

-- BREVET DE TECHNICIEN SUPÉRIEUR BÂTIMENT -

FORMULAIRE R.D.M.

EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1990 Bases de calcul de structures

EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1991-1-1 et annexes nationales

EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1991-1-3 et annexes nationales

EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1993-1-1 et annexes nationales

EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1995-1-1 et annexes nationales

EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1992-1-1 et annexes nationales



Document pour :

Épreuve E 4 – Étude des constructions

- ❖ Sous-épreuve U 41– Élaboration d'une note de calcul de structures
- ❖ Sous-épreuve U 42– Élaboration de solutions constructives

SOMMAIRE

1	REPRESENTATION DES VECTEURS FORCE OU CONTRAINTE	8
2	REPERE ET CONVENTION DE SIGNE POUR LA DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	8
3	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DROITES :	9
	3.1 MOMENTS STATIQUES	9
	3.2 MOMENTS QUADRATIQUES.....	9
	3.3 RAYON DE GIRATION.....	9
	3.4 MODULE DE RESISTANCE ELASTIQUE A LA FLEXION D'UNE SECTION DROITE Ω , RELATIF AU MOMENT M_z :	9
	3.5 MODULE DE RESISTANCE PLASTIQUE A LA FLEXION D'UNE SECTION DROITE Ω : NOTATION : $W_{pl.z}$	9
	3.6 EXTRAITS CATALOGUE DE PROFILES.....	10
4	CONTRAINTES TANGENTIELLES (OU TANGENTES)	13
5	DEPLACEMENTS (FLEXION COMPOSEE).	13
6	ROTATIONS ET FLECHES POUR DES POUTRES ISOSTATIQUES COURANTES	14
7	CALCUL DES STRUCTURES	15
	7.1 THEOREME DES 3 MOMENTS (FORMULE DE CLAPEYRON) ;	15
	7.2 EXPRESSION DE L'ENERGIE POTENTIELLE DE DEFORMATION (OU POTENTIEL INTERNE) DANS LE CAS DES POUTRES DROITES A PLAN MOYEN DE SYMETRIE CHARGÉES DANS CE PLAN.	16
	7.3 METHODE DES FORCES OU DES COUPURES POUR UNE STRUCTURE HYPERSTATIQUE D'ORDRE 1: 16	
	7.4 THEOREME DE MULLER-BRESLAU (AUTRE FORME DU THEOREME DE CASTIGLIANO OU THEOREME DE BERTRAND DE FONVIOLENT).....	17
	7.5 THEOREME DE PASTERNAK.....	17
	7.6 TABLEAU DES INTEGRALES DE MOHR : $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx$	18
8	EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1990 (MARS 2003) (P06-100-1) BASES DE CALCUL DE STRUCTURES NF EN 1990 (JUIN 2004) (P06-100-2) APPLICATION NATIONALE	20
	8.1 SITUATION DE PROJET.....	20
	8.2 COMBINAISONS FONDAMENTALES :	21
8.2.1	ÉTATS LIMITES ULTIMES, POUR LES SITUATIONS DE PROJET DURABLES ET TRANSITOIRES.	21
8.2.2	TABEAU A1.1 (F): VALEURS DES COEFFICIENTS ψ POUR LES BATIMENTS	21
	8.3 ÉTAT LIMITE D'EQUILIBRE STATIQUE (E.Q.U.).....	22
	8.4 ACTIONS ACCIDENTELLES	22
	8.5 ACTIONS SISMiques.....	22
	8.6 ÉTATS LIMITES DE SERVICE	22
9	EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1991- 1-1 ET ANNEXES NATIONALES	22
	9.1 CHARGES D'EXPLOITATION.....	22
10	EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1991- 1-3	25
	10.1 CHARGES DE NEIGE SUR LE SOL.....	25
	10.2 LES CHARGES DE NEIGE SUR LES TOITURES DOIVENT ETRE DETERMINEES COMME SUIT :	25

11	EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1993-1-1 ET ANNEXES NATIONALES	28
11.1	ACIERS DE CONSTRUCTION METALLIQUE	29
11.1.1	CARACTERISTIQUES MECANQUES ET PHYSIQUES DE L'ACIER	29
11.1.2	NUANCES D'ACIER	29
11.2	VALEURS DES COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE γ_M	29
11.3	RESISTANCE DES SECTIONS TRANSVERSALES	30
11.3.1	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS TRANSVERSALES	30
11.3.1.1	Aire brute (A)	30
11.3.1.2	Aire nette (A_{net})	30
11.3.2	EFFORT AXIAL DE TRACTION (N)	30
11.4	FLEXION SIMPLE : MOMENT FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT (M ET V) VERIFICATION SIMPLIFIEE	31
11.4.1.1	Pour le moment de flexion :	31
11.4.1.2	Pour l'effort tranchant	31
11.5	FLECHES	32
11.5.1	NOTATIONS	32
11.5.2	VALEURS LIMITES RECOMMANDEES DE FLECHES VERTICALES POUR LES POUTRES DE BATIMENTS	32
11.5.3	VALEURS LIMITES DES FLECHES HORIZONTALES	32
12	EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1995-1-1 ET ANNEXES NATIONALES LAMELLE COLLE ET BOIS MASSIFS	33
12.1	TABEAU DES CARACTERISTIQUES MECANQUES ET PHYSIQUES DU BOIS LAMELLE COLLE	33
12.2	TABEAU DES CARACTERISTIQUES MECANQUES ET PHYSIQUES DU BM (BOIS MASSIF TYPE RESINEUX)	33
12.3	VERIFICATION SIMPLIFIEE DES CONTRAINTES NORMALES SELON L' EUROCODE NF EN 1995 LIMITEE A LA FLEXION SIMPLE	34
12.4	VERIFICATION SIMPLIFIEE DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT SELON L' EUROCODE NF EN 1995	34
12.5	VALEURS DES PRINCIPAUX COEFFICIENTS	34
12.5.1	CLASSES DE SERVICE	34
12.5.2	CLASSES DE DUREE DE CHARGE	35
12.5.3	VALEUR DU COEFFICIENT k_{mod}	35
12.5.4	COEFFICIENTS PARTIELS POUR LES PROPRIETES DES MATERIAUX γ_M	35
12.5.5	COEFFICIENT DE HAUTEUR k_h	35
12.6	CALCUL DE LA FLECHE E.L.S.	36
12.6.1	NOTATIONS ET DEFINITIONS	36
12.6.2	VALEURS DE k_{def}	37
12.6.3	VALEURS LIMITES RECOMMANDEES DE FLECHES : TABLEAU 7.2 DE L'EC5	37
13	- NF EN 1992-1-1 CALCUL DES STRUCTURES EN BETON	38
13.1	SYMBOLES SPECIFIQUES DE L'EUROCODE 2.....	38
13.1.1	MAJUSCULES LATINES :	38
13.1.2	MINUSCULES LATINES :	39
13.1.3	- MINUSCULES GRECQUES :	42
13.1.4	AUTRES NOTATIONS	44
13.2	RESISTANCE A LA COMPRESSION :	45
13.3	CARACTERISTIQUES DES ACIERS DE BETON ARME	47
13.3.1	PROPRIETES	47
13.3.2	CARACTERISTIQUES DE DUCTILITE :	47
13.3.3	DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION A L'E.L.U.	47
13.4	- CLASSES D'EXPOSITION EN FONCTION DE L'ENVIRONNEMENT : TABLEAU 4.1	48
13.5	CLASSES INDICATIVES DE RESISTANCE POUR LA DURABILITE	50
13.6	ENROBAGE	50
13.6.1	DEFINITION DE L'ENROBAGE :	50

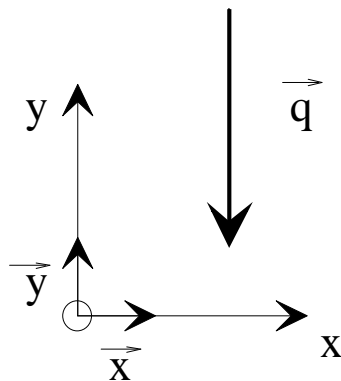
13.6.2	L'ENROBAGE MINIMUM c_{min} ; L'ENROBAGE NOMINAL c_{nom}	51
13.6.3	-: GROUPEMENT DE BARRES	51
13.6.4	- CONDITIONS DE BETONNAGE CORRECT :	51
13.6.5	TABEAU 4.3NF : MODULATIONS DE LA CLASSE STRUCTURALE RECOMMANDEE, EN VUE DE LA DETERMINATION DES ENROBAGES MINIMAUX $c_{min,dur}$ DANS LES TABLEAUX 4.4N ET 4.5NF.	52
	CLASSE STRUCTURALE	52
13.6.6	TABEAU 4.4N : VALEURS DE L'ENROBAGE MINIMAL $c_{min,dur}$ REQUIS VIS-A-VIS DE LA DURABILITE DANS LE CAS DES ARMATURES DE BETON ARME CONFORMES A L'EN 10080	52
13.6.7	ORGANIGRAMME POUR LA DETERMINATION DE L'ENROBAGE :	53
13.7	ANCRAGE ET RECOUVREMENT	54
13.7.1	- LONGUEUR D'ANCRAGE DE CALCUL : l_{bd}	54
13.7.2	CONTRAINTES ULTIME D'ADHERENCE : f_{bd}	55
13.7.3	LONGUEUR D'ANCRAGE DE REFERENCE $l_{b,rqd}$	55
13.7.4	CONDITIONS RELATIVES AU RAYON DE COURBURE :	56
13.7.5	ÉTUDE DE L'ANCRAGE DE BARRES.	57
13.7.5.1	ancrage partiel : détermination des caractéristiques géométriques du coude ou du crochet d'extrémité.	57
13.7.5.2	Cas particulier : bétons $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ ancrage à partir de l'intersection de la barre avec la bielle d'about supposée inclinée à 45° , la contrainte dans l'armature est inférieure à la contrainte	
	$0,5 \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	59
13.7.5.3	Longueur développée des barres avec crochet d'extrémité	60
13.7.6	ANCRAGE DES ARMATURES PRINCIPALES DES TREILLIS SOUDES	60
13.7.7	ANCRAGE DES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT ET AUTRES ARMATURES TRANSVERSALES	61
13.7.7.1	Les différentes dispositions d'ancrages	61
13.7.7.2	Expressions littérales des longueurs développées :	61
13.7.7.3	Longueur développée des cadres, étriers, épingles et U	62
13.7.8	RECOUVREMENTS	63
13.7.8.1	Dispositions constructives	63
13.7.8.2	Longueur de recouvrement simplifiées $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1$	63
13.7.8.3	Armatures transversales dans une zone de recouvrement	64
13.7.9	RECOUVREMENT DES TREILLIS SOUDES :	66
13.7.9.1	Recouvrement des armatures principales	66
13.7.9.2	Dispositions constructives réglementaires	66
13.7.9.3	Longueur de calcul de recouvrement des treillis soudés	67
	LA LONGUEUR DE RECOUVREMENT DE CALCUL : $l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$	67
	Simplification pour déterminer le recouvrement des armatures treillis soudés	67
13.7.10	ANCRAGES ET JONCTIONS D'UN GROUPEMENT DE BARRES	69
13.7.10.1	Définition d'un paquet	69
13.7.10.2	Ancrage des paquets de barres	69
13.7.10.3	Recouvrement des paquets de barres	71
13.8	LES POUTRES	73
13.8.1	ANALYSE STRUCTURALE, METHODES DE CALCUL PERMETTANT DE DETERMINER LA DISTRIBUTION DES SOLlicitATIONS (MOMENT DE FLEXION, EFFORT TRANCHANT) AINSI QUE DES DEPLACEMENTS.	73
13.8.1.1	Analyse élastique linéaire	73
13.8.1.2	Modélisation	73
13.8.2	SCHEMATISATION DE LA STRUCTURE : CHOIX DES LIAISONS AUX APPUIS, PORTEES A CONSIDERER, LARGEUR PARTICIPANTE DE LA TABLE DE COMPRESSION	74
13.8.2.1	Largeurs participantes (efficaces) des tables de compression (pour tous les états limites)	74
13.8.2.2	Portées utiles (de calcul) des poutres et dalles dans les bâtiments	75
13.8.3	ÉVALUATION DES CHARGES TRANSMISES AUX PORTEURS HORIZONTAUX ET VERTICAUX	76
13.8.4	CAS DE CHARGEMENT	77
13.8.4.1	Équations du moment de flexion et de l'effort tranchant relatives à une travée i.	78
13.8.4.2	Appuis de rive	78

13.9	ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS DALLES ISOSTATIQUES OU SUR APPUIS CONTINUS PORTANT DANS DEUX DIRECTIONS (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	79
13.9.1	DALLES PLEINES UNIQUES SIMPLEMENT APPUYEES SUR SES 4 COTES DONT LE RAPPORT DES PORTEES $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} > 0,5$ AVEC $\ell_x \leq \ell_y$ ℓ_x, ℓ_y SONT LES PORTEES UTILES	79
	DALLES ISOSTATIQUES	79
13.9.2	DALLES SUR APPUIS CONTINUS DONT LE RAPPORT DES PORTEES $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} > 0,5$	80
13.10	ORGANIGRAMME DE CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES EN FLEXION SIMPLE, SECTION RECTANGULAIRE :	81
13.11	ORGANIGRAMME SIMPLIFIE DE CALCUL DES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT EN FLEXION SIMPLE :	82
13.12	ÉPURE D'ARRET DE BARRES:	83
13.13	VERIFICATION DU LIT INFERIEUR SUR APPUI.....	84
13.13.1	EFFORT DE TRACTION A ANCRER SUR LES APPUIS DE RIVE ET INTERMEDIAIRES NOTE F_{Ed} .	84
13.13.2	ANCRAGE DES ARMATURES INFERIEURES SUR UN APPUI DE RIVE	84
13.13.3	ANCRAGE DES ARMATURES INFERIEURES AU NIVEAU DES APPUIS INTERMEDIAIRES (ASPECT REGLEMENTAIRE)	85
13.14	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES : DALLES PORTANT DANS UNE OU DEUX DIRECTIONS. ...	86
13.14.1	ARMATURE DE FLEXION	86
13.14.2	ARMATURES DES DALLES AU VOISINAGE DES APPUIS	86
13.14.3	ARMATURES D'ANGLE	87
13.14.4	ARMATURES DES BORDS LIBRES	87
13.14.5	ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT	87
13.15	TRACTION SIMPLE - LES TIRANTS.....	87
•	LA MAITRISE DE LA FISSURATION EST SUPPOSEE ASSUREE SAUF DEMANDE SPECIFIQUE DES DPM POUR :	87
•	ARMATURES TRANSVERSALES : CE SUJET N'EST PAS ABORDE DANS L'EC2, NOUS RESPECTERONS NEANMOINS LES DISPOSITIONS SUIVANTES :	87
13.16	COMPRESSION SIMPLE - LES POTEAUX –.....	88
13.16.1	DEFINITION GEOMETRIQUE	88
13.16.2	METHODE SIMPLIFIEE PROPOSEE (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	88
13.16.2.1	Conditions d'emploi	88
13.16.2.2	Définition de la hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité	89
13.16.2.3	Capacité portante : Formule du type : $N_{Rd} = \alpha k_h k_s A_c \left[f_{cd} + \rho f_{yd} \right]$	90
13.16.3	ORGANIGRAMME POTEAUX RECTANGULAIRES	91
13.16.4	ORGANIGRAMME POTEAUX CIRCULAIRES	92
13.16.5	ESPACEMENT DES COURS $s_{cl,t}$	93
13.16.6	LONGUEUR DE RECOUVREMENT DES ARMATURES EN ATTENTE	93
13.17	CALCUL DES SEMELLES FILANTES ET RECTANGULAIRES SOUS CHARGE CENTREE	94
13.17.1	SOL DE FONDATION	94
13.17.2	DIMENSIONNEMENT DU COFFRAGE	94
13.17.3	EXPRESSION DU MOMENT REGLEMENTAIRE	94
13.17.4	ENROBAGE (SEMELLES DE FONDATION)	95
13.17.5	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	95
	L'ARTICLE 9.8.2 RELATIF AUX SEMELLES DE FONDATION DE POTEAUX ET DE VOILES N'INDIQUE PAS DE SECTION MINIMALE D'ARMATURES.	95
13.17.6	ANCRAGES DES ARMATURES	95
13.17.7	SEMELLES SOUS POTEAUX CIRCULAIRES	95
13.17.8	ÉTAT LIMITE DE SERVICE VIS-A-VIS DE LA FISSURATION (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	95
13.17.9	ARMATURES MINIMALES DE CHAINAGE (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	95
13.17.10	RAPPELS DE L'EN 1997 : CRITERES DE RESISTANCE	96
13.17.11	EXEMPLE DE METHODE ANALYTIQUE SIMPLIFIEE DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE ANNEXE D DE LA NORME NF EN 1997-1	98
13.17.11.1	Symboles utilisés dans l'annexe D	98
13.17.11.2	Conditions non drainées	98

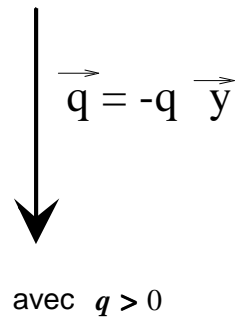
13.17.11.3	Conditions drainées	99
13.17.12	ANNEXE E DE LA NORME NF EN 1997-1 (INFORMATIVE) EXEMPLE DE METHODE SEMI-EMPIRIQUE POUR L'ESTIMATION DE LA CAPACITE PORTANTE	100
13.18	ELEMENTS EXPOSES (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	100
13.19	ACIERS EN BARRES	101
13.20	TREILLIS SOUDES DE STRUCTURE.....	102

