		$\frac{h}{b} > 10$	1155	1260	1470	1680	1890	2100
30.35	I/v	20.212		22.050	25.725	29.400	33.075	36.750	
	I	106,12		115,76	135,06	154,35	173,65	192,94	
110	A			1210	1320	1540	1760	1980	2200
31.79	I/v			22.182	24.199	28.232	32.265	36.298	40.332
	I			122,00	133,09	155,27	177,46	199,64	221,82
115	A			$\frac{h}{b} > 10$	1380	1610	1840	2070	2300
33.24	I/v				26.448	30.856	35.264	39.672	44.080
	I				152,09	173,44	202,78	228,13	253,48
120	A				1440	1680	1920	2160	2400
34.68	I/v				28.800	33.600	38.400	43.200	48.000
	I				172,80	201,60	230,40	259,20	288,00
125	A				$\frac{h}{b} > 10$	1750	2000	2250	2500
36.13	I/v					36.456	41.664	46.872	52.080
	I					227,86	260,42	292,97	335,52
130	A					1820	2080	2340	2600
37.57	I/v					39.432	45.065	50.698	56.332
	I					256,31	292,93	329,54	336,16
135	A					1890	2160	2430	2700
39.02	I/v					42.525	48.600	54.675	60.750
	I					287,04	328,05	369,05	410,06
140	A					1960	2240	2520	2800
40.46	I/v					45.732	52.265	58.798	65.332
	I					320,12	365,86	411,59	457,32
145	A					$\frac{h}{b} > 10$	2320	2610	2900
41.91	I/v						56.064	63.072	70.080
	I						406,48	457,29	508,10

NOTA - Les inerties sont à multiplier par  $10^4$ . Les unités employées sont des cm.



#### 4.1. Influences des paramètres étudiés

Le tableau XII résume l'influence des paramètres étudiés.

A partir de l'examen des tableaux IX à XI précédents, on peut en outre remarquer les quelques points intéressants suivants :

- Le fait de réduire les écartements de boulon de 8 ou de 6 à 4 diamètres provoque des réductions de performances presque négligeables en matière de rigidité, et suffisamment faibles en matière de sécurité, pour que l'on puisse escompter une augmentation de l'effort admissible à surface totale d'assemblage égale, compte tenu de l'augmentation corrélative du nombre de boulons.
- Nombre de paramètres présentent des effets très différents sur la sécurité et sur la rigidité. Il en découle que toute recherche d'optimisation d'assemblage devrait considérer ces deux impératifs indépendamment l'un de l'autre.

● L'assemblage d'une pièce de lamellé-collé sur des goussets latéraux en acier présente des performances considérablement supérieures à l'assemblage sur des moises en bois. Il en est de même, à un degré moindre, pour des goussets axiaux.

Il en découle qu'il convient de considérer ces configurations comme fondamentalement différentes de celles des assemblages bois sur bois.

● L'emploi de tiges filetées à la place de tiges lisses, pénalisant pour les déformations, s'avère en revanche extrêmement favorable à l'égard de la sécurité. Nous pensons ici encore que cette caractéristique mérite d'être prise en compte et devrait conduire à considérer les tiges filetées comme un type d'assembleur particulier.

● Le manque de serrage (couple de 0 à 2 daN.m pour les diamètres de boulons concernés), bien qu'ayant très peu

d'effet sur la résistance, a un effet très important et défavorable sur la rigidité par rapport aux serrages normaux (4 à 6 daN.m).

- En ce qui concerne le serrage intense (10 à 12 daN.m) en revanche, les conclusions semblent inverses :
- le glissement ne sera que peu ou pas amélioré par rapport à un serrage normal,
- la résistance pourra être considérablement accrue, mais il faut remarquer à ce sujet :
  - que ce type de serrage ne peut être assuré que par une technologie spécifique : plaquettes ou contreplaques rigides de grandes dimensions, éventuellement boulons à hautes limites élastiques ;
  - qu'il n'est envisageable que si l'on peut maîtriser sa durabilité par l'assurance d'une constance des conditions d'humidité, par une surveillance ou par des dispositifs élastiques ;
  - que ce paramètre, non incorporé dans les objectifs initiaux de l'étude, n'a été traité que marginalement et nécessiterait un complément d'expérimentation.

#### 4.2. Efforts unitaires en fonction des configurations d'assemblages

En fonction des résultats expérimentaux et des influences des divers paramètres étudiés, nous proposons ci-après les tableaux XIII et XIV qui permettent de définir les valeurs d'efforts admissibles par boulon pour des assemblages dont la partie bois est réalisée en lamellé-collé d'essence résineuse à une moyenne densité ( $0,4 \leq d < 0,65$ ).

Les valeurs proposées se situent dans le domaine étudié par les essais et défini principalement par :

- les diamètres des boulons..... 18 à 20 mm
- les épaisseurs de bois axial ..... 11 à 16 cm
- les épaisseurs de bois latéral ..... 7,5 à 11 cm

Tableau XII - Rappel de l'influence des principaux paramètres étudiés

PARAMÈTRES	Influence des paramètres étudiés	
	Influence sur la SÉCURITÉ	Influence sur le GLISSEMENT de 1 mm
Diamètre du boulon	Importante	Importante
Épaisseur du bois	Faible	Très faible à moyenne (1 à 30 %)
Nombre de boulons	Moyenne (15 à 40 %)	Moyenne (5 à 30 %)
Écartement (8/4)	Moyenne ( $\approx$ 20 %)	Très faible
Alignement	Moyenne (10 à 20 %)	Très faible
Précision	Très faible	Faible ( $\approx$ - 15 %)
Tige filetée	Favorable (+ 25 %)	Forte (- 50 %)
Pente du fil	Moyenne (- 15 à - 20 %)	Faible (- 10 à - 25 %)
Gousset acier latéral	Très favorable (+ 60 à 100 %)	Très favorable (+ 50 à 90 %)
Gousset acier axial	Favorable (+ 30 à 40 %)	Variable (+ 20 à - 30 %)
Manque de serrage (1 daN. m)	Assez faible	Forte (- 30 à - 60 %)
Serrage intense	Très faible	Faible ( $\approx$ + 10 %)
Contreplaques épaisses et serrage intense	Importante (+ 40 à 70 %)	Faible

## EXTRAPOLATIONS

Si des extrapolations à des domaines différents de dimensions sont souhaitées, nous conseillons la règle de conduite suivante :

## ● Dimensions de bois ou de boulons inférieures

S'appuyer sur les résultats fournis dans le Cahier n° 77 du C.T.B.\*

## ● Épaisseurs de bois supérieures

En l'absence d'essai : ne pas tenir compte de l'augmentation d'épaisseur et se fonder sur les valeurs pour  $e = 16$  cm et  $e' = 11$  cm.

Il semble en effet que les gains possibles en résistance soient négligeables (sauf peut-être lorsque les diamètres de boulons sont augmentés corrélativement à l'épaisseur des bois) et que le comportement en déformation se détériore légèrement (avec la même réserve que ci-dessus).

## ● Diamètres de boulons supérieurs à 20 mm

L'excellente corrélation existant entre la résistance et le diamètre des boulons semble pouvoir permettre une extrapolation linéaire pour des diamètres allant jusqu'à 30 mm.

On prendra néanmoins, en l'absence de résultats d'essais, une marge de sécurité complémentaire, notamment si les épaisseurs de bois ne sont pas augmentées dans des proportions voisines.

## SÉCURITÉ et APTITUDE à L'EMPLOI

Nous pensons que l'étude statique d'un ouvrage faisant appel à ce type d'assemblage doit tenir compte de leur déformabilité.

Les déformations sous charge peuvent, en effet, avoir un effet variable allant de l'absence totale d'importance à une influence maîtresse et déterminante à l'égard de la stabilité de l'ouvrage et de son exploitabilité.

Nous avons donc tenu, dans le tableau XIII, à présenter séparément les valeurs caractéristiques de ces deux aspects :

## ● Sécurité

Elle est représentée par le chiffre supérieur de la case et correspond pour un boulon à la charge de rupture ( $Q_m$  dans l'étude) divisée par le coefficient de sécurité 2,75 et arrondie.

## ● Déformabilité

Elle est représentée par le second chiffre (entre parenthèses) et correspond à la charge nécessaire au glissement moyen de 1 mm en essai instantané.

## REMARQUE IMPORTANTE

Les valeurs en gras sont celles qui sont directement étayées par une série d'éprouvettes testées dans la présente étude. Les autres sont déduites des précédentes en fonction des influences des paramètres étudiés.