1 Représentation des vecteurs force ou contrainte

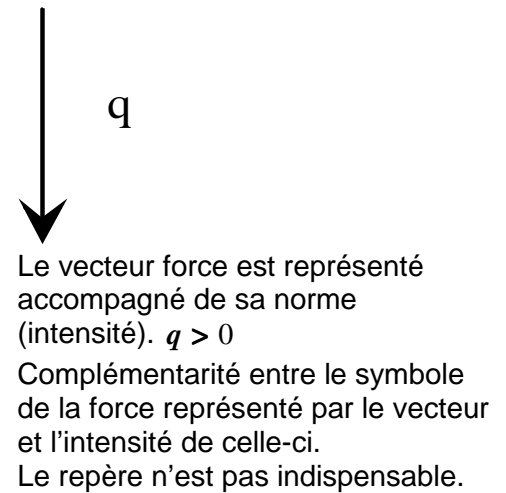
1. représentation vectorielle
le repère est obligatoire



2. représentation vectorielle
le repère est obligatoire



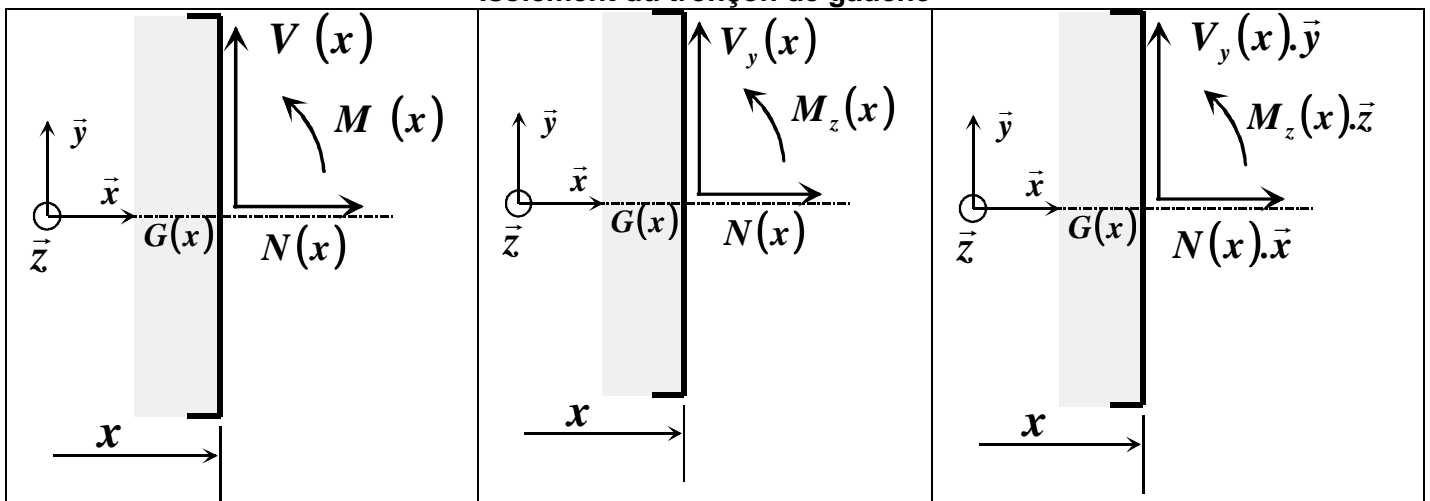
3. représentation simplifiée
ou représentation « ingénieur »



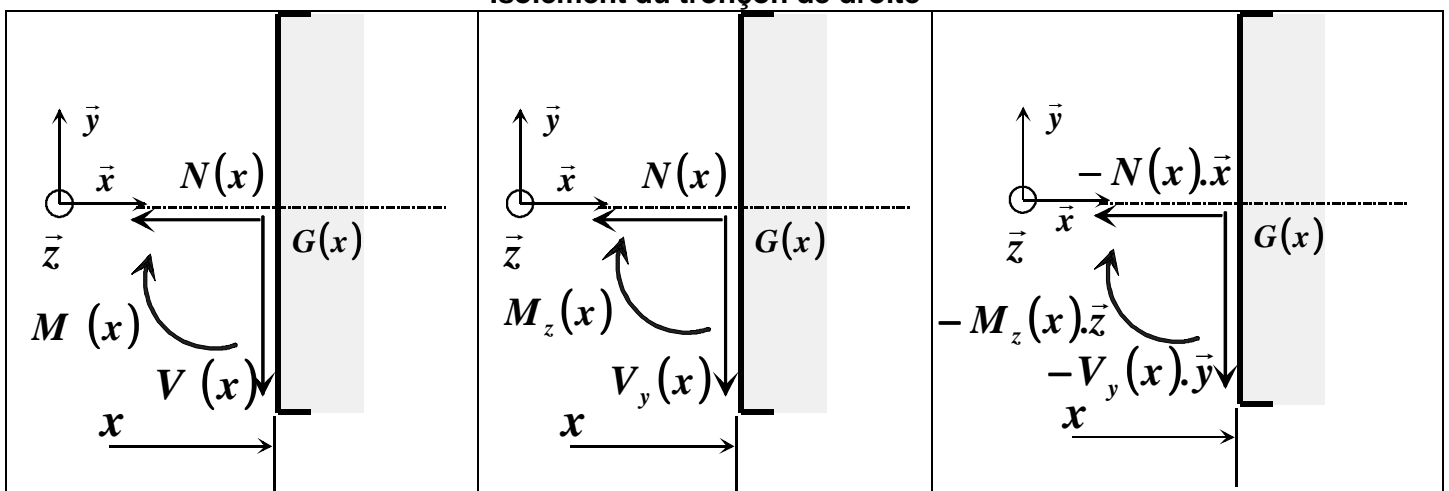
2 Repère et convention de signe pour la détermination des sollicitations

Notations et représentations :

Isolement du tronçon de gauche

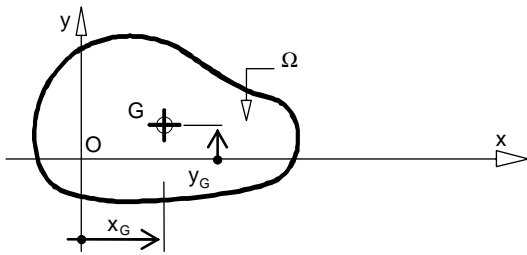


Isolement du tronçon de droite



3 Caractéristiques géométriques des sections droites :

3.1 Moments statiques



Théorème :

Le moment statique d'une surface Ω par rapport à un axe est égal au produit de l'aire A de Ω par l'ordonnée de son C. d. G. par rapport à cet axe.

$$S_x = A \times y_G$$

$$S_y = A \times x_G$$

3.2 Moments quadratiques

$I_{Gz} = \frac{bh^3}{12}$	$I_{Gz} = \frac{\pi D^4}{64}$	<p>Théorème de Huygens</p> $I_{\Delta} = I_{Gz // \Delta} + A \times d^2$

3.3 Rayon de giration

rayon de giration relatif à l'axe Gz d'une surface plane Ω d'aire A

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{Gz}}{A}}$$

3.4 Module de résistance élastique à la flexion d'une section droite Ω , relatif au moment M_z :

Notation : $W_{el,z}$; Expression : $W_{el,z,min} = \frac{I_{Gz}}{v_{max}}$ avec :

I_{Gz} : Moment quadratique de la section droite Ω ;

v_{max} : Distance du C. d. G. de la section droite à la fibre extrême la plus éloignée ;

☞ Pour les profilés acier commerciaux, ils sont donnés dans les tableaux de caractéristiques.

☞ Relation avec la contrainte normale maximale (dans le domaine élastique) dans la section droite d'une

poutre soumise à la flexion simple: $|\sigma_{max}| = \frac{|M_z|}{W_{el,z,min}}$.

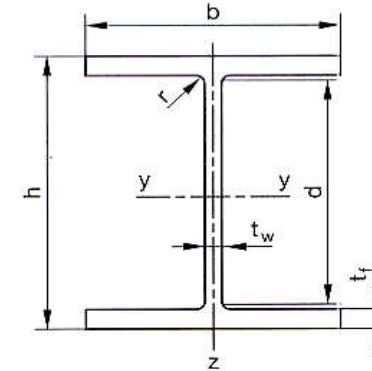
3.5 Module de résistance plastique à la flexion d'une section droite Ω : notation : $W_{pl,z}$

☞ Pour les profilés acier commerciaux, ils sont donnés dans les tableaux de caractéristiques.

Attention, le repère utilisé dans les catalogues des profilés est différent de celui de la RdM, il faut permuter les axes.

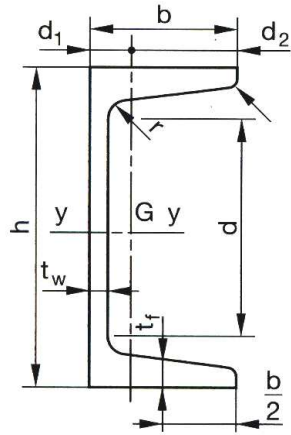
3.6 Extraits catalogue de profilés

Poutrelles HEA (HEA 100 à 600) NF A 45-201

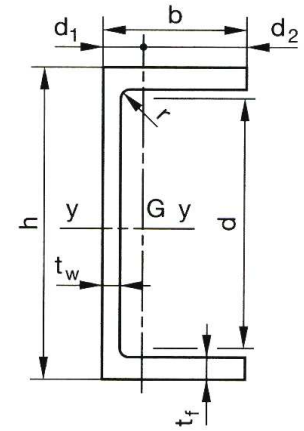


	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section Aire de cm ²	Surface de peinture m ² /m m ² /t		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm					I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	i _y cm	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	i _z cm	W _{pl,z} cm ³	A _{vy} cm ²
HEA 100	96	100	5.0	8.0	12	56	16.7	21.2	0.561	33.68	349.2	72.8	4.06	83.0	7.6	133.8	26.8	2.51	41.1	16.9
HEA 120	114	120	5.0	8.0	12	74	19.9	25.3	0.677	34.06	606.2	106.3	4.89	119.5	8.5	230.9	38.5	3.02	58.9	20.1
HEA 140	133	140	5.5	8.5	12	92	24.7	31.4	0.794	32.21	1033.1	155.4	5.73	173.5	10.1	389.3	55.6	3.52	84.8	24.8
HEA 160	152	160	6.0	9.0	15	104	33.4	38.8	0.906	29.78	1673.0	220.1	6.57	245.1	13.2	615.5	76.9	3.98	117.6	30.1
HEA 180	171	180	6.0	9.5	15	122	35.5	45.3	1.024	28.83	2510.3	293.6	7.45	324.9	14.5	924.6	102.7	4.52	156.5	35.5
HEA 200	190	200	6.5	10.0	18	134	42.3	53.8	1.136	26.89	3692.2	388.6	8.28	429.5	18.1	1335.6	133.6	4.98	203.8	41.6
HEA 220	210	220	7.0	11.0	18	152	50.5	64.5	1.255	24.85	5409.7	515.2	9.17	568.5	20.7	1954.5	177.7	5.51	270.6	50.2
HEA 240	230	240	7.5	12.0	21	164	60.3	76.8	1.369	22.70	7763.2	675.1	10.05	744.6	25.2	2768.9	230.7	6.00	351.7	59.7
HEA 260	250	260	7.5	12.5	24	177	68.2	86.8	1.484	21.77	10455	836.4	10.97	919.8	28.8	3668.2	282.6	6.50	430.2	67.4
HEA 280	270	280	8.0	13.0	24	196	76.4	97.3	1.603	20.99	13673	1012.8	11.86	1112.2	31.7	4763.0	340.2	7.00	518.1	75.4
HEA 300	290	300	8.5	14.0	27	208	88.3	112.5	1.717	19.43	18263	1259.6	12.74	1383.3	37.3	6310.5	420.7	7.49	641.2	87.0
HEA 320	310	300	9.0	15.5	27	225	96.6	124.4	1.756	17.98	22928	1479.3	13.58	1628.1	41.1	6985.8	465.7	7.49	709.7	96.2
HEA 340	330	300	9.5	16.5	27	243	104.8	133.5	1.795	17.13	27693	1678.4	14.40	1850.5	45.0	7436.3	495.8	7.46	755.9	102.5
HEA 360	350	300	10.0	17.5	27	261	112.1	142.8	1.834	16.36	33090	1890.8	15.22	2088.5	49.0	7886.8	525.8	7.43	802.3	108.7
HEA 400	390	300	11.0	19.0	27	298	124.8	159.0	1.912	15.32	45069	2311.3	16.84	2561.8	57.3	8563.1	570.9	7.34	872.9	118.2
HEA 450	440	300	11.5	21.0	27	344	139.8	178.0	2.011	14.39	63722	2896.4	18.92	3215.9	65.8	9464.2	630.9	7.29	965.1	130.4
HEA 500	490	300	12.0	23.0	27	390	155.1	197.5	2.110	13.60	86975	3550.0	20.98	3948.9	74.7	10365.6	91.0	7.24	1058.5	142.7
HEA 550	540	300	12.5	24.0	27	438	166.2	211.8	2.209	13.29	111932	4145.6	22.99	4321.8	83.7	10817.2	721.1	7.15	1106.9	148.6
HEA 600	590	300	13.0	25.0	27	486	177.8	226.5	2.308	12.98	141208	4786.7	24.97	5350.4	93.2	11269.1	751.3	7.05	1155.7	155.2

Poutrelles **UPN**
NF A 45-202

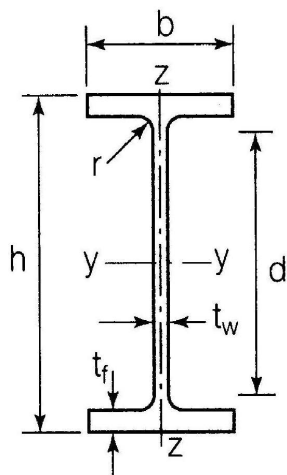


Poutrelles **UAP**
NF A 45-255



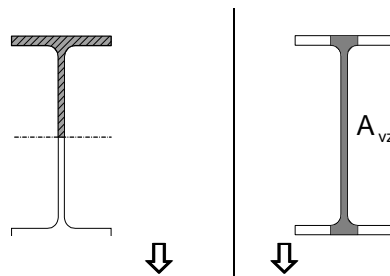
	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section A cm ²	Surface de peinture m ² /m m ² /t		Caractéristiques de calcul									
	h	b	t _w	t _r	r	d					I _y	W _{el,y}	i _y	W _{pl,y}	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	i _z	W _{pl,z}	A _{vy}
	mm	mm	mm	mm	mm	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²
UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	47	8,7	11,0	0,313	36,2	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	
UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	64	10,6	13,5	0,372	35,2	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	
UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	82	13,3	17,0	0,429	32,2	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	
UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	98	16,0	20,4	0,487	30,5	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	
UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	116	18,9	24,0	0,545	28,9	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	
UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	133	21,9	27,9	0,602	27,5	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114	22,4	2,02	42,9	
UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	151	25,2	32,2	0,660	26,1	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148	27,0	2,14	51,8	
UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	167	29,4	37,4	0,718	24,4	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197	33,6	2,30	64,1	
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	185	33,2	42,3	0,775	23,4	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248	39,6	2,42	75,7	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	201	37,9	48,3	0,832	22,0	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317	47,7	2,56	91,6	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	216	41,9	53,4	0,891	21,2	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399	57,2	2,74	109,0	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	231	46,1	58,8	0,948	20,5	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495	67,8	2,90	130,0	

	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section A cm ²	Surface de peinture m ² /m m ² /t		Caractéristiques de calcul									
	h	b	t _w	t _r	r	d					I _y	W _{el,y}	i _y	W _{pl,y}	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	i _z	W _{pl,z}	A _{vy}
	mm	mm	mm	mm	mm	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²
UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	0,323	38,56	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20
UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	0,382	36,35	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50
UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	0,460	33,48	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45
UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,85	0,537	29,96	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33
UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	0,606	28,52	1270,00	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	0,674	26,86	1945,90	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	0,733	25,75	2709,90	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	0,810	23,57	4136,40	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,64	22,95
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	0,967	21,04	8170,20	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00



Caractéristiques des profilés IPE

Les axes et désignations sont conformes à l'Eurocode 3.



Profil	h	b	t _w	t _f	r	Mass e par mètre P	Aire de la section A	Moment quadrati- que I _y	Module de résistance élastique à la flexion W _{el.y}	Rayon de gyration i _y	2×S _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	i _z	2×S _z	A _{vy}
											Module plastique W _{pl.y}					W _{pl.z}	
	mm	mm	mm	mm	m m	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,2	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,4	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,1	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1 317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	10,81	22,16	2,05	34,6	15,3
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,5	1 943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2 771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,1	3 891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	14,8
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5 789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8 356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,6	11 766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,7	16 265,6	903,6	14,95	1 019,1	35,1	1 043,20	122,73	3,79	191,1	45,3
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23 128,4	1 156,4	16,55	1 307,1	42,7	1 317,58	146,40	3,95	229,0	51,1
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,8	33 742,9	1 499,7	18,48	1 701,8	50,8	1 675,35	176,35	4,12	276,4	58,3
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	116	48 198,5	1 927,9	20,43	2 194,1	59,9	2 140,90	214,09	4,30	335,9	67,2
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67 116,5	2 440,6	22,35	1 390	72,3	2 666,49	253,95	4,45	400,5	76,1
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92 083,5	3 069,4	24,30	1 760	83,8	3 385,78	307,80	4,66	485,6	87,9

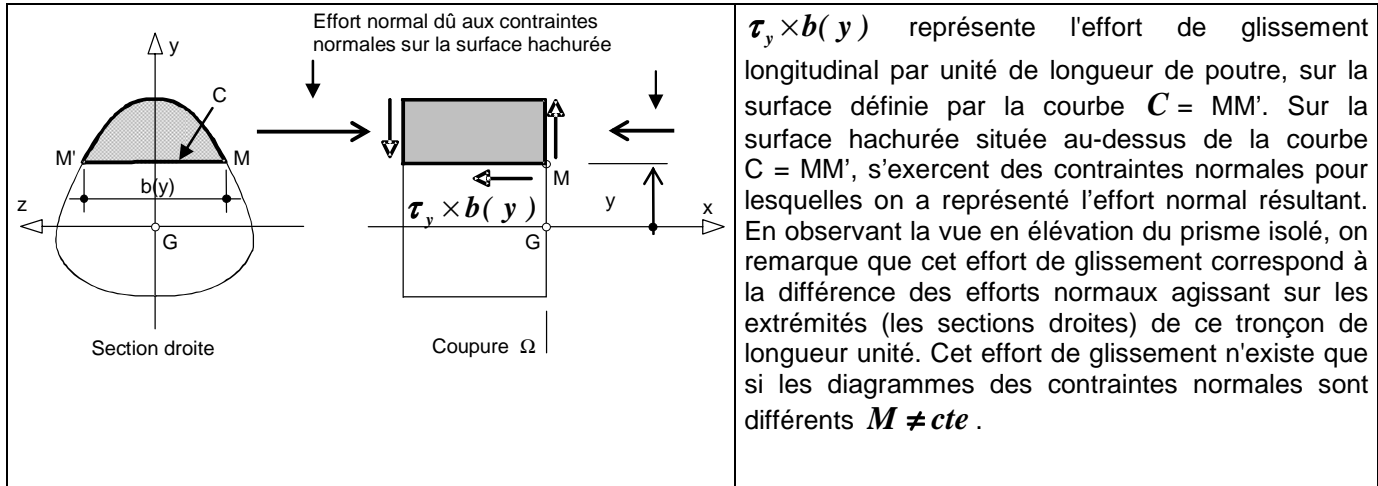
4 Contraintes tangentielle (ou tangentes)

Expression de la contrainte tangentielle (ou tangente ou de cisaillement)

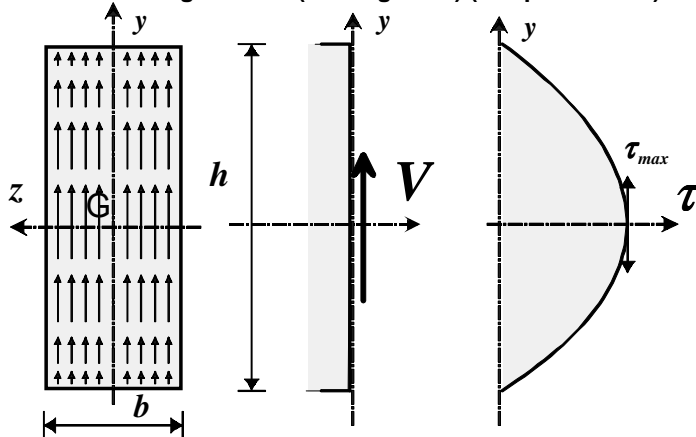
$$\tau_y \times b(y) = \frac{V_y(x) \times S_{Gz}(D_{sup})}{I_{Gz}} ; \quad \tau_y \times b(y) \text{ est aussi appelé flux de cisaillement traversant la courbe } C$$

Soit (D_{sup}) surface située au-dessus de la courbe C,

Les moments statiques des domaines inf. et sup. sont opposés. $S_{Gz}(D_{sup}) = -S_{Gz}(D_{inf})$



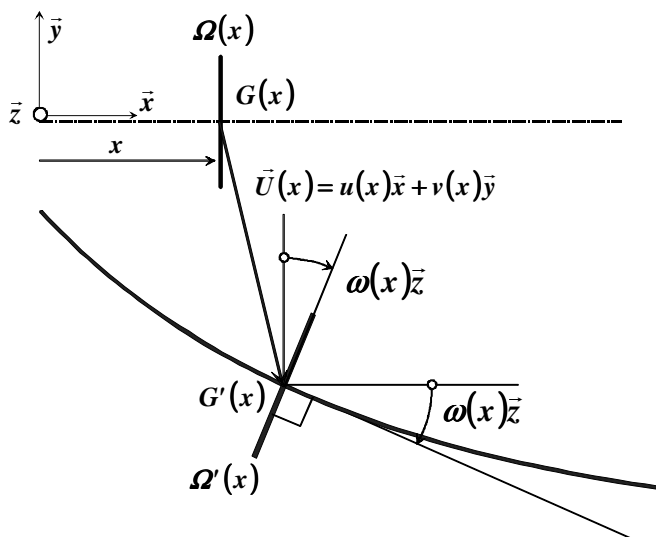
Contraintes tangentielle (ou tangentes) (cas particuliers)



Pour une section rectangulaire, la contrainte tangente transversale max. est de même direction que l'effort tranchant : son expression au niveau du centre de gravité G est :

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{V}{bh}$$

5 Déplacements (flexion composée).



La section droite subit une translation = au déplacement du point G d'abscisse x :

$$\vec{GG'} = \vec{U}(x) = u(x)\vec{x} + v(x)\vec{y}$$

La section droite subit une rotation :

$$\vec{\omega} = \omega(x)\vec{z}$$

Relations permettant de déterminer l'équation de la ligne déformée :

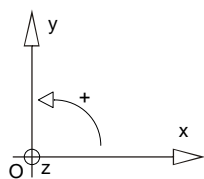
$$v''(x) = \frac{M(x)}{EI} = \omega'(x)$$

$$u(x) = u(0) + \int_0^x \frac{N(\xi)}{EA} d\xi$$

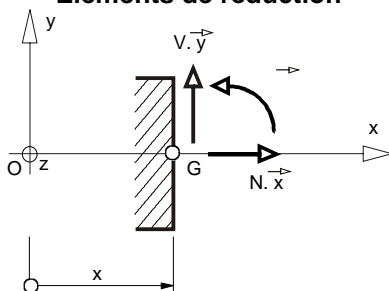
6 ROTATIONS ET FLECHES POUR DES POUTRES ISOSTATQUES COURANTES

CONVENTIONS DE SIGNES ET DE REPRÉSENTATION

Repère



Éléments de réduction



Liaisons

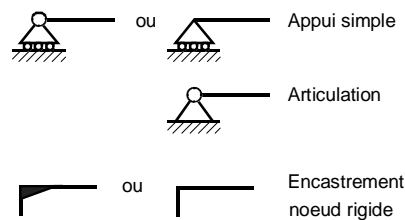
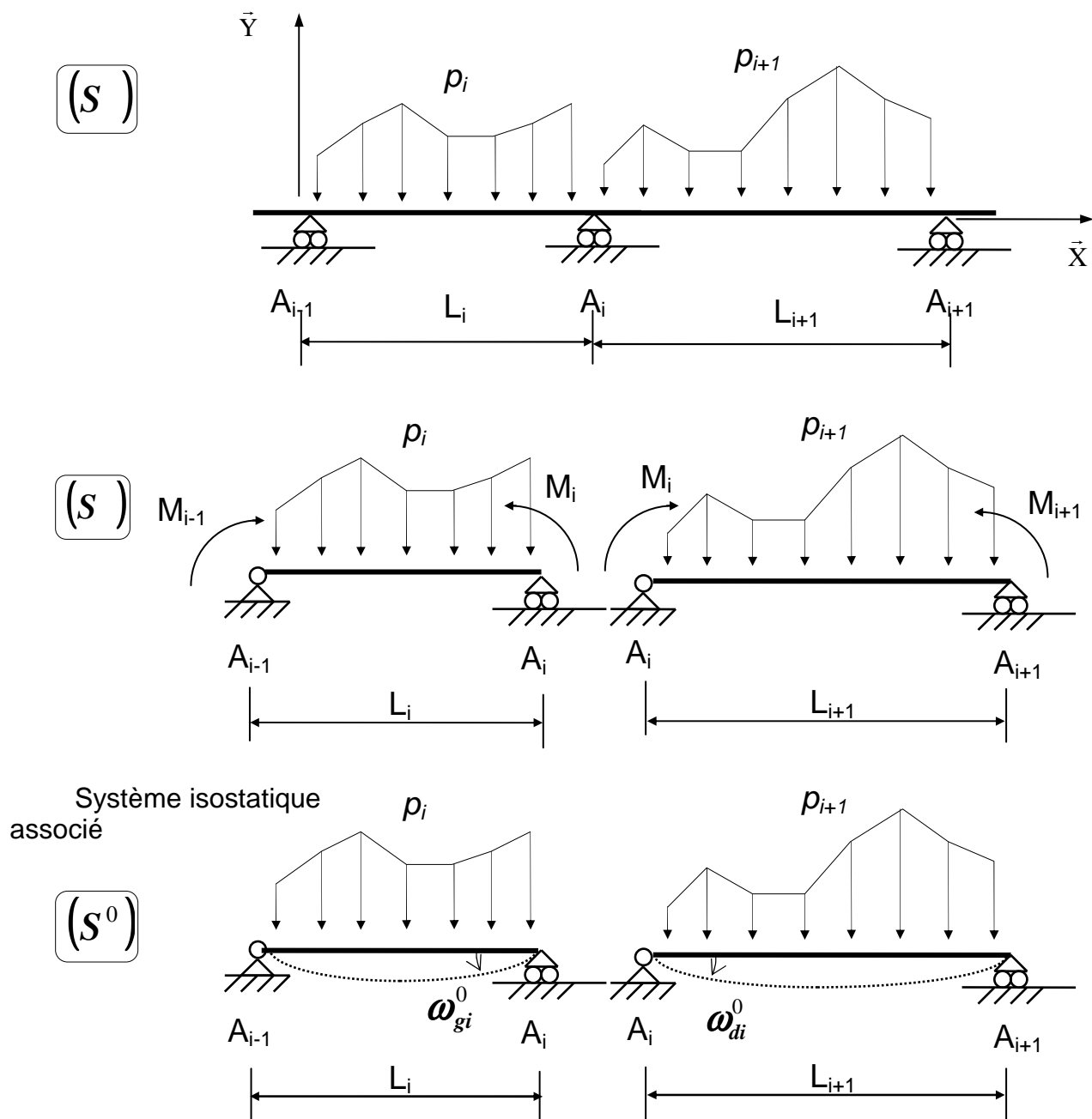


Schéma mécanique	Rotation aux appuis	Flèche
	$\omega_A = -\frac{pL^3}{24EI}$ $\omega_B = \frac{pL^3}{24EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{5pL^4}{384EI}$
	$\omega_A = -\frac{Fa}{6EIL}(L-a)(2L-a)$ $\omega_B = \frac{Fa}{6EIL}(L^2 - a^2)$	<p>pour $a \leq \frac{L}{2}$</p> $f_{(L/2)} = \frac{Fa}{48EI}(3L^2 - 4a^2)$
	$\omega_A = \frac{CL}{3EI}$ $\omega_B = -\frac{CL}{6EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{CL^2}{16EI}$
	$\omega_B = -\frac{pL^3}{6EI}$	$f_{(L)} = \frac{pL^4}{8EI}$
	$\omega_B = -\frac{FL^2}{2EI}$	$f_{(L)} = \frac{FL^3}{3EI}$

7 Calcul des structures

7.1 Théorème des 3 moments (formule de Clapeyron) :

Hypothèses : EI = constante sur l'ensemble de la poutre,
en l'absence de dénivellations d'appuis.



$$L_i M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1})M_i + L_{i+1}M_{i+1} = 6EI(\omega_{di}^0 - \omega_{gi}^0)$$

7.2 Expression de l'énergie potentielle de déformation (ou potentiel interne) dans le cas des poutres droites à plan moyen de symétrie chargées dans ce plan.

En négligeant les déformations dues à l'effort tranchant,

Pour une poutre droite en flexion composée de longueur L :
$$W_e = \frac{1}{2} \int_0^L \left[\frac{[N(x)]^2}{EA} + \frac{[M_z(x)]^2}{EI_{Gz}} \right] dx$$

Pour une structure composée de poutres droites :

$$W_e = \frac{1}{2} \int_{structure} \left[\frac{[N(x)]^2}{EA} + \frac{[M_z(x)]^2}{EI_{Gz}} \right] dx$$

Lorsque les poutres travaillent en flexion composée, les déformations d'effort normal et d'effort tranchant sont généralement négligeables devant les déformations de flexion. Pour de telles poutres, on ne calcule donc en général

leurs énergies de déformation qu'à partir du terme :

$$W_e = \frac{1}{2} \int_{structure} \frac{[M_z(x)]^2}{EI_{Gz}} dx$$

Sur les sujets, on indique : on négligera les déformations dues à N et V devant celles du moment de flexion M.

Pour une barre bi-articulée, pour laquelle l'effort normal est constant le long de celle-ci :

$$W_e = \frac{1}{2} \int_0^L \left[\frac{[N(x)]^2}{EA} \right] dx = \frac{1}{2} \frac{N^2 L}{EA}$$

7.3 Méthode des forces ou des coupures pour une structure hyperstatique d'ordre 1 :

Equation fondamentale pour des structures composées de barres (poutres) sollicitées en flexion :

$$A_{10}^0 + X_1 \delta_{11}^0 = 0$$

$$A_{10}^0 = \int_{structure} \frac{\bar{M}_1^0 \times M_0^0}{EI} dx \quad \delta_{11}^0 = \int_{structure} \frac{(\bar{M}_1^0)^2}{EI} dx$$

L'exposant 0 signifie "dans la structure isostatique associée (S^0) (ou de référence)".

Lorsque la structure est constituée de barres sollicitées uniquement en flexion :	Lorsque la structure est constituée de barres sollicitées en flexion ainsi que de barres bi-articulées donc sollicitées uniquement à un effort normal, il faut utiliser :
$A_{10}^0 = \int_{structure} \frac{\bar{M}_1^0 \times M_0^0}{EI} dx$ $\delta_{11}^0 = \int_{structure} \frac{(\bar{M}_1^0)^2}{EI} dx$	$A_{10}^0 = \int_{structure} \frac{\bar{M}_1^0 \times M_0^0}{EI} dx + \sum_{\text{barres bi-articulées}} \frac{\bar{N}_1^0 \times N_0^0}{EA} L$ $\delta_{11}^0 = \int_{structure} \frac{(\bar{M}_1^0)^2}{EI} dx + \sum_{\text{barres bi-articulées}} \frac{(\bar{N}_1^0)^2}{EA} L$

7.4 Théorème de Muller-Breslau (autre forme du théorème de Castigliano ou théorème de Bertrand de Fonviolant)

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j}{EI} dx$$

E : Module d'élasticité longitudinale ou module d'Young

I : Moment quadratique

Δ_j : Déplacement au point j ,

M : Moment de flexion, dans la structure étudiée (S)

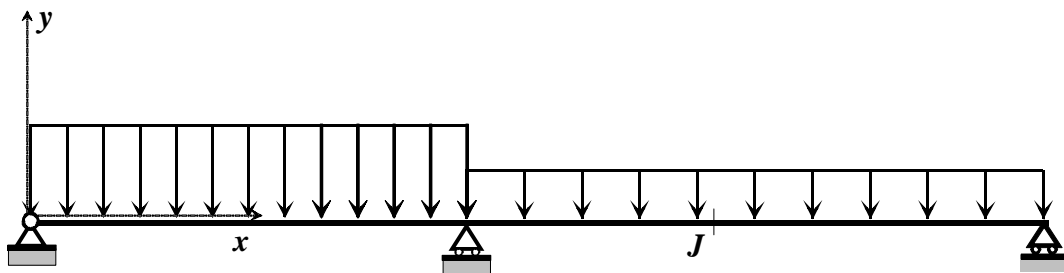
\bar{M}_j : Moment de flexion, dans (\bar{S}_j) qui correspond à la structure initiale (S) soumise à un facteur sollicitant unité (force unité ou couple unité = 1) appliqué au point j .

Dans le cas de structures composées de poutres et de barres bi-articulées :

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j}{EI} dx + \sum_{poutres \text{ bi-articulées}} \frac{N \times \bar{N}_j}{EA} L$$

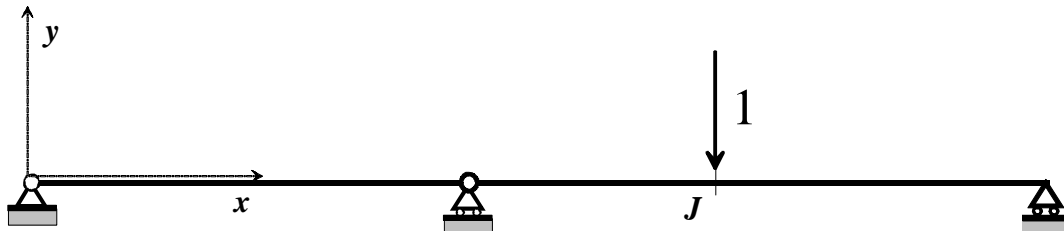
7.5 Théorème de Pasternak

Pour déterminer le déplacement en un point J d'une structure hyperstatique suivant une direction donnée, on applique en ce point J dans une de ses structures associées isostatiques (structure virtuelle) suivant la direction souhaitée une charge unité.