## VALIDITÉ du TABLEAU XIII

Ce tableau correspond aux assemblages dont les modalités de fabrication sont considérées comme normales et prises pour référence :

- boulons à tige lisse dont la longueur de filetage côté écrou n'excède pas 1/3 de l'épaisseur du bois concerné,
- boulons alignés en files comprenant au maximum 3 boulons ( $N_1 \leq 3$ ),
- écartement des boulons sur une file : 6 diamètres,
- perçage des éléments assemblés en bonne correspondance (position relative en regard à  $\pm 0,5$  mm),
- perçage au diamètre des boulons et enfoncement à frottement dur,
- effort parallèle aux fibres du bois,
- rondelles normales :
  - pour boulon diamètre 16 mm : diamètre 50 mm - épaisseur 5,
  - pour boulon diamètre 18 mm : diamètre 55 mm - épaisseur 6,
  - pour boulon diamètre 20 mm : diamètre 60 mm - épaisseur 6, soit environ trois fois le diamètre du boulon et 1/3 du diamètre respectivement,
- serrage de l'ordre de 4 à 6 daN.m pour les diamètres 16 à 20 mm.

Tableau XIII - Définition des valeurs d'efforts admissibles par boulons

Charges de sécurité :  $F_s$

Charges pour glissement 1 mm :  $(F_i)$

Bois sur bois

Ecartement : 6  $\emptyset$  Exécution correcte  $N_1 \leq 3$  boulons

Serrage : 4 à 6 daN.m

Fs et (Fi) en daN par boulon	Diamètre	$e = 11$ cm $e' = 7,5$ cm	$e = 13,5$ cm $e' = 7,5$ cm	$e = 16$ cm $e' = 11$ cm
	16 mm	1600 (1100)	1700 (1450)	1750 (1500)
18 mm	1750 (1250)	1950 (1600)	2000 (1600)	
20 mm	2000 (1800)	2150 (2150)	2200 (2150)	

Bois sur goussets acier latéraux

Ecartement : 6  $\emptyset$   $N_1 \leq 3$  boulons Serrage : 4 à 6 daN.m

Fs et (Fi) en daN par boulon	Diamètre	$e = 11$ cm	$e = 13,5$ cm $e' = 16$ cm
	16 mm	2800 (1700)	3400 (2200)
18 mm	2800 (2400)	3500 (3000)	
20 mm	2900 (3000)	3600 (4000)	

Bois sur gousset acier axial

Ecartement : 6  $\emptyset$   $N_1 \leq 3$  boulons Serrage : 4 à 6 daN.m

Fs et (Fi) en daN par boulon	Diamètre	$e = 11$ cm	$e = 13,5$ cm	$e = 16$ cm
	16 mm	2000 (1000)	2400 (1000)	2400 (1100)
18 mm	2200 (1200)	2600 (1300)	2600 (1600)	
20 mm	2400 (1400)	2850 (1700)	2900 (2500)	

\* Cahier C.T.B. n° 77 : Les procédés d'assemblage dans la charpente en bois.

Tableau XIV - Calcul des coefficients correcteurs  $K_s$  et  $K_i$ 

PARAMÈTRES MODIFIÉS		COEFFICIENTS CORRECTEURS		
$N_1$ = nombre de boulons sur 1 file $\phi$ = diamètre du boulon		Assemblage bois sur bois	Assemblage bois sur gousset acier (axial ou latéral)	
$N_1 \geq 4$	$N_1 = 4$ $N_1 = 5$ $N_1 \geq 6$	$K_s =$	0,9 0,8 0,7	$K_s = 0,9$
		$K_i =$	0,8	$K_i = 1,0$
Écartement des boulons sur la file = $8 \phi$ (avec $N_1 \geq 6$ )		$K_s = 1,1$ $K_i = 1,0$		Néant
Écartement des boulons sur la file = $4 \phi$ (Autorisé si $N_1 \geq 6$ )			$K_s = 0,85$ $K_i = 1,00$	
Angle entre l'effort et pente de file : $\alpha$  Sous réserve de vérification de traction $\perp$ dans le bois	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$		$K_s = 1$ $K_i = 1$	
	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$		$K_s = 0,9$ $K_i = 0,9$	
	$60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$		$K_s = 0,8$ $K_i = 0,75$	
Décalage latéral des boulons sur la file (amplitude $1 \phi$ ) si $N_1 \geq 6$ et si écartement = $6 \phi$		$K_s = 1,1$ $K_i = 1,0$		Néant
Montage avec trous suralésés ( $\phi + 2$ mm max.) ou perçage imprécis $\pm 1,5$ mm			$K_s = 0,95$ $K_i = 0,90$	
Tiges filetées (bois sur bois)		$K_s = 1,25$ $K_i = 0,55$		Néant

## MODIFICATION des PARAMÈTRES de BASE

Le tableau XIV indique les coefficients correcteurs à appliquer en fonction des modifications de certains des paramètres indiqués ci-dessus

## REMARQUES

- $K_s$  est le coefficient à appliquer à la charge admissible de sécurité.
- $K_i$  est le coefficient à appliquer sur les efforts nécessaires à un glissement de 1 mm.
- Ces coefficients ne peuvent être combinés qu'avec prudence et il est recommandé de ne pas en combiner plus de deux. Toutefois, les coefficients relatifs au nombre de boulons ( $N_1$ ) par file sont combinables sans restriction avec les coefficients de l'un des autres paramètres.

## ÉVALUATION des GLISSEMENTS

- Lorsque les boulons sont utilisés à des niveaux de charges différents de celui correspondant à un glissement de 1 mm, la proportionnalité entre le glissement et la charge peut être retenue comme hypothèse de calcul

pour des efforts compris entre 0 et l'effort admissible de sécurité.

- Pour les charges permanentes ou de longue durée, le taux d'accroissement des glissements peut, en première approximation et en l'absence d'essai, être considéré comme égal au coefficient de fluage des bois (situés dans les mêmes conditions d'ambiance) multiplié par 1,2.

## 5. ASSEMBLAGES EN COURONNE POUR TRANSMISSION DES MOMENTS DE FLEXION

## 5.1. Description des éprouvettes d'essai

Plusieurs séries d'assemblage, référencées C1 à C7, ont été réalisées conformément à la figure 13.

Ces éprouvettes comprennent deux éléments d'épaisseur 7,5 cm et un élément central d'épaisseur 13,5 cm, assemblés à angle droit par différents types d'assemblage disposés en couronne. La largeur de ces trois éléments est de 100 cm, à l'exception de la série C1 pour laquelle elle a été réduite à 88 cm. Les schémas descriptifs de ces éprouvettes font l'objet de l'annexe 1C.



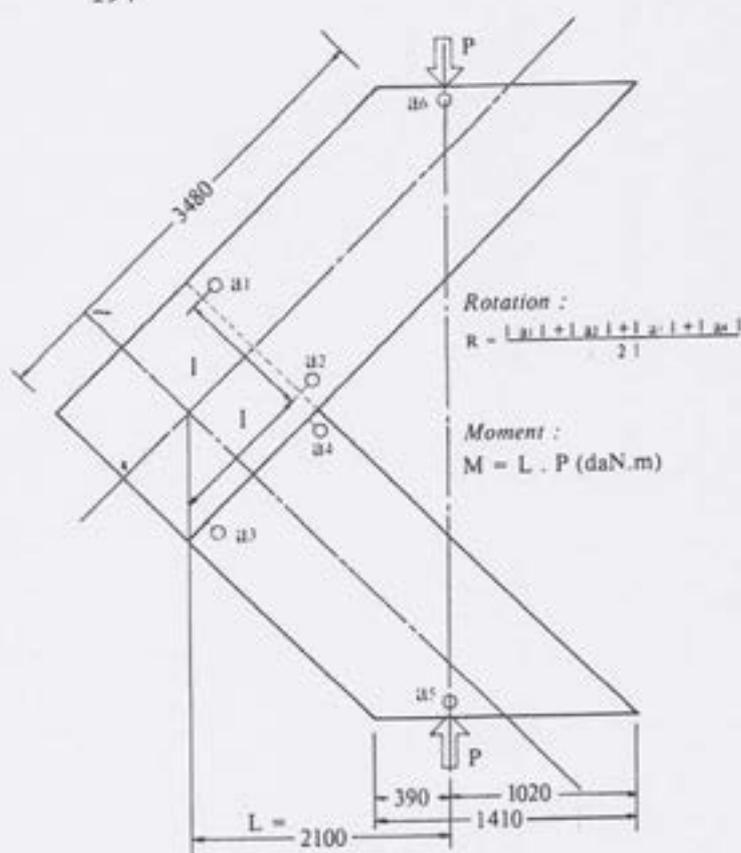


Fig. 14 - Schéma de principe de l'essai de compression. Position des comparateurs.

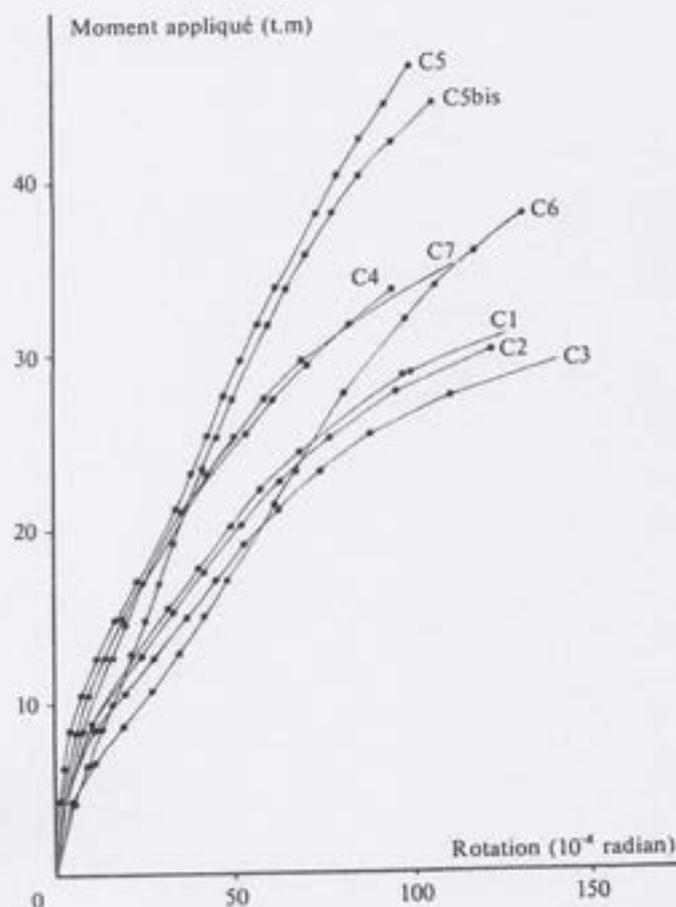


Fig. 15 - Relations entre le moment appliqué et la rotation.

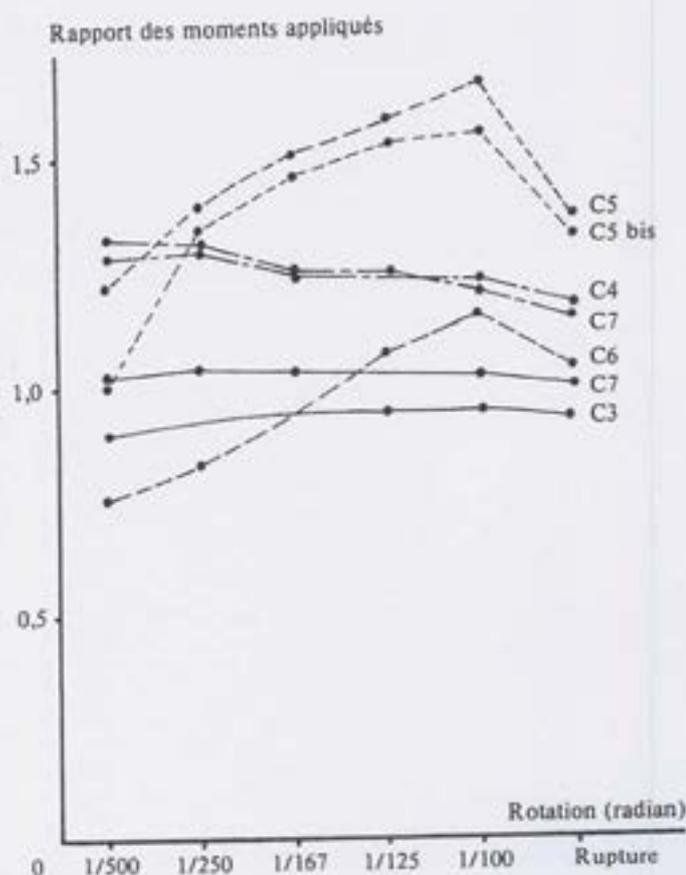


Fig. 16 - Comparaison des résultats avec l'assemblage C2.

#### 5.4. Analyse des résultats

A partir du tableau XV, il est possible de dégager les points suivants :

- Une diminution de la largeur des éléments de 100 à 88 cm (C1) n'exerce pas d'influence sur la rigidité, ni sur le moment maximal.
- Lorsque les éléments sont fendus par un trait de scie (C3), la rotation et le moment maximal diminuent de 10 %.
- Lorsque l'assemblage par boulons est renforcé par des pointes (C4, 72 pointes de 140/22 par face), les moments appliqués pour des rotations de 1/380 et 1/100 radian augmentent respectivement de 32 % et 22 %. Le moment maximal s'accroît de 17 %.

Tableau XV - Résultats des essais de compression

Référence	Moment (t.m) pour une rotation de				Moment max. (t.m)	Rotation max. ( $10^{-4}$ rad)
	1/500	1/380	1/250	1/100		
C1	11,9	13,7	17,6	28,8	36,6	192
C2	11,7	13,2	16,9	28,1	37,0	275
C3	10,6	12	15,6	26,5	34,2	202
C4	15,0	17,4	21,8	34,4	43,3	165
C5	14,3	17,1	23,5	46,4	50,4	111
C5 b	11,7	15	22,6	43,3	48,7	131
C6	8,7	10,3	14,1	32,2	38	131
C7	15,5	17,5	22,1	33,7	42	166

● Lorsque chaque boulon est renforcé par deux broches (C5), les moments correspondant à des rotations de 1/380 et 1/100 radian augmentent respectivement de 30 % et de 65 % et le moment maximal s'accroît de 36 %.

● Pour ces mêmes valeurs de rotation, les moments sont accrus de 14 % et 54 % avec des assemblages de la série C5b (72 broches et 5 boulons). Le moment maximal s'accroît de 31 %.

● L'utilisation de 16 anneaux en tube scié associés à des boulons conduit à une diminution de 22 % du moment correspondant à une rotation de 1/380 radian.

En revanche le moment pour 1/100 radian et le moment maximal augmentent de 15 % et 3 %.

Ceci est probablement dû au fait que le jeu entre les anneaux et le bois occasionne un glissement important au moment de la mise en charge.

De plus, si l'on ramène les différentes valeurs à un seul assemblage, les trois moments considérés augmentent respectivement de 17 %, 72 %, 54 %.

● Une disposition des boulons en carré (C7) conduit à une augmentation des moments pour 1/380 radian et 1/100 radian de 33 % et 20 %.

Le moment maximal augmente de 14 %.

● La rotation maximale, précédant la rupture, varie entre 0,0111 radian et 0,0215 radian.

Cette rotation correspond à un glissement du boulon de 4,22 à 8,17 mm.

Étant donné que le glissement maximal d'un assemblage par 4 boulons est supérieur à 20 mm et que la valeur correspondante de  $\delta_0$  est d'environ 5 mm, on peut en conclure que la rupture de ce type d'éprouvette n'est pas toujours en correspondance avec la charge de rupture  $Q_m$  maximale des éprouvettes à 4 boulons.

### 5.5. Conclusions

Les résultats bruts sont directement exploitables par des calculateurs, aussi limiterons-nous les conclusions à

une comparaison des charges pour 1 mm de glissement et des charges de rupture pour chaque assemblage, fournie par le tableau XVI.

On pourra noter néanmoins que du point de vue des méthodes de calcul on peut retenir pour ce type d'assemblage que :

● La correspondance avec les essais d'assemblages (chapitre 2) est bonne (au moins pour ce qui concerne les crosses uniquement boulonnées) et qu'il semble qu'il n'y ait pas lieu de tenir compte de l'abattement des efforts unitaires pour angle de fil, qui est parfois préconisé ( $N_1 \geq 6$ ).

● Le talon entre la couronne et le bord des poutres peut être limité à trois diamètres.