Structure réelle (S)

Moments de flexion $M(x)$



Structure isostatique associée (virtuelle) (\bar{S}_j^0)

Moments de flexion $\bar{M}_j^0(x)$

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M(x) \times \bar{M}_j^0(x)}{EI} dx$$

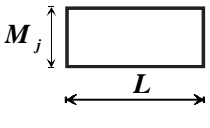
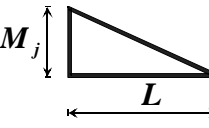
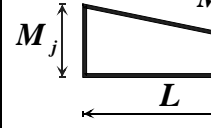
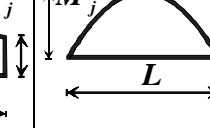
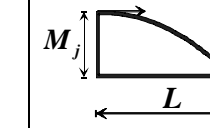
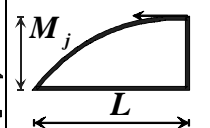
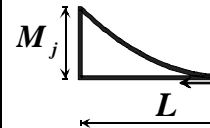
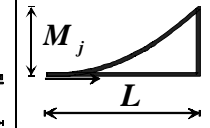
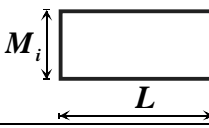
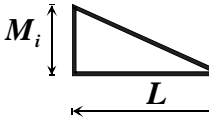
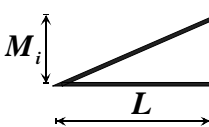
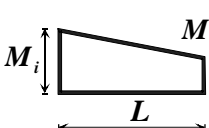
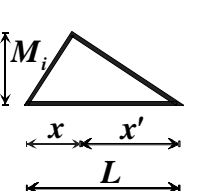

$M(x)$: représente le moment fléchissant dans la structure réelle.

\bar{M}_j^0 : représente le moment fléchissant dans la structure isostatique associée soumise à un facteur sollicitant unité (= 1) appliqué au point J .

Dans le cas de structures composées de poutres et de barres bi-articulées :

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j^0}{EI} dx + \sum_{poutres \text{ bi-articulées}} \frac{N \times \bar{N}_j^0}{EA} L$$

7.6 Tableau des intégrales de MOHR : $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx$

$m_i(x)$	$m_j(x)$								
		LM_iM_j	$\frac{1}{2}LM_iM_j$	$\frac{1}{2}LM_i(M_j + M'_j)$	$\frac{2}{3}LM_iM_j$	$\frac{2}{3}LM_iM_j$	$\frac{1}{3}LM_iM_j$	$\frac{1}{3}LM_iM_j$	$\frac{1}{3}LM_iM_j$
		$\frac{1}{2}LM_iM_j$	$\frac{1}{3}LM_iM_j$	$\frac{1}{6}LM_i(2M_j + M'_j)$	$\frac{1}{3}LM_iM_j$	$\frac{5}{12}LM_iM_j$	$\frac{1}{4}LM_iM_j$	$\frac{1}{4}LM_iM_j$	$\frac{1}{12}LM_iM_j$
		$\frac{1}{2}LM_iM_j$	$\frac{1}{6}LM_iM_j$	$\frac{1}{6}LM_i(M_j + 2M'_j)$	$\frac{1}{3}LM_iM_j$	$\frac{1}{4}LM_iM_j$	$\frac{5}{12}LM_iM_j$	$\frac{1}{12}LM_iM_j$	$\frac{1}{4}LM_iM_j$
		$\frac{1}{2}LM_j(M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6}LM_j(2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6}L(2M_iM_j + M_iM'_j + M'_iM_j + 2M'_iM'_j)$	$\frac{1}{3}LM_j(M_i + M'_i)$	$\frac{1}{12}LM_j \times (5M_i + 3M'_i)$	$\frac{1}{12}LM_j \times (3M_i + 5M'_i)$	$\frac{1}{12}LM_j \times (3M_i + M'_i)$	$\frac{1}{12}LM_j \times (M_i + 3M'_i)$
		$\frac{1}{2}LM_iM_j$	$\frac{1}{6}LM_iM_j(1 + \frac{x'}{L})$	$\frac{1}{6}LM_i \left[M_j(1 + \frac{x'}{L}) + M'_j(1 + \frac{x}{L}) \right]$	$\frac{1}{3}LM_iM_j(1 + \frac{xx'}{L^2})$	$\frac{1}{12}LM_iM_j \times (3 + \frac{3x'}{L} - \frac{x'^2}{L^2})$	$\frac{1}{12}LM_iM_j \times (3 + \frac{3x}{L} - \frac{x^2}{L^2})$	$\frac{1}{12}LM_iM_j \times (\frac{3x'}{L} + \frac{x^2}{L^2})$	$\frac{1}{12}LM_iM_j \times (\frac{3x}{L} + \frac{x'^2}{L^2})$
		$\frac{1}{2}LM_iM_j$	$\frac{1}{4}LM_iM_j$	$\frac{1}{4}LM_i(M_j + M'_j)$	$\frac{5}{12}LM_iM_j$	$\frac{17}{48}LM_iM_j$	$\frac{17}{48}LM_iM_j$	$\frac{7}{48}LM_iM_j$	$\frac{7}{48}LM_iM_j$

Dans le tableau, M_i , M_j , M'_i , M'_j , sont les extremums des fonctions $m_i(x)$ et $m_j(x)$. Ils sont à prendre en valeurs algébriques.

Tableau des intégrales de MOHR : $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx = LM_i M_j X$

avec X = valeur lue dans le tableau

$m_i(x)$	M_j 	M_j 	M_j 	M_j 	M_j 	M_j 	M_j 	M_j
M_i 	1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1+\varphi}{2}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$
M_i 	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{2+\varphi}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{(2-\beta)}{6}$	$\frac{1}{4}$
M_i 	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1+2\varphi}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{5}{12}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{(1+\beta)}{6}$	$\frac{1}{4}$
M_i 	$\frac{1+\psi}{2}$	$\frac{2+\psi}{6}$	$\frac{2+\varphi+\psi+2\varphi\psi}{6}$	$\frac{1+\psi}{3}$	$\frac{(3+5\psi)}{12}$	$\frac{(1+3\psi)}{12}$	$\frac{[(2-\beta)+\psi(1+\beta)]}{6}$	$\frac{(1+\psi)}{4}$
M_i 	$\frac{1}{2}$	$\frac{(2-\alpha)}{6}$	$\frac{[(2-\alpha)+\varphi(1+\alpha)]}{6}$	$\frac{(1+\alpha-\alpha^2)}{3}$	$\frac{(3+3\alpha-\alpha^2)}{12}$	$\frac{3\alpha+(1-\alpha)^2}{12}$	$\alpha > \beta$ $\frac{1-(1-\alpha)^2-\beta^2}{6\alpha(1-\beta)}$ $\alpha < \beta$ $\frac{1-(1-\beta)^2-\alpha^2}{6\beta(1-\alpha)}$	$\alpha > \frac{1}{2}$ $\frac{3-4(1-\alpha)^2}{12\alpha}$ $\alpha < \frac{1}{2}$ $\frac{3-4\alpha^2}{12(1-\alpha)}$
M_i 	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{(1+\varphi)}{4}$	$\frac{5}{12}$	$\frac{17}{48}$	$\frac{7}{48}$	$\beta < \frac{1}{2}$ $\frac{3-4\beta^2}{12(1-\beta)}$ $\beta > \frac{1}{2}$ $\frac{3-4(1-\beta)^2}{12\beta}$	$\frac{1}{3}$

Dans le tableau, M_i , M_j , sont les extremums des fonctions $m_i(x)$ et $m_j(x)$, ils sont à prendre en valeurs algébriques. Les coefs. ψ et φ sont algébriques.

8.1

SITUATION DE PROJET

Tableau 2.1(F) — Durée indicative d'utilisation de projet

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet (années)	Exemples
S1	10	Structures provisoires ⁽¹⁾
S2	25	Éléments structuraux remplaçables,
S3	25	Structures agricoles et similaires
S4	50	Structures de bâtiments courants
S5	100	Structures des bâtiments monumentaux ou stratégiques
(1) Les structures ou parties de structures qui peuvent être démontées dans un but de réutilisation ne doivent normalement pas être considérées comme provisoires.		

- Les situations de projet au nombre de 4 sont classées comme suit :
- **les situations durables**, correspondant aux **conditions normales d'utilisation** de l'ouvrage ;
 - **les situations transitoires** qui font référence à des **conditions temporaires** applicables à la structure (phases de construction ou de réparation)
 - **les situations accidentelles** qui font référence à des **conditions exceptionnelles** applicables à la structure ou à son exposition par exemple à un incendie, une explosion, un choc, la neige exceptionnelle.
 - **situations sismiques**, qui font référence à des **conditions exceptionnelles** applicables à la structure lors de tremblements de terre.

8.2 COMBINAISONS FONDAMENTALES :

8.2.1 États limites ultimes, pour les situations de projet durables et transitoires.

Lorsque la précontrainte est absente {6.10} se réduit à :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \{6.10\} \quad \text{le symbole « + » signifie « doit être combiné à »}$$

avec :

- $G_{k,j}$: valeur caractéristique de l'action permanente j ;
- $\gamma_{G,j}$: coefficient de sécurité partiel de l'action permanente j ;
- $Q_{k,1}$: valeur caractéristique de l'action variable dite dominante ;
- $Q_{k,i}$: valeurs caractéristiques des autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i \geq 2$) ;
- $\gamma_{Q,1}$: coefficient de sécurité partiel affecté à l'action dominante ;
- $\gamma_{Q,i}$: coefficient de sécurité partiel affecté à chaque type d'action d'accompagnement ;
- $\psi_{0,i}$: coefficients traduisant le fait qu'il soit très improbable que plusieurs actions variables atteignent toutes ensemble et au même moment leurs valeurs caractéristiques.

🔗 **Approche 2** : Application de valeurs de calcul provenant du Tableau A1.2 (B) aux actions géotechniques ainsi qu'aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci.

Équation {A1.2B} pour toutes les actions.

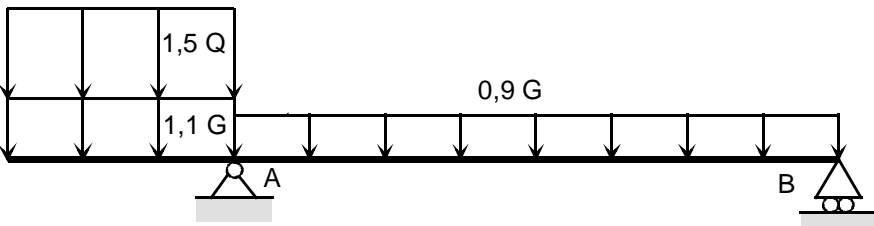
STR/GEO SITUATIONS DURABLES ET TRANSITOIRES	6.10 tableau A1.2 (B)(F)	<p>Pour le dimensionnement des éléments structuraux non soumis à des actions géotechniques (EN 1990 A1.3.1 (4)).</p> $\{A1.2B\} \quad 1,35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ <p>Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par $\gamma_{G,sup} = 1,35$ si l'effet total résultant de ces actions est défavorable, et $\gamma_{G,inf} = 1,00$ si cet effet est favorable.</p> <p>Par exemple, toutes les actions provenant du poids propre de la structure peuvent être considérées comme émanant d'une même origine ; cela s'applique également si différents matériaux sont concernés.</p>
--	--------------------------------	--

8.2.2 Tableau A1.1 (F): Valeurs des coefficients ψ pour les bâtiments

Valeur caractéristique : ψ_0 ; valeur fréquente : ψ_1 ; valeur quasi-permanente : ψ_2

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1)			
- Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
- Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
- Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
- Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
- Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
- Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
- Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,7	0,5	0,3
- Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) :			
- pour lieux situés à une altitude $H > 1000$ m au-dessus du niveau de la mer et pour Saint-pierre et Miquelon	0,70	0,50	0,20
- pour lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m au-dessus du niveau de la mer	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

8.3 État limite d'équilibre statique (E.Q.U.)

EQU	6.10 tableau A1.2 (A)(F) NOTE 1	$\{A1.2A\}$	$1,10G_{k,sup} + 0,90G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50\sum_{i>1}\psi_{0,i}Q_{k,i}$
			Cela consiste à vérifier le non-soulèvement de l'appui B par exemple.

8.4 Actions accidentelles

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

A_d représente l'action accidentelle de calcul

8.5 Actions sismiques

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

A_{Ed} représente l'action sismique de calcul

8.6 États limites de service

Combinaison caractéristique	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	elle correspond à un état limite irréversible
Combinaison fréquente	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	
Combinaison quasi permanente	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	

9 EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1991- 1-1 ET ANNEXES NATIONALES

9.1 Charges d'exploitation

- Clause 6.3.1.2(10) Le coefficient de réduction α_A n'est utilisé que pour les catégories d'usage suivantes : A, B, C3, D1, et F. Il n'y a pas de réduction à appliquer pour les autres catégories.

Ce coefficient est calculé selon l'expression : $\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} \leq 1$ $A_0 = 3,5m^2$

L'aire A correspond à l'aire portée par l'élément considéré (surface d'influence) clause 6.2.1(4) NF EN 1991-1-1

- Clause 6.3.1.2(11) Le coefficient de réduction α_n n'est utilisé que pour les catégories d'usage suivantes : A, B et F. Il n'y a pas de réduction à appliquer pour les autres catégories. Ce coefficient est calculé selon les expressions suivantes :

pour la catégorie A $\alpha_n = 0,5 + \frac{1,36}{n} \quad n > 2$

pour les catégories B et F $\alpha_n = 0,7 + \frac{0,8}{n} \quad n > 2$

où n est le nombre d'étage (> 2) chargés de la même catégorie au-dessus des éléments structuraux étudiés.

- Les coefficients α_n et α_A ne sont pas à prendre en compte simultanément (6.2)

Catégorie	Usage spécifique et exemples		q_k kN/m ²	Q_k kN
A	Habitation, résidentiel. Exemples : Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.	Planchers	1,5	2
		Escaliers	2,5	2
		Balcons	3,5	2
B	Bureaux		2,5	4
C	Lieux de réunions (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D)	C1: Espaces équipés de tables etc... ; par exemple : écoles, cafés, restaurants, salle de réception, de banquet, de lecture.	2,5	3
		C2 : : Espaces équipés de sièges fixes ; par exemple : églises, théâtres, cinémas, amphithéâtres, salles de conférence, de réunion, d'attente.	4	4
		C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes ; par exemple : salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares.	4	4
		C4 : Espaces permettant des activités physiques ; par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes.	5	7
		C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes ; par exemple : bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare.	5	4,5
D	Commerces	D1 : Commerces de détail courants ;	5	5
		D2 : Grands magasins ;	5	7
E	Aires de stockage	E1: Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aires d'accès par exemple, aires de stockage de livres et autres documents...	7,5	7
		E2 : Usages industriels ;		
F	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules légers ($PTAC \leq 30 \text{ kN}$) et nombre de places assises ≤ 8 , non compris le conducteur ; Exemples : garages, parcs de stationnement, parkings à plusieurs étages.		2,3	15
G	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules de poids moyen ($30 \text{ kN} < PTAC \leq 160 \text{ kN}$) à deux essieux, Exemples : voies d'accès, zones de livraison, zones accessibles aux véhicules de lutte incendie ($PTAC \leq 160 \text{ kN}$).		5	90
H	Toitures inaccessibles sauf pour entretien et réparations	Toiture de pente inférieure à 15% recevant une étanchéité.	0,8	1,5
		Autres toitures.	0	1,5
I	Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D : voir catégorie A à D.			
K	Toitures accessibles pour des usages particuliers (hélistations, ...)			

Clause 6.3.1.2(1)P (1) NA Les escaliers constitués de marches indépendantes relèvent d'une approche dynamique.

Clause 6.3.1.2(3) Pour les vérifications locales, il convient de prendre en considération une charge concentrée Q_k agissant seule.

Clause 6.3.1.2(4) Pour les charges concentrées dues aux rayonnages ou au matériel de levage, il convient de déterminer Q_k au cas par cas.

Clause 6.3.1.2(5)P La charge concentrée doit être considérée comme agissant en un point quelconque du plancher, du balcon ou des escaliers, sur une surface de forme adaptée, en fonction de l'usage et du type de plancher.

NOTE On peut, normalement, considérer que cette surface a la forme d'un carré de 50 mm de côté. Voir également 6.3.4.2(4)

Clause 6.3.1.2(7)P Lorsque les planchers sont soumis à des usages multiples, ils doivent être calculés pour la catégorie la plus défavorable, qui produit les effets des actions (forces ou déformation) les plus élevés dans l'élément considéré.

Clause 6.3.1.2 (8) Sous réserve qu'un plancher permette une distribution latérale des charges, le poids propre des **cloisons mobiles** peut être pris en compte par une charge uniformément répartie q_k qu'il convient d'ajouter aux charges d'exploitation supportées par les planchers, obtenues à partir du Tableau 6.2. Cette charge uniformément répartie dépend du poids propre des cloisons de la manière suivante :

D'après EN 1991-1-1 1.4 termes et définitions

Cloisons = murs non porteurs

Cloisons mobiles = cloisons qui peuvent être déplacées, ajoutées, supprimées ou reconstruites à un autre emplacement.

- cloisons mobiles de poids propre $\leq 1,0 \text{ kN} / \text{m}$ linéaire de mur : $q_k = 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- cloisons mobiles de poids propre $\leq 2,0 \text{ kN} / \text{m}$ linéaire de mur : $q_k = 0,8 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- cloisons mobiles de poids propre $\leq 3,0 \text{ kN} / \text{m}$ linéaire de mur : $q_k = 1,2 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Clause 6.3.1.2 (9) Pour les cloisons plus lourdes, il convient de tenir compte, dans le calcul :

- de leur emplacement et de leur orientation ;
- de la nature de la structure des planchers.