Tableau XVI - Comparaison des charges pour 1 mm de glissement et des charges de rupture en fonction du mode d'assemblage

Assemblages	Charge pour 1 mm de glissement	Charge de rupture
Boulons de 20 mm	1450 (1.0)	4060 (1.0)
Boulons de 20 mm et pointes 140/22	1910 (1.32)	4750 (1.17)
Boulons de 20 mm et 2 broches de 16 mm	1880 (1.30)	5530 (1.36)
3 broches de 16 mm	1640 (1.13)	5340 (1.31)
Boulons de 20 mm et anneaux de 80 mm	1690 (1.17)	6250 (1.54)

NOTA : les chiffres entre parenthèses sont l'expression des résultats en prenant comme base un assemblage par boulons de 20 mm.

## ANNEXE 6

### TABLEAUX DONNANT LES SECTIONS DES POUTRES EN BOIS LAMELLÉ SANS CONTREFLECHE EN FONCTION DES CHARGES ET DES PORTÉES

- $L$  de 7 à 22 m
- $\rho$  de 100 à 1000 kg/ml
- $B = 8,5 - 11 - 13,5$  cm
- $CP = 40, 50, 60$  et  $70$  % du poids total.

\*\*\*\*\*

\*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 40 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %

\*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 1

B	K
85	300

PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/m1	297	330	363	396	429	462	520	561
150 Kg/m1	330	363	396	462	495	528	594	627
200 Kg/m1	363	396	462	495	528	594	660	693
250 Kg/m1	396	429	495	528	594	660	693	759
300 Kg/m1	396	462	528	561	627	693	759	792
350 Kg/m1	429	495	561	594	660	726	792	858
400 Kg/m1	462	528	561	627	693	759	825	891
450 Kg/m1	462	528	594	660	693	792	858	924
500 Kg/m1	495	561	627	693	726	825	891	957
550 Kg/m1	495	561	627	726	759	858	924	990
600 Kg/m1	528	594	660	726	792	891	957	1023
650 Kg/m1	528	594	693	759	792	891	957	1056
700 Kg/m1	561	627	693	759	825	924	990	1089
750 Kg/m1	561	627	726	792	825	957	1023	1089
800 Kg/m1	561	660	726	792	858	957	1056	1122
850 Kg/m1	594	660	759	825	891	990	1056	1155
900 Kg/m1	594	693	759	858	924	1023	1089	1188
950 Kg/m1	594	693	759	858	924	1023	1122	1188
1000 Kg/m1	627	693	792	858	957	1056	1122	1221

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 850 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 40 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE H<sub>b</sub> = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION H<sub>u</sub> = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 2

B	K
85	300

PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m <sup>1</sup>	594	627	660	693	726	792	825	858
150 Kg/m <sup>1</sup>	660	726	759	792	858	891	924	990
200 Kg/m <sup>1</sup>	759	792	858	891	924	990	1023	1089
250 Kg/m <sup>1</sup>	792	858	924	957	990	1056	1122	1188
300 Kg/m <sup>1</sup>	858	924	957	1023	1056	1122	1188	1254
350 Kg/m <sup>1</sup>	891	957	1023	1089	1122	1188	1254	1320
400 Kg/m <sup>1</sup>	957	1023	1056	1122	1188	1254	1320	1386
450 Kg/m <sup>1</sup>	990	1056	1122	1188	1221	1320	1386	1452
500 Kg/m <sup>1</sup>	1023	1089	1155	1221	1254	1353	1419	1485
550 Kg/m <sup>1</sup>	1056	1122	1188	1254	1320	1419	1485	1551
600 Kg/m <sup>1</sup>	1089	1155	1221	1320	1353	1452	1518	1584
650 Kg/m <sup>1</sup>	1122	1188	1254	1353	1386	1485	1551	1650
700 Kg/m <sup>1</sup>	1155	1221	1287	1386	1419	1518	1617	1683
750 Kg/m <sup>1</sup>	1188	1254	1320	1419	1452	1551	1650	1716
800 Kg/m <sup>1</sup>	1188	1287	1353	1452	1485	1584	1683	1749
850 Kg/m <sup>1</sup>	1221	1320	1386	1485	1518	1650	1716	1782
900 Kg/m <sup>1</sup>	1254	1353	1419	1518	1551	1683	1749	1848
950 Kg/m <sup>1</sup>	1287	1353	1452	1518	1617	1716	1782	1881
1000 Kg/m <sup>1</sup>	1287	1386	1485	1551	1650	1716	1815	1914

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 850 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 40 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 110 MM \* \* TABLEAU 3

B	K
110	300

PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/ml	264	297	330	363	396	429	462	495
150 Kg/ml	297	330	363	429	429	495	528	594
200 Kg/ml	330	363	429	462	495	561	594	627
250 Kg/ml	363	396	462	495	528	594	627	693
300 Kg/ml	363	429	462	528	561	627	693	726
350 Kg/ml	396	462	495	561	594	660	726	759
400 Kg/ml	429	462	528	594	627	693	759	825
450 Kg/ml	429	495	561	594	660	726	792	858
500 Kg/ml	429	495	561	627	660	759	825	858
550 Kg/ml	462	528	594	660	693	792	825	891
600 Kg/ml	462	528	594	660	726	792	858	924
650 Kg/ml	495	561	627	693	726	825	891	957
700 Kg/ml	495	561	627	693	759	858	924	990
750 Kg/ml	495	594	660	726	759	858	924	990
800 Kg/ml	528	594	660	726	792	891	957	1023
850 Kg/ml	528	594	693	759	792	891	990	1056
900 Kg/ml	528	627	693	759	825	924	990	1056
950 Kg/ml	561	627	693	792	825	924	1023	1089
1000 Kg/ml	561	627	726	792	858	957	1023	1122

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1100 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 40 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 110 MM \* \* TABLEAU 4

B	K
110	300

PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/ml	528	561	627	660	660	726	759	792
150 Kg/ml	627	660	693	726	759	825	858	891
200 Kg/ml	693	726	759	825	825	891	957	990
250 Kg/ml	726	792	825	891	891	990	1023	1089
300 Kg/ml	792	825	891	924	990	1056	1089	1155
350 Kg/ml	825	891	924	990	1023	1089	1155	1221
400 Kg/ml	858	924	990	1023	1089	1155	1221	1254
450 Kg/ml	891	957	1023	1089	1122	1188	1254	1320
500 Kg/ml	924	990	1056	1122	1155	1254	1287	1353
550 Kg/ml	957	1023	1089	1155	1188	1287	1353	1419
600 Kg/ml	990	1056	1122	1188	1221	1320	1386	1452
650 Kg/ml	1023	1089	1155	1221	1287	1353	1419	1485
700 Kg/ml	1056	1122	1188	1254	1287	1386	1452	1518
750 Kg/ml	1089	1155	1221	1287	1320	1419	1485	1584
800 Kg/ml	1089	1188	1254	1320	1353	1452	1518	1617
850 Kg/ml	1122	1188	1287	1353	1386	1485	1551	1650
900 Kg/ml	1155	1221	1287	1386	1419	1518	1584	1683
950 Kg/ml	1155	1254	1320	1386	1452	1551	1617	1716
1000 Kg/ml	1188	1254	1353	1419	1485	1584	1650	1749

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1100 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 40 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 135 MM \* \* TABLEAU 5

	B		K					
	135	300						
PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/ml	231	264	297	330	363	396	429	462
150 Kg/ml	264	330	363	396	396	462	495	528
200 Kg/ml	297	363	396	429	462	528	561	594
250 Kg/ml	330	363	429	462	495	561	594	627
300 Kg/ml	363	396	429	495	528	594	627	693
350 Kg/ml	363	429	462	528	561	627	660	726
400 Kg/ml	396	429	495	528	594	660	693	759
450 Kg/ml	396	462	495	561	594	660	726	792
500 Kg/ml	429	462	528	594	627	693	759	825
550 Kg/ml	429	495	561	594	660	726	792	825
600 Kg/ml	429	495	561	627	660	759	792	858
650 Kg/ml	462	528	594	627	693	759	825	891
700 Kg/ml	462	528	594	660	693	792	858	924
750 Kg/ml	462	528	594	660	726	792	858	924
800 Kg/ml	495	561	627	693	726	825	891	957
850 Kg/ml	495	561	627	693	759	825	924	990
900 Kg/ml	495	561	660	726	759	858	924	990
950 Kg/ml	528	594	660	726	792	858	957	1023
1000 Kg/ml	528	594	660	759	792	891	957	1023

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1350 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 40 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 135 MM \* \* TABLEAU 6

B	K
135	300

PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m <sup>1</sup>	495	528	561	594	627	660	693	726
150 Kg/m <sup>1</sup>	594	627	660	693	726	759	792	825
200 Kg/m <sup>1</sup>	627	693	726	759	792	858	891	924
250 Kg/m <sup>1</sup>	693	726	792	825	858	924	957	990
300 Kg/m <sup>1</sup>	726	792	825	858	924	957	1023	1056
350 Kg/m <sup>1</sup>	759	825	858	924	957	1023	1056	1122
400 Kg/m <sup>1</sup>	792	858	924	957	990	1056	1122	1188
450 Kg/m <sup>1</sup>	825	891	957	990	1056	1122	1155	1221
500 Kg/m <sup>1</sup>	858	924	990	1056	1056	1155	1221	1254
550 Kg/m <sup>1</sup>	891	957	1023	1089	1122	1188	1254	1320
600 Kg/m <sup>1</sup>	924	990	1056	1122	1155	1221	1287	1353
650 Kg/m <sup>1</sup>	957	1023	1089	1155	1188	1254	1320	1386
700 Kg/m <sup>1</sup>	990	1056	1122	1155	1221	1287	1353	1419
750 Kg/m <sup>1</sup>	990	1056	1122	1188	1254	1320	1386	1452
800 Kg/m <sup>1</sup>	1023	1089	1155	1221	1287	1353	1419	1485
850 Kg/m <sup>1</sup>	1056	1122	1188	1254	1287	1386	1452	1518
900 Kg/m <sup>1</sup>	1056	1122	1221	1287	1320	1419	1485	1551
950 Kg/m <sup>1</sup>	1089	1155	1221	1287	1353	1452	1518	1584
1000 Kg/m <sup>1</sup>	1122	1188	1254	1320	1386	1485	1551	1617

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1350 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 50 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE H<sub>b</sub> = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION H<sub>u</sub> = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 7

B	K
85	300

PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/m <sup>1</sup>	297	330	363	396	429	495	520	561
150 Kg/m <sup>1</sup>	330	363	429	462	495	561	594	627
200 Kg/m <sup>1</sup>	363	396	462	495	561	594	660	693
250 Kg/m <sup>1</sup>	396	429	495	561	561	660	726	759
300 Kg/m <sup>1</sup>	429	462	528	594	594	693	759	825
350 Kg/m <sup>1</sup>	429	495	561	627	660	726	792	858
400 Kg/m <sup>1</sup>	462	528	594	660	660	792	825	891
450 Kg/m <sup>1</sup>	495	561	627	693	693	825	891	957
500 Kg/m <sup>1</sup>	495	561	627	693	759	825	924	990
550 Kg/m <sup>1</sup>	528	594	660	726	759	858	924	1023
600 Kg/m <sup>1</sup>	528	594	660	759	792	891	957	1056
650 Kg/m <sup>1</sup>	528	627	693	759	825	924	990	1056
700 Kg/m <sup>1</sup>	561	627	726	792	825	957	1023	1089
750 Kg/m <sup>1</sup>	561	660	726	825	825	957	1056	1122
800 Kg/m <sup>1</sup>	594	660	759	825	858	990	1056	1155
850 Kg/m <sup>1</sup>	594	693	759	858	891	1023	1089	1188
900 Kg/m <sup>1</sup>	594	693	792	858	924	1023	1122	1188
950 Kg/m <sup>1</sup>	627	693	792	891	924	1056	1155	1221
1000 Kg/m <sup>1</sup>	627	726	825	891	957	1089	1155	1254

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 850 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 50 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 8

	B		K					
	85	300	85	300				
PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m1	594	627	660	726	726	792	825	858
150 Kg/m1	693	726	759	825	825	924	957	990
200 Kg/m1	759	792	858	891	924	990	1056	1089
250 Kg/m1	825	858	924	990	990	1089	1155	1188
300 Kg/m1	858	924	990	1056	1056	1155	1221	1287
350 Kg/m1	924	990	1056	1089	1155	1221	1287	1353
400 Kg/m1	957	1023	1089	1155	1188	1287	1353	1419
450 Kg/m1	1023	1089	1155	1221	1221	1353	1419	1485
500 Kg/m1	1056	1122	1188	1254	1287	1386	1452	1518
550 Kg/m1	1089	1155	1221	1287	1320	1419	1518	1584
600 Kg/m1	1122	1188	1254	1320	1386	1485	1551	1617
650 Kg/m1	1155	1221	1287	1386	1386	1518	1584	1683
700 Kg/m1	1188	1254	1320	1419	1452	1551	1650	1716
750 Kg/m1	1221	1287	1353	1452	1485	1617	1683	1749
800 Kg/m1	1221	1320	1386	1485	1518	1650	1716	1815
850 Kg/m1	1254	1353	1419	1518	1551	1683	1749	1848
900 Kg/m1	1287	1386	1452	1551	1584	1716	1782	1881
950 Kg/m1	1320	1386	1485	1584	1617	1749	1815	1914
1000 Kg/m1	1353	1419	1518	1617	1650	1782	1881	1947

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 850 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 50 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE  $H_b = 15 \%$

\*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION  $H_u = 5 \%$

\*\*\* CONDITION DE FLECHE  $F = 1 / 300$  DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE  $B = 110$  MM \* \* TABLEAU 9

	B		K					
	110	300						
PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
$F = L/300$	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/m	264	297	330	363	396	429	462	495
150 Kg/m	297	330	396	429	429	495	561	594
200 Kg/m	330	363	429	462	495	561	594	660
250 Kg/m	363	396	462	495	528	594	660	693
300 Kg/m	396	429	495	528	561	627	693	759
350 Kg/m	396	462	528	561	594	693	726	792
400 Kg/m	429	462	528	594	627	693	759	825
450 Kg/m	429	495	561	627	627	726	792	858
500 Kg/m	462	528	594	627	693	759	825	891
550 Kg/m	462	528	594	660	693	792	858	924
600 Kg/m	495	561	627	693	726	825	891	957
650 Kg/m	495	561	627	693	759	825	924	990
700 Kg/m	495	594	660	726	759	858	924	990
750 Kg/m	528	594	660	726	792	891	957	1023
800 Kg/m	528	594	693	759	792	891	990	1056
850 Kg/m	561	627	693	759	825	924	990	1089
900 Kg/m	561	627	726	792	825	957	1023	1089
950 Kg/m	561	660	726	792	858	957	1056	1122
1000 Kg/m	594	660	726	825	858	990	1056	1155

\*\*\* LEGENDE ; PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI  $H > 10 \cdot B = 1100$  MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 50 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 110 MM \* \* TABLEAU 10

								B	K
								110	300
PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33	
100 Kg/m	561	594	627	660	660	726	759	792	
150 Kg/m	627	660	693	759	759	825	858	924	
200 Kg/m	693	726	792	825	858	924	957	1023	
250 Kg/m	759	792	858	891	924	990	1056	1089	
300 Kg/m	792	858	891	957	990	1056	1122	1155	
350 Kg/m	858	891	957	1023	1023	1122	1188	1221	
400 Kg/m	891	924	990	1056	1089	1155	1221	1287	
450 Kg/m	924	990	1023	1089	1122	1221	1287	1353	
500 Kg/m	957	1023	1089	1155	1155	1254	1320	1386	
550 Kg/m	990	1056	1122	1188	1221	1320	1386	1452	
600 Kg/m	1023	1089	1155	1221	1254	1353	1419	1485	
650 Kg/m	1056	1122	1188	1254	1287	1386	1452	1518	
700 Kg/m	1089	1155	1221	1287	1320	1419	1485	1584	
750 Kg/m	1089	1188	1254	1320	1353	1452	1551	1617	
800 Kg/m	1122	1188	1287	1353	1386	1485	1584	1650	
850 Kg/m	1155	1221	1287	1386	1419	1518	1617	1683	
900 Kg/m	1188	1254	1320	1419	1419	1551	1650	1716	
950 Kg/m	1188	1287	1353	1419	1485	1584	1683	1749	
1000 Kg/m	1221	1287	1386	1452	1518	1617	1716	1782	

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1100 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 50 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 135 MM \* \* TABLEAU 11