Clause 6.3.4.1 Toitures de catégorie I

Pour les cas où la catégorie **I** du tableau 6.9 ne correspond pas à une catégorie d'utilisation précédemment définie mais à un aménagement paysager, une valeur minimale de $3 \text{ kN} / \text{m}^2$ est recommandée dans les documents particuliers du marché. Cela facilite l'organisation des travaux de réfection qui nécessitent une planification tenant compte du déplacement d'une protection lourde.

Clause 6.3.4.2 Toitures de catégorie H

- La charge répartie q_k couvre une aire rectangulaire de 10 m^2 , dont la forme et la localisation sont à choisir de la façon la plus défavorable pour la vérification à effectuer (sans toutefois que le rapport entre longueur et largeur dépasse la valeur 2).
- Ces charges d'exploitation ne valent que pour la justification des éléments au regard de leur rôle comme éléments structuraux de la toiture.
- Ces charges d'exploitation tiennent compte du matériel spécifique d'exploitation, ainsi que des effets dynamiques.
- La charge répartie et la charge ponctuelle ne sont pas à appliquer simultanément.
- Ces charges d'exploitation ne sont pas prises en compte simultanément avec les charges de neige ou les actions du vent.

10 EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1991 - 1-3

10.1 Charges de neige sur le sol

Domaine d'application : altitude A (AN) $A \leq 2000$ m .

s_k : valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol.

♦ Soit $s_{k,200}$ la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol, pour une altitude inférieure à 200 m ;
 $s_{k,200}$ donné par la carte nationale.

♦ pour une altitude A (en mètres) : $s_k = s_{k,200} + \Delta s_i(A)$

♦ Effet de l'altitude A

Les formules suivantes donnent le supplément de charge caractéristique au sol $\Delta s_i(A)$ à considérer pour tenir compte des effets de l'altitude.

	Régions A1, A2, B1, B2, C1, C2, D.	Région E (le nord des Alpes et le Jura)
Altitude A [en mètres]	$\Delta s_1(A)$ [en kN/m ²]	$\Delta s_2(A)$ [en kN/m ²]
entre 0 et 200	0	0
entre 200 et 500	$A / 1000 - 0,20$	$1,5A / 1000 - 0,30$
entre 500 et 1000	$1,5A / 1000 - 0,45$	$3,5A / 1000 - 1,30$
entre 1000 et 2000	$3,5A / 1000 - 2,45$	$7A / 1000 - 4,80$

s_{Ad} valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige sur le sol pour un site donné (voir 4.3)

Cette charge exceptionnelle est donnée directement dans la carte jointe, ces valeurs sont indépendantes de l'altitude.
clause 2 (3) Les charges exceptionnelles de neige sont traitées comme des actions accidentelles.

10.2 Les charges de neige sur les toitures doivent être déterminées comme suit :

♦ pour les situations de projet durables / transitoires :

$$s = s_k \times \mu_i \times C_e \times C_t$$

μ_i : coefficient de forme pour la charge de neige ;

C_t : coefficient thermique, les bâtiments normalement chauffés étant systématiquement isolés, il convient de prendre ($C_t = 1$) sauf spécifications particulières dûment justifiées du projet individuel ;

C_e : coefficient d'exposition.

♦ pour les situations de projet accidentelles dans lesquelles l'action accidentelle est la charge de neige exceptionnelle:

$$s = s_{Ad} \times \mu_i \times C_e \times C_t$$

◆ **Tableau 5.1 DAN**

	C_e
Lorsque les conditions d'abri quasi permanentes de la toiture dues aux bâtiments voisins conduisent à empêcher pratiquement le déplacement de la neige par le vent.	1,25
Dans tous les autres cas.	1,00

◆ **Coefficients de forme des toitures**

Tableau 5.2 Coefficient de forme pour une toiture à versant unique ou à deux versants

α en degré (angle du toit avec l'horizontale)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

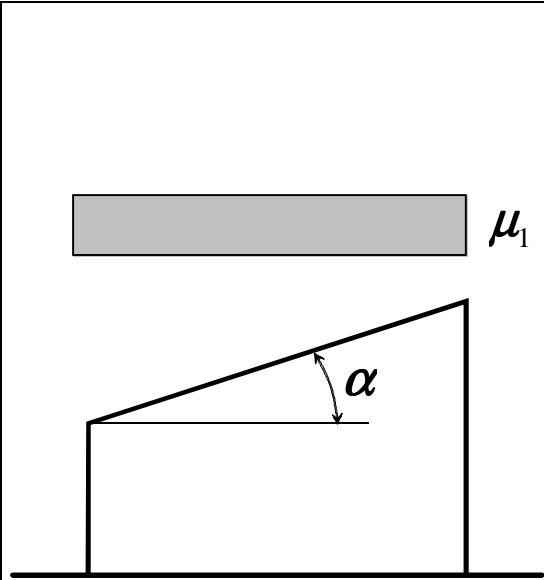


Figure 5.2 — Coefficient de forme pour une toiture à versant unique

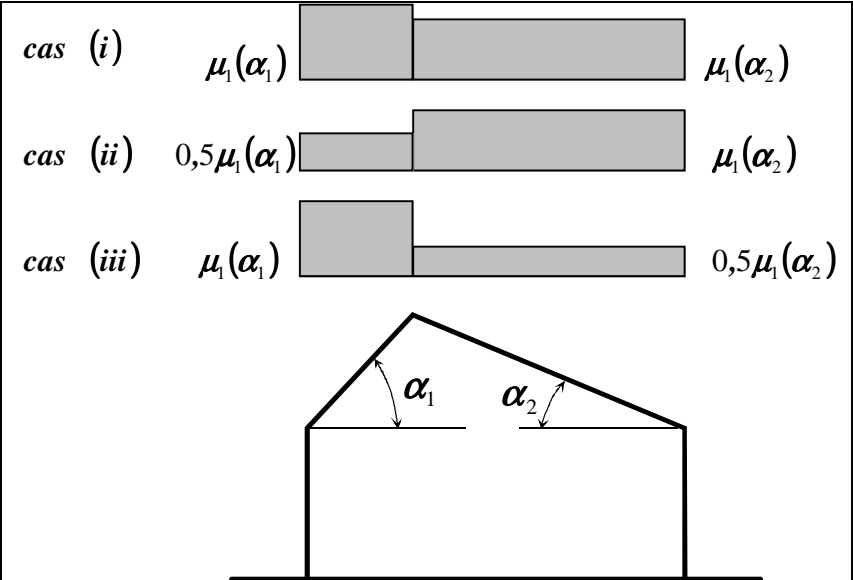


Figure 5.3 — Coefficients de forme pour une toiture à deux versants

Clause 5.3.3(3) La disposition de charge sans accumulation qu'il convient de considérer est représentée par le cas (i) de la Figure 5.3.

Clause 5.3.3 (4) Les cas (ii) et (iii) sont des dispositions de charge avec accumulation, ils correspondent à une distribution dissymétrique de l'action de la neige correspondant à un déplacement dû au vent ou au glissement des couches.

Clause 5.2 (4) Il convient de considérer la charge comme s'exerçant verticalement, et de la rapporter à une projection horizontale de la surface de la toiture.

Clause 5.2 (6) DAN Cas de toitures présentant des zones de faible pente (inférieure ou égale à 5 %)

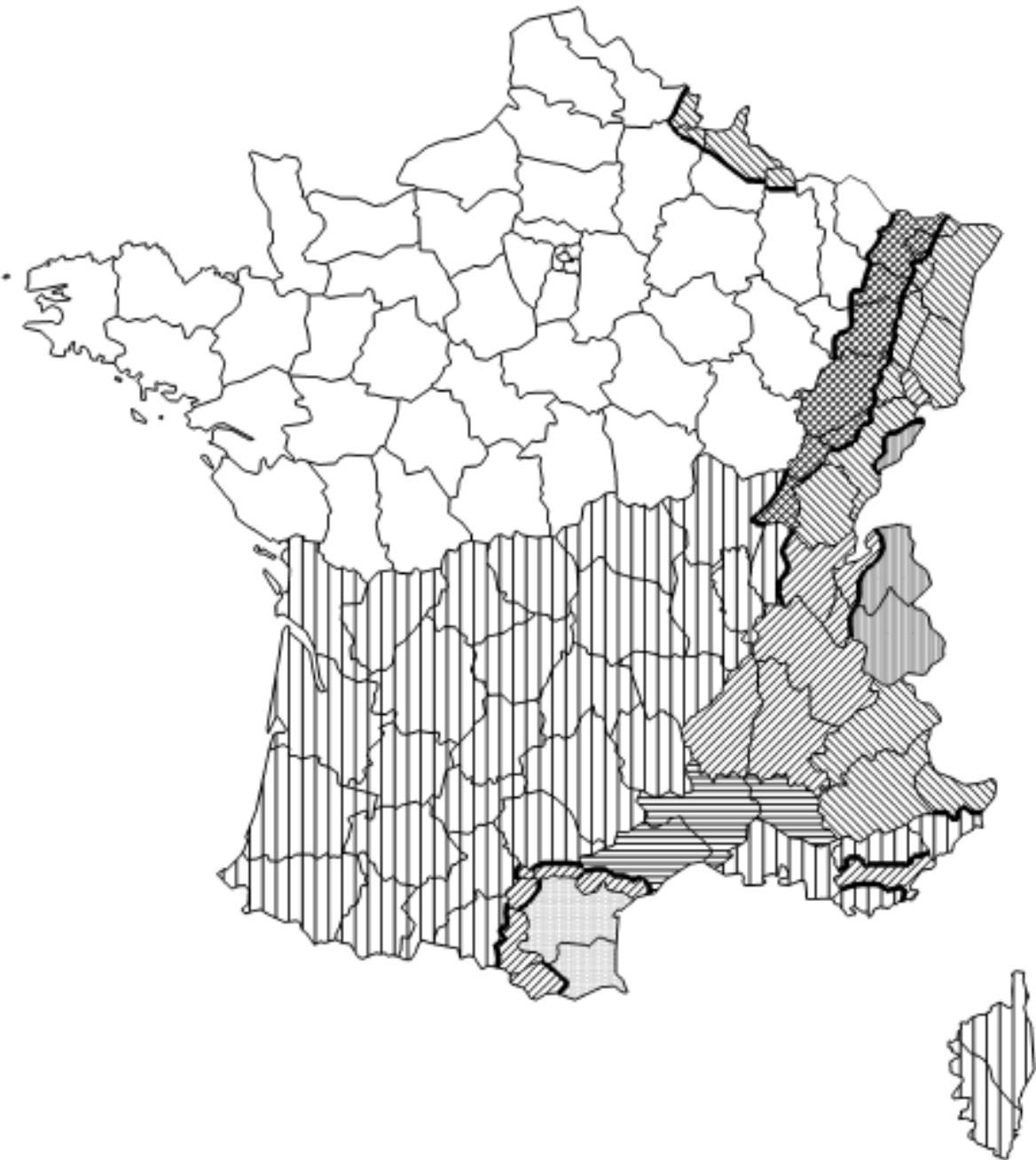
Lorsque la toiture présente des zones de faible pente (inférieure ou égale à 5%), il y a lieu, pour tenir compte de l'augmentation de la densité de la neige résultant des difficultés d'évacuation de l'eau, de majorer la charge de neige s sur la toiture de:

- **0,2 kN/m²** lorsque la pente nominale du fil de l'eau est inférieure ou égale à 3%,
- **0,1 kN/m²** si elle est comprise entre 3% et 5%.

La zone de majoration est limitée aux parties enneigées de la toiture, et s'étend dans toutes les directions sur une distance de 2 mètres au-delà de la partie de toiture visée.

❖ Carte des valeurs des charges de neige à prendre en compte sur le territoire national

Cette carte est complétée par la liste des circonscriptions administratives concernées.
Lorsque des conditions locales particulières le justifient, les spécifications particulières du projet individuel peuvent fixer une valeur caractéristique supérieure.



Régions :	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique (S_k) de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m :	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Valeur de calcul (S_{Ad}) de la charge exceptionnelle de neige sur le sol :	—	1,00	1,00	1,35	—	1,35	1,80	—
Loi de variation de la charge caractéristique pour une altitude supérieure à 200 :	Δs_1						Δs_2	
(charges en KN/m^2)								

11 EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1993-1-1 et annexes nationales

❖ Classement des sections transversales

La classification des sections transversales permet de préjuger de leur **résistance ultime en flexion et / ou compression, compte tenu du risque de voilement local**. Elle permet :

- de guider le choix du type d'analyse globale de la structure (élastique ou plastique),
- de fixer les critères à vérifier pour les sections et les éléments.

L'Eurocode 3 définit une classification des sections en fonction des critères :

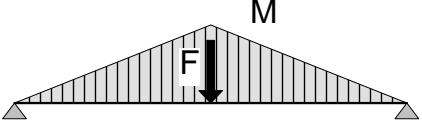
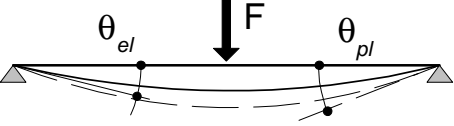
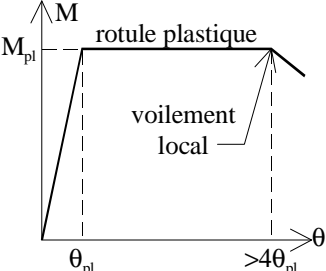
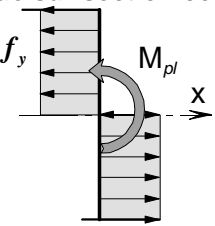
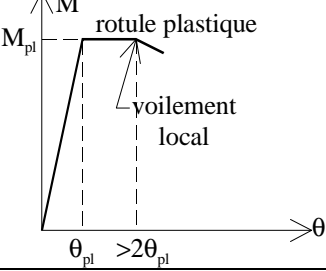
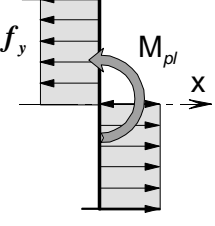
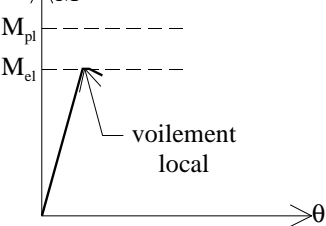
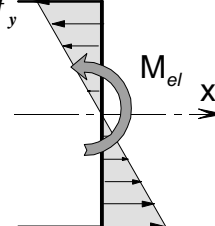
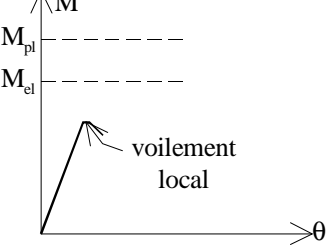
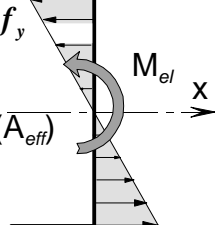
- Élancement des parois,
- Nature de la sollicitation,
- Résistance de calcul,
- Capacité de rotation plastique,
- Risque de voilement local, etc ...



Les différentes sections ont été réparties en 4 classes allant de :

- la classe 1 (la plus performante)
- à
- la classe 4 (la plus fragile).

Tableau : classification des sections

			
Classe	Modèle de comportement	Résistance de calcul	Capacité de rotation plastique
1			Importante
2			Limitée
3			Aucune
4			Aucune

11.1 Aciers de construction métallique

11.1.1 caractéristiques mécaniques et physiques de l'acier

- le module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ MPa}$
- la limite d'élasticité : f_y
- la contrainte de rupture à la traction : f_u
- le coefficient de dilatation : $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
- masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$

11.1.2 nuances d'acier

4 nuances d'acier : la nuance S 235 est la plus courante

Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u pour les aciers de construction laminés à chaud. Tableau 3.1(NF)

Norme EN 10025-2	Épaisseur nominale de l'élément : t .			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 < t \leq 80 \text{ mm}$	
	Limite d'élasticité f_y (MPa)	Résistance à la traction f_u (MPa)	Limite d'élasticité f_y (MPa)	Résistance à la traction f_u (MPa)
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S355	355	490	335	470
S450	440	550	410	550

11.2 Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M

Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M sur les résistances pour le calcul aux ELU			
Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs EC3-DAN
Résistance des sections	γ_{M0}	<ul style="list-style-type: none"> Résistance des sections : <ul style="list-style-type: none"> de classes 1, 2 ou 3 bénéficiant de la marque NF Acier dans les autres cas de classe 4 	1,00 1,00 1,00
	γ_{M2}	<ul style="list-style-type: none"> Résistance de section nette au droit des trous de boulons 	1,25

11.3 Résistance des sections transversales

11.3.1 Caractéristiques géométriques des sections transversales

11.3.1.1 Aire brute (A)

Elle est calculée en utilisant les dimensions nominales sans déduire les trous pratiqués pour les fixations, mais il faut tenir compte des ouvertures plus importantes.

11.3.1.2 Aire nette (A_{net})

Elle est égale à l'aire brute diminuée des aires des trous et autres ouvertures.