	B		K					
	135	300						
PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/ml	231	264	297	330	363	396	429	462
150 Kg/ml	297	330	363	396	396	462	495	561
200 Kg/ml	297	363	396	429	462	528	561	594
250 Kg/ml	330	363	429	462	495	561	594	660
300 Kg/ml	363	396	462	495	528	594	660	693
350 Kg/ml	363	429	462	528	561	627	693	726
400 Kg/ml	396	429	495	561	561	660	726	759
450 Kg/ml	396	462	528	561	627	693	759	792
500 Kg/ml	429	495	528	594	627	726	759	825
550 Kg/ml	429	495	561	627	627	726	792	858
600 Kg/ml	462	528	561	627	660	759	825	891
650 Kg/ml	462	528	594	660	693	792	858	924
700 Kg/ml	462	528	594	660	726	792	858	924
750 Kg/ml	495	561	627	693	726	825	891	957
800 Kg/ml	495	561	627	693	759	825	924	990
850 Kg/ml	495	594	660	726	759	858	924	990
900 Kg/ml	528	594	660	726	792	891	957	1023
950 Kg/ml	528	594	660	759	792	891	957	1056
1000 Kg/ml	528	627	693	759	792	924	990	1056

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1350 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 50 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE  $H_b = 15\%$   
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION  $H_u = 5\%$

\*\*\* CONDITION DE FLECHE  $F = 1 / 300$  DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE  $B = 135$  MM \* \* TABLEAU 12

								B	K
								135	300
PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33	
100 Kg/m1	495	520	561	594	627	660	693	726	
150 Kg/m1	594	627	660	693	726	759	825	858	
200 Kg/m1	660	693	726	759	792	858	891	924	
250 Kg/m1	693	726	792	825	858	924	957	1023	
300 Kg/m1	759	792	825	891	891	990	1023	1089	
350 Kg/m1	792	825	891	924	957	1023	1089	1155	
400 Kg/m1	825	858	924	990	990	1089	1155	1188	
450 Kg/m1	858	924	957	1023	1056	1122	1188	1254	
500 Kg/m1	891	957	990	1056	1089	1188	1221	1287	
550 Kg/m1	924	990	1023	1089	1122	1221	1287	1353	
600 Kg/m1	957	1023	1056	1122	1155	1254	1320	1386	
650 Kg/m1	957	1023	1089	1155	1188	1287	1353	1419	
700 Kg/m1	990	1056	1122	1188	1221	1320	1386	1452	
750 Kg/m1	1023	1089	1155	1221	1254	1353	1419	1485	
800 Kg/m1	1056	1122	1188	1254	1287	1386	1452	1518	
850 Kg/m1	1056	1155	1221	1287	1320	1419	1485	1551	
900 Kg/m1	1089	1155	1221	1320	1320	1452	1518	1584	
950 Kg/m1	1122	1188	1254	1320	1386	1485	1551	1617	
1000 Kg/m1	1122	1221	1287	1353	1386	1518	1584	1650	

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI  $H > 10 * B = 1350$  MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE + POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 60 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 13

	B		K					
	85		300					
PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/ml	297	330	363	396	429	495	528	561
150 Kg/ml	330	396	429	462	495	561	594	660
200 Kg/ml	363	429	462	528	528	627	660	726
250 Kg/ml	396	462	495	561	594	660	726	792
300 Kg/ml	429	495	528	594	627	726	759	825
350 Kg/ml	462	495	561	627	660	759	825	891
400 Kg/ml	462	528	594	660	693	792	858	924
450 Kg/ml	495	561	627	693	726	825	891	957
500 Kg/ml	495	594	660	726	726	858	924	990
550 Kg/ml	528	594	660	759	759	891	957	1023
600 Kg/ml	528	627	693	759	792	924	990	1056
650 Kg/ml	561	627	726	792	825	957	1023	1089
700 Kg/ml	561	660	726	825	825	957	1056	1122
750 Kg/ml	594	660	759	825	858	990	1089	1155
800 Kg/ml	594	693	759	858	891	1023	1089	1188
850 Kg/ml	627	693	792	858	924	1056	1122	1221
900 Kg/ml	627	726	792	891	924	1056	1155	1221
950 Kg/ml	627	726	825	891	957	1089	1188	1254
1000 Kg/ml	660	726	825	924	957	1089	1188	1287

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 850 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 60 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 14

B	K
85	300

PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m1	594	660	693	726	726	792	825	891
150 Kg/m1	693	759	792	825	858	924	957	1023
200 Kg/m1	759	825	858	924	924	1023	1089	1122
250 Kg/m1	825	891	957	990	1023	1122	1155	1221
300 Kg/m1	891	957	1023	1056	1089	1188	1254	1287
350 Kg/m1	957	990	1056	1122	1155	1254	1320	1386
400 Kg/m1	990	1056	1122	1188	1188	1320	1386	1452
450 Kg/m1	1023	1089	1155	1221	1254	1353	1452	1518
500 Kg/m1	1056	1155	1221	1287	1287	1419	1485	1551
550 Kg/m1	1122	1188	1254	1320	1353	1485	1551	1617
600 Kg/m1	1155	1221	1287	1353	1419	1518	1584	1683
650 Kg/m1	1188	1254	1320	1419	1419	1551	1650	1716
700 Kg/m1	1221	1287	1353	1452	1485	1617	1683	1749
750 Kg/m1	1254	1320	1386	1485	1518	1650	1716	1815
800 Kg/m1	1254	1353	1419	1518	1551	1683	1782	1848
850 Kg/m1	1287	1386	1452	1551	1584	1716	1815	1881
900 Kg/m1	1320	1419	1485	1584	1617	1749	1848	1947
950 Kg/m1	1353	1452	1518	1617	1650	1782	1881	1980
1000 Kg/m1	1386	1452	1551	1650	1683	1815	1914	2013

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 850 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 60 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 110 MM \* \* TABLEAU 15

PORTEE L F = L/300	B		K					
	110	300	110	300				
7.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67	
100 Kg/m	264	297	330	363	396	462	495	528
150 Kg/m	297	363	396	429	429	528	561	594
200 Kg/m	330	396	429	462	495	561	627	660
250 Kg/m	363	429	462	528	528	627	660	726
300 Kg/m	396	429	495	561	561	660	693	759
350 Kg/m	396	462	528	594	594	693	759	792
400 Kg/m	429	495	561	594	627	726	792	858
450 Kg/m	462	495	561	627	660	759	825	891
500 Kg/m	462	528	594	660	660	792	858	924
550 Kg/m	495	561	627	693	693	825	891	957
600 Kg/m	495	561	627	693	726	825	891	957
650 Kg/m	495	594	660	726	726	858	924	990
700 Kg/m	528	594	660	726	792	891	957	1023
750 Kg/m	528	594	693	759	792	891	990	1056
800 Kg/m	561	627	693	792	792	924	990	1089
850 Kg/m	561	627	726	792	825	957	1023	1089
900 Kg/m	561	660	726	825	825	957	1056	1122
950 Kg/m	594	660	759	825	858	990	1056	1155
1000 Kg/m	594	660	759	825	891	990	1089	1155

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1100 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 60 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 110 MM \* \* TABLEAU 16

B	K
110	300

PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m1	561	594	627	660	660	726	759	792
150 Kg/m1	627	693	726	759	759	858	891	924
200 Kg/m1	693	759	792	858	825	924	990	1023
250 Kg/m1	759	825	858	924	924	1023	1056	1122
300 Kg/m1	825	858	924	957	990	1089	1122	1188
350 Kg/m1	850	924	957	1023	1056	1155	1188	1254
400 Kg/m1	891	957	1023	1089	1089	1188	1254	1320
450 Kg/m1	924	990	1056	1122	1155	1254	1320	1386
500 Kg/m1	990	1023	1089	1155	1188	1287	1353	1419
550 Kg/m1	1023	1089	1155	1221	1221	1353	1419	1485
600 Kg/m1	1056	1122	1188	1254	1254	1386	1452	1518
650 Kg/m1	1056	1155	1221	1287	1287	1419	1485	1551
700 Kg/m1	1089	1188	1254	1320	1353	1452	1518	1617
750 Kg/m1	1122	1188	1287	1353	1386	1485	1584	1650
800 Kg/m1	1155	1221	1320	1386	1419	1551	1617	1683
850 Kg/m1	1188	1254	1320	1419	1419	1584	1650	1716
900 Kg/m1	1221	1287	1353	1452	1452	1617	1683	1749
950 Kg/m1	1221	1320	1386	1485	1485	1617	1716	1782
1000 Kg/m1	1254	1320	1419	1485	1551	1650	1749	1815

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1100 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*

\*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 60 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE H<sub>b</sub> = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION H<sub>u</sub> = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