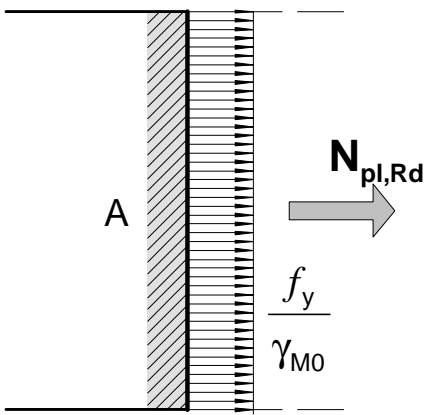
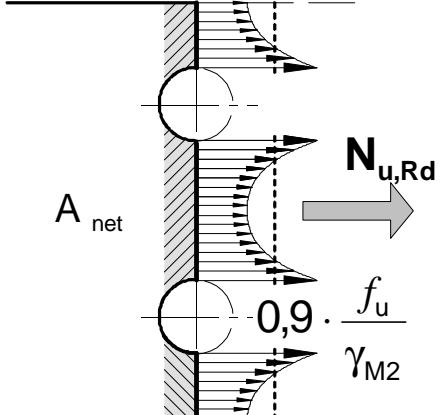
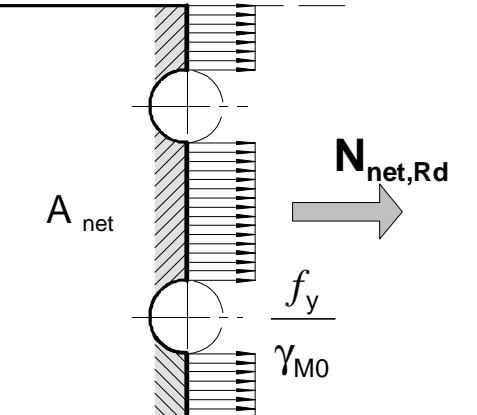
11.3.2 Effort axial de traction (N)

On doit vérifier : $N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd})$ où

N_{Ed} = Effort de traction (agissant) sollicitant la section

$N_{t,Rd}$ = Résistance de calcul à la traction de la section, prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

Lorsqu'un comportement ductile est requis, c'est à dire lorsque la section brute doit se plastifier avant la rupture de la section nette, il convient de vérifier la condition supplémentaire : $N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd}$

SECTION BRUTE (en partie courante)	SECTION NETTE (perçages déduits au droit des assemblages)	
On considère que l'état de plastification est atteint sur toute la section transversale.	Assemblage par boulons ordinaires : Il y a amplification des contraintes de traction au droit des perçages.	Assemblage par boulons précontraints (HR) : L'étreinte latérale permet une répartition quasi uniforme des contraintes de traction
		
Résistance plastique de calcul de la section brute	Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations	Résistance plastique de la section nette, à considérer dans le cas d'assemblages par boulons HR précontraints 8.8 ou 10.9 (attaches boulonnées de catégorie C) pour lesquels aucun glissement n'est autorisé.
$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$ Validité de cette expression : attaches symétriques. Pour des cornières assemblées par une seule aile et autres types de sections assemblées par des parois en console, se référer à : EN 1993-1-8 clause 3.6.3	$N_{net,Rd} = A_{net} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

11.4 Flexion simple : Moment fléchissant et effort tranchant (M et V) vérification simplifiée

11.4.1.1 Pour le moment de flexion :

On doit vérifier : $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$

où M_{Ed} = Moment fléchissant (agissant) de calcul sollicitant la section droite à l'ELU ;

$M_{c,Rd}$ = Résistance de calcul à la flexion de la section à l'ELU.

pour une section de classe 1 ou 2	pour une section de classe 3
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$ (moment résistant plastique)	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd}$ (moment résistant élastique)
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{el,Rd} = W_{el,min} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

11.4.1.2 Pour l'effort tranchant

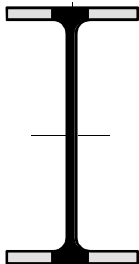
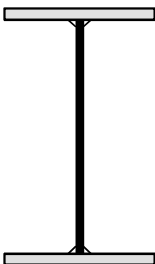
On doit vérifier : $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$

Calcul plastique $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,58 A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

où V_{Ed} : effort tranchant (agissant) de calcul à l'E.L.U. ;

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant résistant à l'E.L.U. ;

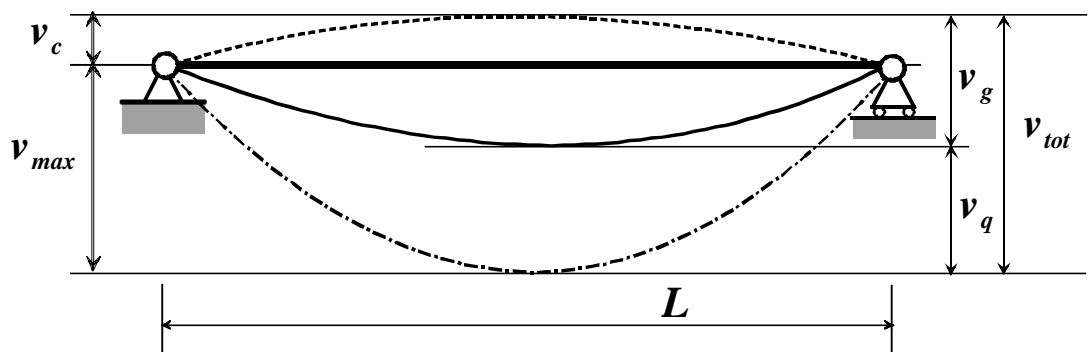
A_v : aire de cisaillement donnée dans les catalogues des caractéristiques des profilés.

 <p><u>Laminés marchands :</u> Les valeurs de l'aire plastifiée (A_v) sont données dans les tableaux de caractéristiques des profilés.</p>	 <p><u>Profilés Reconstitués Soudés :</u> Pour les P.R.S., la valeur de A_v est celle de l'âme seule</p>
--	---

11.5 Flèches

11.5.1 notations

Les valeurs limites sont destinées à être comparées aux valeurs calculées à partir des combinaisons **E.L.S. (Etats Limites de Service)**.



- v_c : contreflèche dans l'élément structural non chargé ;
- v_g : flèche sous charges permanentes de la combinaison d'actions correspondante ;
- v_q : flèche sous charges variables de la combinaison d'actions correspondante ;
- v_{tot} : flèche totale $v_{tot} = v_g + v_q$;
- v_{max} : flèche résiduelle compte tenu de la contreflèche éventuelle. $v_{max} = v_g + v_q - v_c = v_{tot} - v_c$.

11.5.2 Valeurs limites recommandées de flèches verticales pour les poutres de bâtiments

L : Portée de la poutre. (Pour les poutres en porte à faux, la longueur fictive L à considérer est égale à deux fois la longueur réelle du porte à faux.)

Conditions	Limites	
	v_{max}	v_q
Toitures en général (non accessible aux usagers sauf aux personnes chargées de l'entretien).	$L/200$	$L/250$
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien.	$L/200$	$L/300$
Planchers en général.	$L/200$	$L/300$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides.	$L/250$	$L/350$
Planchers supportant des poteaux.	$L/400$	$L/500$
Cas où v_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment.	$L/250$	

11.5.3 Valeurs limites des flèches horizontales

	Limites
Bâtiments industriels à niveau unique sans pont roulant, avec parois non-fragiles : déplacement en tête de poteaux. sans exigence restrictive en matière de déformation	$h/150$
Éléments support de bardage métallique : montants lisses	$h/150$ $L/150$
Autres bâtiments à niveau unique : déplacement en tête de poteaux bâtiments ayant des exigences particulières en matière de déformations (ex. : fragilité des parois, aspect, confort, utilisation). Ils peuvent être simples ou à travées multiples.	$h/250$

où h est la hauteur du poteau ou de l'étage, L est la longueur de la lisse.

12 EXTRAITS de l'Eurocode NF EN 1995-1-1 et annexes nationales

LAMELLE COLLE et BOIS MASSIFS

12.1 Tableau des caractéristiques mécaniques et physiques du bois Lamellé collé

		Lamellé collé homogène				Lamellé collé combiné				
Caractéristiques		Symbole	GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Propriétés de résistance en N / mm² = MPa										
Flexion	$f_{m,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36	
Cisaillement	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8	
Propriétés de rigidité en KN / mm² = GPa										
Module moyen d'élasticité axiale	$E_{0,mean}$	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7	
Masse volumique en Kg/m³										
Masse volumique moyenne évaluée en fonction de la masse volumique caractéristique : $\rho_{mean} = 1,15\rho_{g,k}$	ρ_{mean}	440	470	495	520	405	440	470	495	
Pour simplifier : poids volumique		5 KN/m³				5 KN/m³				

12.2 Tableau des caractéristiques mécaniques et physiques du BM (bois massif type résineux)

Caractéristiques	Symbole	C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30
Propriétés de résistance en N / mm² = MPa								
Flexion	$f_{m,k}$	14	16	18	22	24	27	30
Cisaillement	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2	2,4	2,5	2,8	3
Propriétés de rigidité en kN / mm² = GPa								
Module moyen d'élasticité axial	$E_{0,mean}$	7	8	9	10	11	11,5	12
Masse volumique en Kg/m³								
Masse volumique moyenne	ρ_{mean}	350	370	380	410	420	450	460

12.3 Vérification simplifiée des contraintes normales selon l' Eurocode NF EN 1995 limitée à la flexion simple

Critère de résistance d'une section / contraintes normales

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$f_{m,d}$: Résistance de calcul à la flexion du bois :

$$f_{m,d} = k_h \times k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

$\sigma_{m,d}$: contrainte max. de calcul en flexion (sur les fibres extrêmes) engendrée par le moment de flexion M à l'E.L.U. ;

$f_{m,k}$: résistance caractéristique à la flexion du bois ;

γ_M : coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'E.L.U. ;

k_{mod} : coefficient modificatif pour classes de service et classes de durée de charges ;

k_h : coefficient modificatif tenant compte de la hauteur de la poutre.

12.4 Vérification simplifiée des contraintes de cisaillement selon l' Eurocode NF EN 1995

Critère de résistance d'une section au cisaillement :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

$f_{v,d}$: résistance de calcul au cisaillement du bois

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$

τ_d : contrainte max. de cisaillement engendrée par l'effort tranchant V à l'E.L.U. ;

$f_{v,k}$: résistance caractéristique au cisaillement du bois ;

γ_M : coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'E.L.U. ;

k_{mod} : coefficient modificatif pour classes de service (pour tenir compte de l'humidité du matériau) et classes de durée de chargement.

12.5 valeurs des principaux coefficients

12.5.1 Classes de service

Classe 1	Structure intérieure en milieu sec Milieu protégé (local chauffé)
	Taux d'humidité de l'air : < 65%
	Taux d'humidité du bois : 7% < H% < 13%
Classe 2	Milieu abrité Milieu extérieur non exposé
	Taux d'humidité de l'air : < 85%
	Taux d'humidité du bois : 13 % < H% < 20%
Classe 3	Milieu extérieur exposé
	Taux d'humidité du bois : H% > 20% Liaisons avec le sol, l'eau.

12.5.2 Classes de durée de charge

Classe de durée de charge	Ordre de grandeur de la durée cumulée de l'application d'une action	Exemple d'action
Permanente	> 10 ans	Poids propre
Long terme	six mois à 10 ans	Stockage, équipements fixes.
Moyen terme	une semaine à six mois	Charges d'exploitation Charge d'entretien Neige : altitude $H \geq 1000$ m
Court terme	< une semaine	Neige : altitude $H < 1000$ m
Instantanée		Vent Situations et actions accidentelles : neige exceptionnelle,...

12.5.3 Valeur du coefficient k_{mod}

Matériau	Classe de durée de charge	Classe de service		
		1	2	3
BM : bois massif LC : lamellé collé	Permanente	0,60	0,60	0,50
	Long terme	0,70	0,70	0,55
	Moyen terme	0,80	0,80	0,65
	Court terme	0,90	0,90	0,70
	Instantanée	1,10	1,10	0,90

Nota : lorsque dans une combinaison, on a des charges de durée variable, on prend le k_{mod} de la plus faible durée.

12.5.4 Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux γ_M

ÉTATS LIMITES ULTIMES		
MATERIAUX	Bois massifs	1,30
	Lamellé collé	1,25
ÉTATS LIMITES DE SERVICES		1,00

12.5.5 coefficient de hauteur k_h

h est la hauteur de la pièce (pour la flexion).

k_h	BM	bois massif	k_h	LC	lamellé collé
si $h \geq 150$ mm		$k_h = 1$	si $h \geq 600$ mm		$k_h = 1$
si $h \leq 150$ mm		$k_h = \min[1,3; (150/h)^{0,2}]$	si $h \leq 600$ mm		$k_h = \min[1,1; (600/h)^{0,1}]$

Coefficient k_h pour BM

h	150	145	140	135	130	125	120	115	110	105	100	95
k_h	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11

h	90	85	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35
k_h	1,11	1,12	1,13	1,15	1,16	1,18	1,20	1,22	1,25	1,27	1,30	1,35

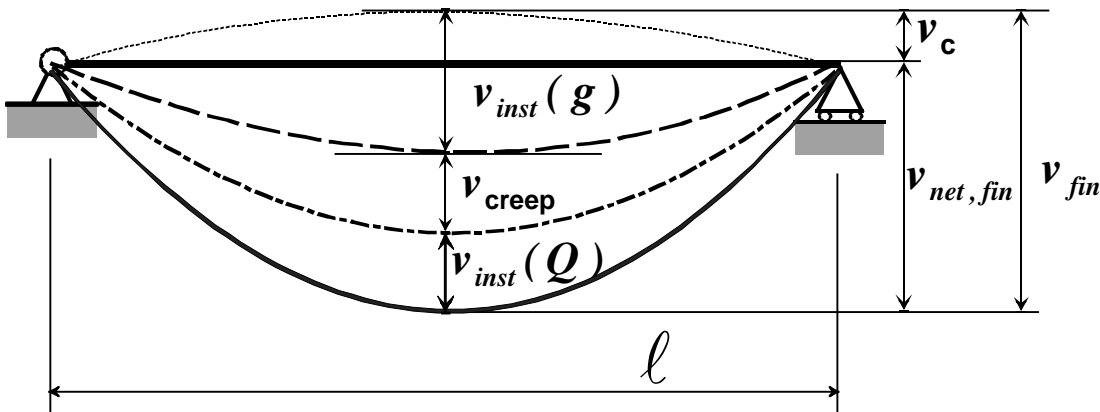
Coefficient k_h pour LC

h	600 à 575	570 à 520	515 à 470	465 à 430	425 à 390	385 à 355	350 à 320	315 à 300
k_h	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07

12.6 Calcul de la flèche E.L.S.

12.6.1 Notations et définitions

- La contreflèche, si elle existe, est notée : v_c .
 - La flèche instantanée : v_{inst} .
 - La flèche différée (fluage), v_{creep} uniquement sous charges permanentes ou quasi permanentes
 - La flèche finale $v_{fin} = v_{inst} + v_{creep}$
 - La flèche résultante finale $v_{net,fin} = v_{fin} - v_c = v_{inst} + v_{creep} - v_c$
- Dans le cas d'éléments sans contreflèche : $v_{net,fin} = v_{fin} = v_{inst} + v_{creep}$



❖ flèche instantanée

flèche instantanée due aux charges permanentes : $v_{inst}(g)$

flèche instantanée due aux charges variables : $v_{inst}(Q)$, part de la flèche instantanée due uniquement aux actions variables.

Q représente soit les charges variables d'exploitation q , soit les charges variables de neige s , soit les charges variables de vent w , soit une combinaison de plusieurs de ces actions variables.

Il convient de calculer la déformation, à partir d'une combinaison d'actions, comme la combinaison des contributions des actions individuelles. La possibilité d'avoir deux actions variables simultanées peut être prise en compte au travers des facteurs ψ_0 .

$v_{inst}(q)$ flèche instantanée due aux charges variables d'exploitation

$v_{inst}(s)$ flèche instantanée due aux charges variables de neige

$v_{inst}(w)$ flèche instantanée due aux charges variables de vent

❖ La déformation du bois sous l'effet des charges permanentes s'accroît avec le temps, c'est le phénomène de fluage. On calculera la flèche due au fluage notée v_{creep} uniquement pour les charges permanentes ou quasi permanentes de la manière suivante :

Actions permanentes (g) $v_{creep}(g) = k_{def} \times v_{inst}(g)$;

Actions quasi permanentes partie de $q = \psi_2 \times q$, ou partie de $s = \psi_2 \times s$ (si altitude > 1000 m)

$$v_{creep}(Q) = k_{def} \psi_2 \times v_{inst}(Q)$$

k_{def} coefficient prenant en compte l'augmentation de la déformation en fonction du temps sous les effets du fluage pour les 3 classes de service (fonction de l'humidité).

❖ flèches finales

flèche finale due aux charges permanentes prenant en compte le fluage et l'humidité

$$v_{fin}(g) = v_{inst}(g) + v_{creep}(g) \quad \text{soit} \quad v_{fin}(g) = v_{inst}(g) \times (1 + k_{def})$$

flèche finale due aux charges variables prenant en compte le fluage et l'humidité

$$v_{fin}(Q) = v_{inst}(Q) + v_{creep}(Q) \quad \text{soit} \quad v_{fin}(Q) = v_{inst}(Q) \times (1 + \psi_2 k_{def})$$

flèche finale due aux charges variables de neige prenant en compte le fluage et l'humidité

$$\text{- si l'altitude de la construction est inférieure à 1000 m} \quad v_{fin}(s) = v_{inst}(s)$$

$$\text{- si l'altitude de la construction est supérieure à 1000 m} \quad v_{fin}(s) = v_{inst}(s) \times (1 + 0,2 k_{def})$$

flèche finale due aux charges variables d'exploitation prenant en compte le fluage et l'humidité

$$v_{fin}(q) = v_{inst}(q) \times (1 + \psi_2 k_{def})$$

les valeurs de ψ_2 sont données dans le tableau A1.1(F) du paragraphe 8.2.2

flèche finale due aux charges variables de vent

$$v_{fin}(w) = v_{inst}(w)$$

On vérifiera que les flèches $v \leq v_{lim}$ (flèches verticales ou horizontales limites)

12.6.2 Valeurs de k_{def}

Valeurs de k_{def}

MATERIAU	Classe de service		
	1	2	3
Bois Massif	0,60	0,80	2,00
Lamellé Collé	0,60	0,80	2,00

12.6.3 Valeurs limites recommandées de flèches : tableau 7.2 de l'EC5

Valeurs limites pour les flèches verticales ou horizontales	Bâtiments courants		
Type d'ouvrage	$v_{inst}(Q)$	$v_{net,fin}$	v_{fin}
Chevrans	-	$\ell / 150$	$\ell / 125$
Éléments structuraux	$\ell / 300$	$\ell / 200$	$\ell / 125$

- Les trois valeurs doivent être vérifiées.
- ℓ portée de la poutre ou la hauteur de l'élément étudié pour la flèche horizontale.
- Pour les poutres en porte à faux, la longueur fictive ℓ à considérer est égale à deux fois la longueur réelle du porte à faux ; la valeur limite minimum est de 5 mm.
- Panneaux de planchers ou supports de toiture : $v_{net,fin} \leq \ell / 250$.
- Dans le cas d'éléments sans contreflèche, la vérification relative à $v_{net,fin}$ est plus défavorable que celle relative à v_{fin} .
- La flèche horizontale est limitée à $\ell / 200$ pour les éléments individuels soumis au vent ; pour les autres applications, les valeurs limites sont celles données dans le tableau 7.2 de l'EC5.

13.1 Symboles spécifiques de l'Eurocode 2

 **1.6**

13.1.1 MAJUSCULES LATINES :

A	Aire d'une section droite ;
A_c	Aire totale d'une section droite d'un élément en béton armé. 9.2.1.1 (3) $A_{s1} + A_{s2} \leq A_{s,max} = 0,04A_c$;
A_{ct}	Aire de la zone du béton tendu, cette zone tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure, expression de la condition de non-fragilité des tirants : $A_{s,min} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} A_{ct} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w h$;
$A_{s,min}$	Aire minimale de la section des armatures longitudinales tendues, condition de non-fragilité ; $A_{s,min} = \max \left[0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d \right] \{9.1N\}$;
$A_{s,min}$	Aire minimale de la section des armatures longitudinales dans les poteaux : $A_{s,min} = \max \left[0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right] \{9.12\}$;
$A_{s,max}$	Aire maximale de la section des armatures longitudinales tendues ou comprimées $A_{s,max} = 0,04A_c$ 9.5.2 (3) ; 9.2.1.1(3) ;
A_{s1}	Aire de la section des armatures tendues passives à l'état limite ultime. fig. 6.1 ;
A_{sw}	Aire de la section des armatures d'effort tranchant (ou d'âme) { 6.13 } $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$ {6.8} ;
$A_{s,rqd}$	Section d'acier nécessaire ou requise par le calcul ;
$A_{s,prov}$	Section d'acier réelle, prévue, mise en place ;
C_{max}	= C 90 / 105 classe max. de béton pour l'application des règles 3.1.2 ;
E_s	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de ba : $E_s = 200 \text{ kN} / \text{mm}^2 = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ 3.2.7(4) ;
E_{cm}	Module d'élasticité sécant pour un béton de masse volumique normale. $E_{cm}^{MPa} = 22000 \left(\frac{f_{cm}^{MPa}}{10} \right)^{0,3}$ voir tableau 3.1 fig. 3.2 $E_{cm} = \tan \alpha$ (module sécant entre $\sigma_c = 0$ et $\sigma_c = 0,4 f_{cm}$) ; $E_{cm}(t) = E_{cm} \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0,3} \quad (3.5)$;
EI	Rigidité à la flexion ;
F_{cd}	Valeur de calcul de l'effort de compression à l'ELU s'exerçant sur le béton dans la direction de l'axe longitudinal de l'élément 6.2.3 fig. 6.5 ;
F_s	(ou F_{s1}) Effort dans les armatures longitudinales tendues, pour une section droite, à l'E.L.U.. fig. 3.5 ; autre notation
F_{td}	et s'il existe F_{s2} : effort dans les armatures longitudinales comprimées, fig. 3.5 ;
F_{td}	Valeur de calcul de l'effort de traction dans les armatures longitudinales fig. 6.5 ;
F_{bt}	Effort de traction dû aux charges ultimes à l'origine de la partie courbe d'un ancrage ; $\phi_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left[\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right] \{8.1\}$;
F_{Ed}	Effort de traction à ancrer au niveau des appuis d'extrémité ;

Valeur simplifiée conseillée déduite d'une modélisation bielle-tirant $F_{Ed} = |V_{Ed}|$;

I Moment d'inertie (quadratique) d'une section ;

L Longueur, hauteur ;

M Moment fléchissant (de flexion) ;

M_{Ed} Valeur de calcul du moment fléchissant agissant ;

N Effort normal ;

N_{Ed} Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression) ;

S_i Classe structurale i = 1 à 6 tableau 4.4.N et 4.5 N ;

V Effort tranchant ;

V_{Ed} Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant à l'E.L.U. 6.2.1 ;

V_{Rd} Capacité de résistance à l'effort tranchant, dans le cas de poutres de hauteur constante ;

si les armatures d'effort tranchant sont verticales : $V_{Rd} = \min[V_{Rd,s}; V_{Rd,max}]$;

V_{Rd,c} Effort tranchant résistant de calcul dans une section soumise à la flexion simple, pour des éléments sans armatures d'effort tranchant 6.2.1 ;

En flexion simple $V_{Rd,c}^{(N)} = \max \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}; v_{min} \right] \times b_w d$ {6.2.a} ;

V_{Rd,s} Effort tranchant résistant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant

à la limite d'élasticité 6.2.3 $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$ armatures verticales {6.8} ;

V_{Rd,max} Effort tranchant résistant de calcul pouvant être supporté sans provoquer l'écrasement des bielles de béton 6.2.1

$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)}$ (armatures verticales) {6.9} ;

13.1.2 MINUSCULES LATINES :

a Distance, Donnée géométrique ;

Δa Tolérance pour les données géométriques ;

a₁, a₂, a_i Longueurs utilisées dans le calcul des portées de calcul $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ {5.8} fig. 5.4 ;

a_i distance entre le nu de l'appui à l'axe théorique de l'appui utilisé pour la modélisation ;

a_b Distance entre l'axe de l'armature et le parement, ou moitié de l'entraxe entre les barres ;

dans l'expression donnant le diamètre du mandrin de cintrage $\phi_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left[\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right]$ {8.1} ;

a_l Déplacement horizontal de la courbe enveloppe des moments de flexion (règle du décalage)

$a_l = \frac{z}{2} \cot \theta$ fig. 9.2 6.2.2 ;

b Distance entre 2 nervures. Fig 5.3 ;

b plus petite dimension d'un poteau, voile ou tirant 9.5.1 ; la plus grande dimension d'un poteau est notée h ;

b_t Largeur moyenne d'une poutre dans la zone tendue $A_{s,min} = \max \left[0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d \right]$ {9.1N} ;

b, b₁, b₂, b_i, Longueurs utilisées dans le calcul de **b_{eff}** fig. 5.3 ;

b_{eff} Largeur efficace (ou participante) de la table (membrure supérieure) d'une poutre en T ou en L {5.3.2.1} fig. 5.2

$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$ avec $b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$ et $b_{eff,i} \leq b_i$ {5.7} fig. 5.3 ;

b_w Épaisseur de l'âme, dimension transversale d'une section de béton en T, en I ou en L fig. 5.3 ;

c Enrobage ;

c_{nom} Enrobage nominal 4.4.1.1 $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ {4.1} ;

c_{min} Enrobage minimal 4.4.1.2 $c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm \}$ {4.2} ;

$c_{min,b}$	Enrobage minimal vis à vis des conditions d'adhérence 4.4.1.2 (3) ;
$c_{min,dur}$	Enrobage minimal vis à vis des conditions d'environnement 4.4.1.2 (5) ;
Δc_{dev}	Tolérance d'exécution (généralement 10 mm) ;
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Marge de sécurité $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ 4.4.1.2 (6) ;
$\Delta c_{dur,st}$	Réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable $\Delta c_{dur,st} = 0$.sauf justification 4.1.2 (7) ;
$\Delta c_{dur,add}$	Réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire $\Delta c_{dur,add} = 0$ 4.4.1.2 (8) ;
d	Hauteur utile de la section droite : distance du C.d.G. des armatures tendues à la fibre extrême du béton la plus comprimée fig. 3.5 ;
d_g	Plus grande dimension nominale d'un granulat 8.2 (2) ;
d_m	Diamètre du mandrin de cintrage; 9.2.1.5 ; autre notation en 8.3 ϕ_m (8.1) ;
f_{ck}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours mesurée sur cylindre : 3.1.2 tableau 3.1 ;
$f_{ck}(t)$	Résistance caractéristique à la compression du béton à t jours pour un certain nombre de phases (décoffrage, ...): $f_{ck}^{MPa}(t) = f_{cm}^{MPa}(t) - 8^{MPa} \quad 3 < t < 28 \text{ jours} ; \quad f_{ck}^{MPa}(t) = f_{cm}^{MPa}(t) \quad t \geq 28 \text{ jours} \quad 3.1.2 \text{ tableau 3.1} ;$
$f_{ck,cube}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours sur cube 3.1.2 tableau 3.1 ;
f_{cm}	Valeur moyenne de la résistance à la compression du béton sur cylindre $f_{cm}^{MPa} = f_{ck}^{MPa} + 8^{MPa}$ tableau 3.1 ;
$f_{cm}(t)$	Valeur moyenne de la résistance à la compression du béton sur cylindre à l'âge de t jours. $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad \beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (3.1) (3.2) ;$
f_{cd}	Résistance de calcul à la compression du béton: $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ {3.15} fig 3.3 avec α_{cc} le facteur de réduction : ($\alpha_{cc} = 1$ DAN) ;
ηf_{cd}	Valeur de la contrainte de calcul de compression pour le diagramme rectangulaire, fig. 3.5 ; avec η coef définissant la résistance effective pour le diagramme plafonné des contraintes de compression du béton $\eta = 1 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21) ;$ $\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22) ;$
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance à la traction directe du béton (pour le calcul des ouvertures des fissures et de la participation du béton tendu) 7.1(2) $A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$ {7.1} $f_{ct,eff} = f_{ctm}$; $C \leq C50/60 \quad f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ tableau 3.1} ;$ $C > C50/60 \quad f_{ctm} = 2,12 \ln \left[1 + \frac{f_{cm}}{10} \right] \text{ tableau 3.1} ;$
f_{ctk}	Résistance caractéristique en traction directe du béton $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ tableau 3.1 ;
$f_{ctm}(t)$	Valeur moyenne de la résistance à la traction directe du béton en fonction du temps $f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \times f_{ctm} ; \quad \beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (3.4) ;$
$f_{ctk,0,05}$	Valeur inférieure de la résistance caractéristique du béton (fractile de 5% = 5% des mesures ont une valeur inférieure) $f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ tableau 3.1 ;
$f_{ctk,0,95}$	Valeur supérieure de la résistance caractéristique du béton (fractile de 95% = 95% des mesures ont une valeur inférieure) $f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ tableau 3.1 ;
f_{ctd}	Résistance de calcul à la traction du béton $f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$ {3.16} ;

f_t	Résistance à la traction de l'acier de béton armé (contrainte maximale) 3.2.2. (1) pour la déformation ϵ_{uk}
$f_t = k f_{yk}$	(figure 3.7) $\frac{f_t}{f_{yk}} = k$ est appelé ductilité et donné dans l'annexe C fig. 3.7 ;
f_{yk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de béton armé (acier laminé à chaud) 3.2.2. (1) fig. 3.7 ;
$f_{y,max}$	Limite supérieure réelle d'élasticité 3.2.2. (1) ;
f_{yd}	Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ avec $\gamma_s = 1,15$ figure 3.8 ;
f_{ywd}	Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant 6.2.3 $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$ {6.8} ;
f_{bd}	Valeur de la contrainte ultime d'adhérence pour les armatures à haute adhérence $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$ {8.2} ;
h	Hauteur totale de la section droite (figure 6.1) ;
h	Plus grande dimension d'un poteau rectangulaire, voile 9.5.1 ;
h_f	Épaisseur de la membrure (table de compression) fig. 6.7 et 9.1 ;
i	Rayon de giration de la section de béton non fissurée $\lambda = \frac{l_0}{i}$ {5.14} ;
k	Ductilité $\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_K$ fig. 3.8 ;
k	Constante fonction de la hauteur de la section intervenant dans l'expression de $V_{Rd,c}$ équation (6.2.a) ;
l, L	Longueur, portée, hauteur {5.1} ; hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité 5.8.3.2 ;
$l_{b,rqd}$	Longueur d'ancrage de référence pour ancrer l'effort : $A_s \sigma_{sd}$ $l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$ {8.3} ;
l_{bd}	Longueur d'ancrage de calcul $l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd}$ {8.4} ;
$l_{b,eq}$	Longueur d'ancrage équivalente fig. 8.1 ;
$l_{b,min}$	Longueur d'ancrage minimale : pour les ancrages en traction $l_{b,min} = \max(0, 3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$ {8.6} ; pour les ancrages en compression $l_{b,min} = \max(0, 6l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$ {8.7} ;
l_{eff}	Portée utile d'une poutre, $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ {5.8} fig. 5.4 ;
l_0	Longueur de recouvrement de calcul $l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}$ {8.10} ;
l_0	Distance entre points de moment nuls 5.3.2.1 figure 5.2 ; longueur efficace d'un poteau (longueur de flambement) 5.8.3.2 $\lambda = \frac{l_0}{i}$ {5.14} pour les poteaux, c'est la hauteur utile dite longueur de flambement déduite de la théorie du flambement élastique $l_0 = \beta l_{eff}$;
l_n	Distance libre entre nus des appuis $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ {5.8} fig. 5.4 ;
$l_{0,min}$	Longueur de recouvrement minimal $l_{0,min} = \max(0, 3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200mm)$ {8.11} ;
n	Exposant n (tableau 3.1) $\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$ pour $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$ (3.17) voir tableau 3.1 ;
n_b	Nombre de barres dans un groupe : $\phi_n = \phi \sqrt{n_b}$ {8.14} ; pour un groupe de n_b barres de même diamètre ϕ 8.9 ;
s	Coefficient qui dépend du type de ciment $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}$ $\beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}}$ (3.1) (3.2) ;
$s_{max,slabs}$	Espacement max. limite dans les dalles 9.3.1.1 (3) ;

s	Espacement des cours d'armatures d'effort tranchant fig. 6.5 ; Cas des cours perpendiculaires à la ligne moyenne $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$ {6.8} ;
$s_{l,max}$	Espacement longitudinal maximal des séries successives des cours d'armatures d'effort tranchant $s_{l,max} = 0,75d$ {9.6N} ;
$s_{t,max}$	Espacement longitudinal maximal des brins verticaux dans un cours d'armatures d'effort tranchant $s_{t,max} = \min(0,75d; 600mm)$ {9.8N} {9.7N} ;
s_l	Espacement des fils longitudinaux d'un treillis soudé, ou d'une armature de peau fig. J1 ;
s_t	Espacement des fils transversaux d'un treillis soudé, ou d'une armature de peau fig. 5.15 ;
$s_{cl,t}$	Espacement des armatures transversales des poteaux 9.5.3 ;
$s_{cl,t,max}$	Espacement max. des armatures transversales des poteaux 9.5.3 ;
t	Épaisseur ou profondeur de l'appui ;
t	Instant considéré exprimé par exemple en jours ;
t_0	Age du béton au moment du chargement ;
v_{min}	$v_{min} = \frac{0,34}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$ pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré. $v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ poutres et dalles autres que celles ci-dessus ;
x	Profondeur de l'axe neutre , hauteur de la zone comprimée dans une section droite, définit la position de l'axe neutre fig. 3.5 ;
λx	Hauteur du diagramme rectangulaire des contraintes de compression dans une section droite , fig. 3.5 ;
x_u	Distance de la fibre neutre à la fibre extrême la plus comprimée en E.L.U {5.10} ;
z	Bras de levier du couple des forces internes en flexion fig 6.5 .

13.1.3 - MINUSCULES GRECQUES :

α	Angle ; rapport ;
α	Angle formé par les armatures d'effort tranchant et les armatures longitudinales (mesure positive origine direction ouest) fig. 6.5 ;
α_{cc}	Facteur de réduction de f_{cd} $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ {3.15} (DAN $\alpha_{cc} = 1$) ;
α_{ct}	Facteur de réduction de f_{ctd} : $f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$ {3.16} coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée (DAN $\alpha_{ct} = 1$) ;
$\beta_{cc}(t)$	Coef qui dépend de l'âge t du béton $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}$ $\beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}}$ (3.1) (3.2) ;
γ	Coefficient partiel ;
γ_c	Coefficient partiel relatif aux propriétés du béton 2.4.2.4 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ {3.15} ;
ϵ_c	Déformation relative de compression du béton fig. 3.3 ;
ϵ_{c2}	Déformation de compression du béton au delà de laquelle la contrainte dans le béton est constante f_{cd} diagramme parabole rectangle pour le béton comprimé pour $f_{ck} \geq 50MPa$ $\epsilon_{c2}^{0/00} = 2 + 0,085[f_{ck} - 50]^{0,53}$ tableau 3.1 fig. 3.3 ; ($f_{ck} \leq 50MPa$; $\epsilon_{c2}^{0/00} = 2$) tableau 3.1 ;
ϵ_{cu2}	Déformation ultime (maximum) pour le diagramme parabole rectangle pour le béton comprimé pour :

$$f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{cu2}^{0/00} = 2,6 + 35 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad \text{tableau 3.1 fig. 3.3 ;}$$

$$(f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} ; \varepsilon_{cu2}^{0/00} = 3,5) \quad \text{tableau 3.1 ;}$$

θ Angle entre la bielle de béton et l'axe longitudinal de la poutre (origine direction est) fig. 6.5 6.2.3
En BTS « bâtiment », cet angle est fixé à 45°.