	B	K
	135	300

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 135 MM \* \* TABLEAU 17

PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/m <sup>1</sup>	264	297	330	363	363	429	462	495
150 Kg/m <sup>1</sup>	297	330	363	396	429	462	528	561
200 Kg/m <sup>1</sup>	330	363	396	429	462	528	561	627
250 Kg/m <sup>1</sup>	330	396	429	462	495	561	627	660
300 Kg/m <sup>1</sup>	363	396	462	495	528	594	660	693
350 Kg/m <sup>1</sup>	396	429	495	528	561	627	693	759
400 Kg/m <sup>1</sup>	396	462	495	561	594	660	726	792
450 Kg/m <sup>1</sup>	429	462	528	594	594	693	759	825
500 Kg/m <sup>1</sup>	429	495	561	594	660	726	792	858
550 Kg/m <sup>1</sup>	462	495	561	627	660	759	825	891
600 Kg/m <sup>1</sup>	462	528	594	660	660	792	825	891
650 Kg/m <sup>1</sup>	462	528	594	660	693	792	858	924
700 Kg/m <sup>1</sup>	495	561	627	693	693	825	891	957
750 Kg/m <sup>1</sup>	495	561	627	693	726	858	924	990
800 Kg/m <sup>1</sup>	495	594	660	726	726	858	924	990
850 Kg/m <sup>1</sup>	528	594	660	726	759	891	957	1023
900 Kg/m <sup>1</sup>	528	594	693	759	759	891	957	1056
950 Kg/m <sup>1</sup>	528	627	693	759	792	924	990	1056
1000 Kg/m <sup>1</sup>	561	627	693	792	792	924	1023	1089

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1350 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 60 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE  $F = 1 / 300$  DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 135 MM \* \* TABLEAU 18

	B		K					
	135	300						
PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m <sup>1</sup>	528	561	594	627	627	693	726	759
150 Kg/m <sup>1</sup>	594	627	660	693	726	792	825	858
200 Kg/m <sup>1</sup>	660	693	726	792	792	858	924	957
250 Kg/m <sup>1</sup>	693	759	792	858	858	924	990	1023
300 Kg/m <sup>1</sup>	759	792	858	891	924	990	1056	1089
350 Kg/m <sup>1</sup>	792	858	891	957	957	1056	1122	1155
400 Kg/m <sup>1</sup>	825	891	957	990	1023	1122	1155	1221
450 Kg/m <sup>1</sup>	858	924	990	1056	1056	1155	1221	1287
500 Kg/m <sup>1</sup>	891	957	1023	1089	1089	1188	1254	1320
550 Kg/m <sup>1</sup>	924	990	1056	1122	1155	1254	1320	1353
600 Kg/m <sup>1</sup>	957	1023	1089	1155	1188	1287	1353	1419
650 Kg/m <sup>1</sup>	990	1056	1122	1188	1221	1320	1386	1452
700 Kg/m <sup>1</sup>	1023	1089	1155	1221	1254	1353	1419	1485
750 Kg/m <sup>1</sup>	1056	1122	1188	1254	1287	1386	1452	1518
800 Kg/m <sup>1</sup>	1089	1155	1221	1287	1320	1419	1485	1551
850 Kg/m <sup>1</sup>	1089	1155	1254	1320	1320	1452	1518	1617
900 Kg/m <sup>1</sup>	1122	1188	1254	1353	1353	1485	1551	1650
950 Kg/m <sup>1</sup>	1155	1221	1287	1353	1419	1518	1584	1650
1000 Kg/m <sup>1</sup>	1155	1254	1320	1386	1419	1551	1617	1683

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1350 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 70 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE  $F = 1 / 300$  DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 19

B	K
85	300

PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/ml	297	330	363	429	429	495	528	561
150 Kg/ml	330	396	429	495	495	561	627	660
200 Kg/ml	363	429	495	528	528	627	693	726
250 Kg/ml	396	462	528	561	594	693	726	792
300 Kg/ml	429	495	561	627	594	726	792	858
350 Kg/ml	462	528	594	660	627	759	825	891
400 Kg/ml	495	561	627	693	660	825	891	957
450 Kg/ml	495	561	627	693	759	858	924	990
500 Kg/ml	528	594	660	726	759	891	957	1023
550 Kg/ml	528	627	693	759	792	924	990	1056
600 Kg/ml	561	627	726	792	792	957	1023	1089
650 Kg/ml	561	660	726	825	825	957	1056	1122
700 Kg/ml	594	660	759	825	858	990	1089	1155
750 Kg/ml	594	693	759	858	858	1023	1089	1188
800 Kg/ml	627	693	792	858	924	1056	1122	1221
850 Kg/ml	627	726	792	891	924	1056	1155	1254
900 Kg/ml	660	726	825	924	924	1089	1188	1287
950 Kg/ml	660	759	825	924	957	1122	1221	1287
1000 Kg/ml	660	759	858	957	957	1122	1221	1320

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI  $H > 10 \cdot B = 850$  MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 70 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE H<sub>b</sub> = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION H<sub>u</sub> = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 85 MM \* \* TABLEAU 20

B	K
85	300

PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m <sup>1</sup>	627	660	693	726	759	825	858	891
150 Kg/m <sup>1</sup>	726	759	792	858	825	957	990	1023
200 Kg/m <sup>1</sup>	792	825	891	957	924	1056	1089	1155
250 Kg/m <sup>1</sup>	858	924	957	1023	1023	1122	1188	1254
300 Kg/m <sup>1</sup>	924	957	1023	1089	1089	1221	1254	1320
350 Kg/m <sup>1</sup>	957	1023	1089	1155	1155	1287	1353	1419
400 Kg/m <sup>1</sup>	1023	1089	1155	1221	1221	1353	1419	1485
450 Kg/m <sup>1</sup>	1056	1122	1188	1254	1287	1386	1485	1551
500 Kg/m <sup>1</sup>	1089	1155	1254	1320	1320	1452	1518	1617
550 Kg/m <sup>1</sup>	1122	1221	1287	1353	1386	1518	1584	1650
600 Kg/m <sup>1</sup>	1188	1254	1320	1419	1386	1551	1650	1716
650 Kg/m <sup>1</sup>	1221	1287	1353	1452	1452	1617	1683	1749
700 Kg/m <sup>1</sup>	1254	1320	1419	1485	1518	1650	1716	1815
750 Kg/m <sup>1</sup>	1287	1353	1452	1518	1551	1683	1782	1848
800 Kg/m <sup>1</sup>	1287	1386	1485	1551	1584	1716	1815	1914
850 Kg/m <sup>1</sup>	1320	1419	1518	1584	1617	1782	1848	1947
900 Kg/m <sup>1</sup>	1353	1452	1551	1617	1683	1815	1914	1980
950 Kg/m <sup>1</sup>	1386	1485	1584	1650	1716	1848	1947	2013
1000 Kg/m <sup>1</sup>	1419	1518	1617	1683	1749	1881	1980	2079

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 850 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 70 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 110 MM \* \* TABLEAU 21

B	K
110	300

PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/ml	264	297	330	396	396	462	495	528
150 Kg/ml	297	363	396	429	462	528	561	594
200 Kg/ml	330	396	429	495	495	594	627	660
250 Kg/ml	363	429	462	528	528	627	660	726
300 Kg/ml	396	462	495	561	561	660	726	792
350 Kg/ml	429	462	528	594	594	693	759	825
400 Kg/ml	429	495	561	627	627	726	792	858
450 Kg/ml	462	528	594	660	627	759	825	891
500 Kg/ml	462	528	594	660	693	792	858	924
550 Kg/ml	495	561	627	693	693	825	891	957
600 Kg/ml	495	561	660	726	726	858	924	990
650 Kg/ml	528	594	660	726	759	891	957	1023
700 Kg/ml	528	594	693	759	759	891	990	1056
750 Kg/ml	561	627	693	792	759	924	990	1089
800 Kg/ml	561	627	726	792	825	957	1023	1122
850 Kg/ml	561	660	726	825	825	957	1056	1122
900 Kg/ml	594	660	759	825	858	990	1089	1155
950 Kg/ml	594	693	759	858	858	1023	1089	1188
1000 Kg/ml	594	693	792	858	891	1023	1122	1188

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1100 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 70 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 110 MM \* \* TABLEAU 22

	B							K	
	110							300	
PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33	
100 Kg/ml	561	594	627	660	693	759	792	825	
150 Kg/ml	660	693	726	759	792	858	891	957	
200 Kg/ml	726	759	825	858	858	957	990	1056	
250 Kg/ml	792	825	891	924	924	1023	1089	1122	
300 Kg/ml	825	891	924	990	990	1089	1155	1221	
350 Kg/ml	891	924	990	1056	1056	1155	1221	1287	
400 Kg/ml	924	990	1056	1089	1122	1221	1287	1353	
450 Kg/ml	957	1023	1089	1155	1155	1287	1353	1386	
500 Kg/ml	990	1056	1122	1188	1221	1320	1386	1452	
550 Kg/ml	1023	1089	1155	1221	1287	1386	1452	1518	
600 Kg/ml	1056	1122	1221	1287	1287	1419	1485	1551	
650 Kg/ml	1089	1155	1254	1320	1320	1452	1518	1617	
700 Kg/ml	1122	1188	1287	1353	1353	1485	1584	1650	
750 Kg/ml	1155	1221	1320	1386	1386	1551	1617	1683	
800 Kg/ml	1188	1254	1353	1419	1419	1584	1650	1716	
850 Kg/ml	1221	1287	1386	1452	1452	1617	1683	1782	
900 Kg/ml	1254	1320	1386	1485	1485	1650	1716	1815	
950 Kg/ml	1254	1353	1419	1518	1518	1683	1749	1848	
1000 Kg/ml	1287	1386	1452	1551	1551	1716	1782	1881	

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1100 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 70 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 135 MM \* \* TABLEAU 23

B	K
135	300

PORTEE L	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
F = L/300	23.33	26.67	30.00	33.33	36.67	40.00	43.33	46.67
100 Kg/ml	264	297	330	363	363	429	462	495
150 Kg/ml	297	330	363	396	429	495	528	561
200 Kg/ml	330	363	396	462	462	528	594	627
250 Kg/ml	330	396	429	495	495	594	627	660
300 Kg/ml	363	429	462	528	528	627	660	726
350 Kg/ml	396	429	495	561	561	660	693	759
400 Kg/ml	396	462	528	561	594	693	759	792
450 Kg/ml	429	495	528	594	627	726	792	825
500 Kg/ml	429	495	561	627	627	759	792	858
550 Kg/ml	462	528	594	660	627	759	825	891
600 Kg/ml	462	528	594	660	693	792	858	924
650 Kg/ml	495	561	627	693	693	825	891	957
700 Kg/ml	495	561	627	693	726	825	924	990
750 Kg/ml	495	594	660	726	726	858	924	990
800 Kg/ml	528	594	660	726	759	891	957	1023
850 Kg/ml	528	594	693	759	759	891	990	1056
900 Kg/ml	561	627	693	759	792	924	990	1089
950 Kg/ml	561	627	693	792	792	924	1023	1089
1000 Kg/ml	561	660	726	792	825	957	1023	1122

\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1350 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\* CHARPENTES EN BOIS LAMELLE COLLE \* POUTRES DROITES SANS CONTREFLECHE \*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\* SECTIONS DES POUTRES DROITES EN BOIS LAMELLE COLLE SUR APPUIS SIMPLES \*\*\*

\*\*\* COLLAGE RESORCINE \* \* \* CHARGES PERMANENTES = 70 % DU POIDS TOTAL \*

\*\*\* HUMIDITE DU BOIS APRES LA MISE EN OEUVRE Hb = 15 %  
 \*\*\* VARIATION POSSIBLE EN COURS D'UTILISATION Hu = 5 %

\*\*\* CONDITION DE FLECHE F = 1 / 300 DE LA PORTEE

\*\*\* EPAISSEUR DE LA POUTRE B = 135 MM \* \* TABLEAU 24

	B		K					
	135	300	135	300				
PORTEE L	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
F = L/300	50.00	53.33	56.67	60.00	63.33	66.67	70.00	73.33
100 Kg/m <sup>1</sup>	528	561	594	627	627	693	726	759
150 Kg/m <sup>1</sup>	594	627	693	726	726	792	825	891
200 Kg/m <sup>1</sup>	660	726	759	792	792	891	924	957
250 Kg/m <sup>1</sup>	726	759	825	858	858	957	990	1056
300 Kg/m <sup>1</sup>	759	825	858	924	924	1023	1089	1122
350 Kg/m <sup>1</sup>	825	858	924	990	957	1089	1122	1188
400 Kg/m <sup>1</sup>	858	924	957	1023	1023	1122	1188	1254
450 Kg/m <sup>1</sup>	891	957	1023	1056	1089	1188	1254	1287
500 Kg/m <sup>1</sup>	924	990	1056	1122	1089	1221	1287	1353
550 Kg/m <sup>1</sup>	957	1023	1089	1155	1155	1287	1353	1386
600 Kg/m <sup>1</sup>	990	1056	1122	1188	1188	1320	1386	1452
650 Kg/m <sup>1</sup>	1023	1089	1155	1221	1221	1353	1419	1485
700 Kg/m <sup>1</sup>	1056	1122	1188	1254	1254	1386	1452	1518
750 Kg/m <sup>1</sup>	1089	1155	1221	1287	1287	1419	1485	1584
800 Kg/m <sup>1</sup>	1089	1188	1254	1320	1320	1452	1518	1617
850 Kg/m <sup>1</sup>	1122	1188	1287	1353	1353	1485	1584	1650
900 Kg/m <sup>1</sup>	1155	1221	1287	1386	1386	1518	1617	1683
950 Kg/m <sup>1</sup>	1155	1254	1320	1386	1452	1551	1617	1716
1000 Kg/m <sup>1</sup>	1188	1287	1353	1419	1452	1584	1650	1749

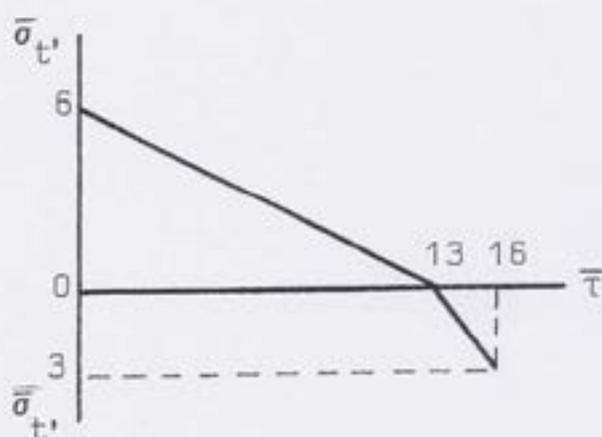
\*\*\* LEGENDE : PORTEE L EN METRES \* FLECHE ADMISSIBLE F EN MILLIMETRES \*\*\*  
 \*\*\* HAUTEUR H DES POUTRES EN FONCTION DES LAMELLES DE 33 MM \*\*\*  
 \*\*\* SI H > 10\*B = 1350 MM, ADOPTER UNE EPAISSEUR SUPERIEURE \*\*\*

## ANNEXE 7

### COMBINAISONS DE CONTRAINTES

1 En cas de coexistence de contraintes de cisaillement longitudinal et de contraintes de traction perpendiculaire, on vérifiera que la somme des taux d'utilisation de chacune des contraintes admissibles reste inférieure ou égale à l'unité.

2 En cas de compression transversale dans la zone considérée, la contrainte admissible de cisaillement peut être majorée d'une valeur égale à celle de la compression transversale existante mais sans excéder 1.6 MPa.



Imprimerie de la Manutention à Mayenne

Dépôt légal : octobre 2000

N° d'Éditeur : 5048

# CHARPENTES EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

Le guide pratique de conception et de mise en oeuvre des charpentes en bois lamellé-collé est l'ouvrage de référence des architectes, ingénieurs et constructeurs qui ont accompagné l'essor de ce matériau de construction.

Il est à la fois un recueil des usages et des règles, de conseils, de recommandations et de directives portant sur la conception, les règles de calcul, les impératifs de fabrication et de levage, ainsi qu'un véritable document technique du bois lamellé-collé revu et mis à jour en collaboration avec les professionnels concernés : constructeurs, ingénieurs, bureaux de contrôle, Centre Technique du Bois.

Des tableaux de charge inédits et des résultats des travaux du Centre Technique du Bâtiment viennent enrichir l'approche du calcul des structures et des assemblages, éléments déterminants pour le dimensionnement des ouvrages.

La technologie du bois lamellé-collé fait désormais partie de l'arsenal indispensable des connaissances des intervenants dans l'acte de construire. Cet ouvrage vous permettra d'acquérir les bases nécessaires pour raisonner en terme de qualité et durabilité, pour une utilisation optimale du matériau.

ISBN: 2-212-10424-3



EYROLLES 