λ Coefficient d'élanement mécanique d'une pièce comprimée $\lambda = \frac{l_0}{i}$ {5.14} ;

λ Coefficient définissant la hauteur utile λx de la zone comprimée (hauteur comprimée x) :

$$\lambda = 0,8 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \{3.19\} ;$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad \{3.20\} ;$$

λ Coefficient de dilatation thermique acier et béton $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{K}^{-1}$ 3.1.3 (5) ;

η Coefficient définissant la résistance effective pour le diagramme plafonné des contraintes de compression du béton ηf_{cd} ;

$$\eta = 1 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21) ;$$

$$\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22) ;$$

λx Hauteur du diagramme des contraintes plafonné figure 3.5 ;

ν Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant 6.2.2 (6)

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \{6.6N\} ;$$

ν_1 6.2.3 (3) et note 2 $\nu_1 = \nu$; $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)}$ armatures verticales {6.9} ;

Pour les éléments en béton armé ou en béton précontraint, si la contrainte de calcul des armatures d'effort tranchant est inférieure à 80 % de la limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ;

On peut adopter pour ν_1 :

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.aN) ;$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{pour } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \quad (6.10.bN) ;$$

ρ_l Pourcentage d'armatures longitudinales efficaces (aire de l'armature prolongée d'une longueur supérieure ;

$$\text{à } d + l_{bd} \text{ au-delà de la section considérée) (fig. 6.3) } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad \{6.2\} ;$$

$$\text{en flexion simple } V_{Rd,c}^{(N)} = \max \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} ; v_{min} \right] b_w d ;$$

ρ_w Pourcentage d'armatures d'effort tranchant droites $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w}$ 9.2.2 et {9.4} ;

$\rho_{w,min}$ Pourcentage minimum d'armatures d'effort tranchant $\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$ {9.5N} ;

σ_c Contrainte normale de compression du béton $\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$ pour $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$ (3.17)

avec l'exposant n (tableau 3.1)

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.18) ;$$

ϕ Diamètre d'une barre d'armature ;

ϕ_n Diamètre équivalent d'un groupement de barres d'armatures $\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm}$ {8.14} pour un groupe de n_b barres de même diamètre ϕ ;

ϕ_l Diamètre nominal de la barre longitudinale {8.9} ;

ϕ_t Diamètre nominal de la barre transversale {8.9} ;

13.1.4 Autres notations

u En indice = ultime ELU

z_u Bras de levier du couple des forces internes (effort normal de compression du béton - effort normal de traction

dans les armatures tendues) en flexion à l'E.L.U. $z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu_u}]$

β_u $z_u = \beta_u d = d(1 - 0,4\alpha_u)$; $\beta_u = (1 - 0,4\alpha_u) = \frac{1}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu_u}]$

z_f Bras de levier du couple des forces internes pour les membrures des poutres en T $z_f = d - 0,5h_f$

Ce bras de levier intervient dans l'expression du moment équilibré par la table de compression seule

dont l'expression est: $M_{uT} = N_{c1} z_u$; $N_{c1} = b_{eff} h_f f_{cd}$; $M_{uT} = b_{eff} h_f f_{cd} (d - \frac{h_f}{2})$

θ_A Inclinaison de la bielle d'about.. Autre notation θ' .

ρ_s $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{bd}$ $\rho_{s2} = \frac{A_{s2}}{bd}$ ratio d'acier.

g, q, p Charge linéique respectivement permanente, variable ou quelconque.

D Diamètre d'un poteau circulaire.

$V_{Ed,nu}$ Effort tranchant agissant de calcul au nu de l'appui, pour vérifier la bielle d'about, l'aire des armatures devant se prolonger sur cet appui et leur ancrage.

$V_{Ed,r}$ ou $V_{Ed,réduit}$ effort tranchant agissant de calcul pour déterminer le 1^{er} espacement des armatures d'âme au voisinage de l'appui.

M_u ou $M_{Ed,u}$ Moment fléchissant de calcul en E.L.U. en remplacement de M_{Ed} ,

μ_u Moment réduit ultime $\mu_u = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}}$ $M_{Ed,u}$ simplifié par M_u

$N_{Ed,u}$ ou N_u Valeur de calcul de l'effort normal agissant (tension ou compression) (à l'E.L.U.).

α Coef. de minoration de l'effort normal résistant d'un poteau, fonction de l'élancement (calcul des poteaux, méthode des Recommandations Professionnelles).

k_h Coef. dans la formule simplifiée de calcul de l'effort normal résistant d'un poteau.

k_s Coef. dans la formule simplifiée de calcul de l'effort normal résistant d'un poteau $k_s = 1$ si

$f_{yk} \leq 500 \text{ MPa}$

(calcul des poteaux, méthode des RP).

ρ $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ Pourcentage d'armatures longitudinales dans un poteau (méthode des RP).

δ $\delta = \frac{d'}{D}$; $\delta = \frac{d'}{b}$ « enrobage relatif » des armatures longitudinales $d' = c_{com} + \phi_t$

(calcul des poteaux, méthode des RP).

d' « Enrobage » des armatures longitudinales d'un poteau $d' = c_{com} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$ (calcul des poteaux, des RP).

s_0 Position de la première nappe par rapport au nu de l'appui, à ne pas confondre avec le premier espacement qui dépend de l'effort tranchant, elle est déterminée empiriquement.

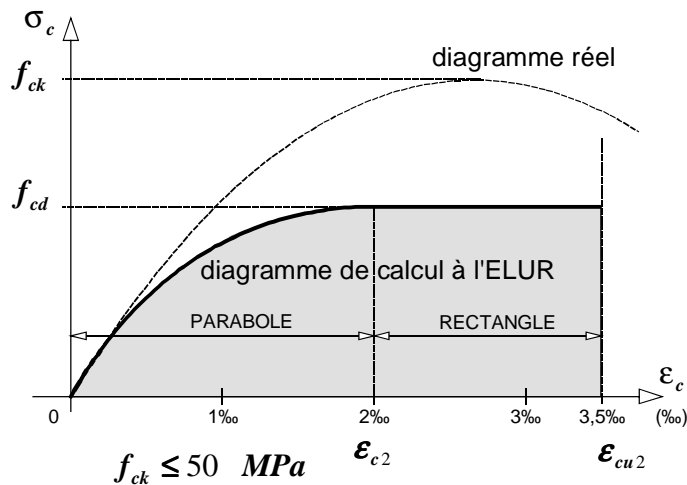
13.2 Résistance à la compression :

Tableau 3.1

EN 206-1

La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre f_{ck} ou sur cube $f_{ck,cube}$, conformément à l'EN 206-1.

Cas des bétons courants



$$\epsilon_{cu2} = 3,5 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{c2} = 2 \cdot 10^{-3}$$

σ_c : contrainte réelle de compression dans le béton

ϵ_c : déformation relative du béton comprimé

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28 jours

f_{cd} : résistance de calcul du béton à la compression à

$$\text{I}^{\circ} \text{ E.L.U. } f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \{3.15\}$$

γ_c : coefficient de sécurité partiel appliqué au béton voir 2.4.2.4

$\gamma_c = 1,5$ situations transitoire et durable

$\gamma_c = 1,2$ situations accidentelles

α_{cc} : coefficient utilisé pour tenir compte des effets à long terme sur la résistance à la compression et des effets défavorables dus à la manière dont la charge est appliquée : $\alpha_{cc} = 1$ Annexe Nationale

A défaut de résultats d'essai, on admet que pour $t \leq 28$ jours :

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8^{MPa} \quad 3 < t < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.1)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad t \geq 28 \text{ jours}$$

$$t \leq 3 \text{ jours}$$

(5) Il peut être nécessaire de spécifier la résistance en compression du béton, $f_{cm}(t)$, à l'instant t , pour un certain nombre de phases (décoffrage, transfert de précontrainte par exemple).

3.1.2

Il convient de fonder des valeurs plus précises sur des essais.

(6) La résistance en compression du béton à l'âge t dépend du type de ciment, de la température et des conditions de cure. Pour une température moyenne de 20°C et une cure conforme à l'EN 12390, la résistance en compression du béton à différents âges t , $f_{cm}(t)$, peut être estimée à l'aide des Expressions (3.1) et (3.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (3.2)$$

$f_{cm}(t)$ est la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de t jours

f_{cm} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours, conformément au Tableau 3.1

$\beta_{cc}(t)$ est un coefficient qui dépend de l'âge t du béton.

t est l'âge du béton, en jours

s est un coefficient qui dépend du type de ciment :

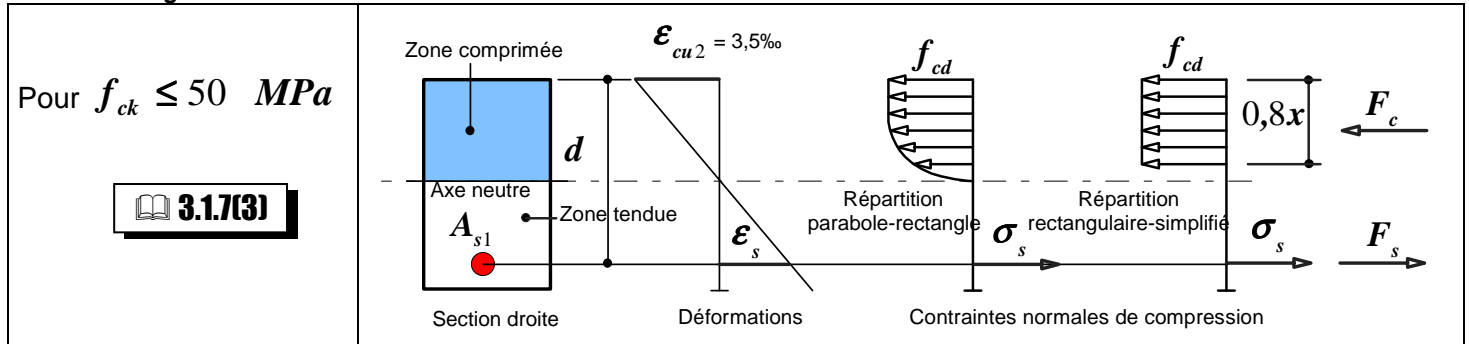
= 0,20 pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R, CEM 53,5 N et CEM 53,5 R (Classe R)

= 0,25 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)

= 0,38 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (Classe S)

Dans le cas où une cure thermique est appliquée à l'élément, on se reportera à 10.3.1.1 (3).

Diagrammes des déformations et des contraintes, dans la zone comprimée dans une section droite de poutre fléchie .
En pratique, on substitue au diagramme de calcul théorique « parabole-rectangle » un diagramme simplifié équivalent de forme rectangulaire.



Extrait du tableau 3.1 caractéristiques de résistance et de déformation du béton

Classes de résistance du béton														Expression analytique commentaires	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$ pour $\leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \times \ln[1 + f_{cm} / 10]$ pour $> C50/60$
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ fractile 5%
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ fractile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[f_{cm} / 10]^{0,3}$ f_{cm} en (MPa) correctif en fonction des granulats basalte X 1,2 quartzites X 1 calcaires X 0,9 grès X 0,7
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Voir Figure 3.3 Pour $f_{ck} \geq 50MPa$ $\epsilon_{c2} (‰) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.3 Pour $f_{ck} \geq 50MPa$ $\epsilon_{cu2} (‰) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}) / 100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	Pour $f_{ck} \geq 50MPa$ $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck}) / 100]^4$

13.3 Caractéristiques des aciers de béton armé

13.3.1 Propriétés

❖ Leur nuance, désignant la valeur spécifiée de la limite d'élasticité caractéristique : f_{yk} (ou limite d'élasticité conventionnelle à 0,2% : $f_{0,2k}$) en N/mm². $f_{yk} = 400$ à 600 MPa ,

Les aciers disponibles actuellement en France sont : *B500B classe B pour les diamètres : $8 \text{ mm} \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$*

B500A classe A pour les diamètres : $5 \text{ mm} \leq \phi \leq 12 \text{ mm}$ TS et barres

Aciers lisses soudables non validés pour l'utilisation de l'EC2 : *B235C classe C pour les diamètres : $6 \text{ mm} \leq \phi \leq 32 \text{ mm}$*

❖ Module d'élasticité longitudinale (Module d'Young) $E_s = 200\ 000 \text{ MPa} = 200 \text{ GPa}$

❖ Masse volumique 7850 kg/m^3

❖ Coefficient de dilatation thermique 10^{-5} K^{-1}

❖ Limite supérieure réelle d'élasticité $f_{y,max}$

❖ La résistance en traction f_t

❖ La ductilité est définie : allongement relatif sous charge maximale ϵ_{uk} ; $f_t/f_{yk} = k$

❖ Aptitude au pliage.

❖ Leurs caractéristiques d'adhérence. (f_R annexe C)

❖ Leurs dimensions de la section et tolérances

❖ Leur soudabilité.

❖ Résistance à la fatigue

❖ Dimensions de la section et tolérances

❖ Résistance au cisaillement et résistance des soudures dans le cas de treillis soudés et des raidisseurs en armatures en treillis.

❖ Chaque livraison doit donner lieu à la délivrance d'un certificat donnant toutes les informations nécessaires à l'identification des produits, en fonction des éléments ci-dessus, et, si besoin, des informations complémentaires.

 **Annexe C.1**
 **Tableau C.1**

13.3.2 Caractéristiques de ductilité :

Forme du produit : barres et fils redressés et treillis soudés, dans le présent code, trois classes de ductilité sont définies

Classe A	Ductilité normale	Classe B	Haute Ductilité	Classe C	Très Haute Ductilité
	$\epsilon_{uk} \geq 2,5\%$;		$\epsilon_{uk} \geq 5\%$;		$\epsilon_{uk} \geq 7,5\%$
	$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \geq 1,05$		$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \geq 1,08$ la plus courante		$1,15 \leq \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k < 1,35$

où ϵ_{uk} représente la valeur caractéristique de l'allongement sous charge maximale. (fig. 3.7)

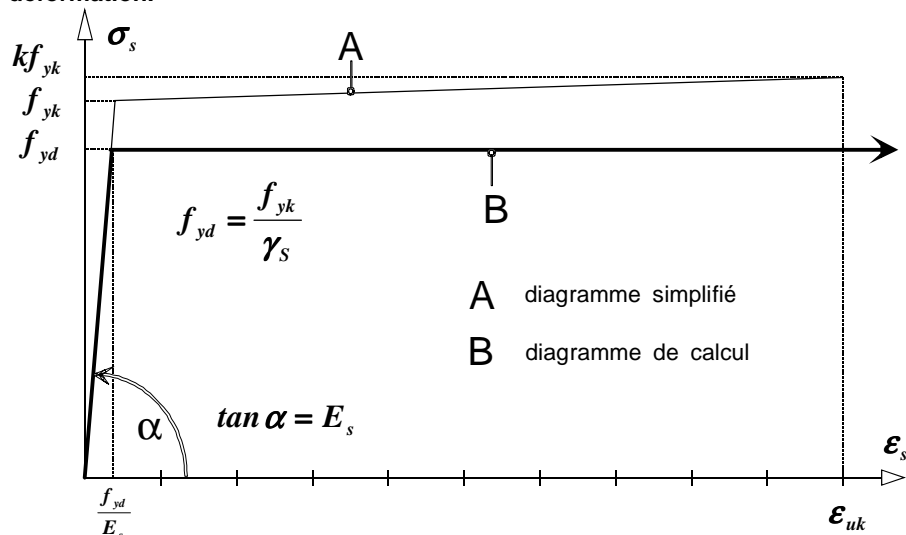
 **3.2.7**

13.3.3 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION à l'E.L.U.

Pour les aciers en barres et les treillis soudés les diagrammes contrainte-déformation sont définis conventionnellement par le graphe suivant :

Diagramme de calcul : diagramme élasto-plastique parfait.

Branche supérieure horizontale, sans nécessité de vérifier la limite de déformation.



Exemple de l'acier de classe B la plus courante *B500B* ; $k = 1,08$

La valeur de la limite d'élasticité de calcul est notée : f_{yd} :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Elle correspond à une déformation :

$$\frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,8}{2 \cdot 10^5} = 2,17 \cdot 10^{-3} = 2,17 \text{ ‰}$$

13.4 - Classes d'exposition en fonction de l'environnement : tableau 4.1

Tableau 4.1 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement (norme NF EN 206-1)

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1 - Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	- Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique - Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	- Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 - Corrosion induite par carbonatation		
XC1	- Sec ou humide en permanence	- Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible - Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	- Humide, rarement sec	- Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau - Un grand nombre de fondations
XC3	- Humidité modérée	- Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé - Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	- Alternativement humide et sec	- Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classes d'exposition XC2
3 - Corrosion induite par les chlorures		
XD1	- Humidité modérée	- Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	- Humide, rarement sec	- Piscines - Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	- Alternativement humide et sec	- Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures - Chaussées - Dalles de parcs de stationnement de véhicules
4 - Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	- Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	- Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	- Immergé en permanence	- Éléments de structures marines
XS3	- Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	- Éléments de structures marines
5 - Attaque gel/dégel		
XF1	- Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	- Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	- Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage	- Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	- Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	- Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	- Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	- Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage. - Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. - Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel.
6 - Attaques chimiques		
XA1	- Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	- Sols naturels et eau dans le sol
XA2	- Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	- Sols naturels et eau dans le sol
XA3	- Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	- Sols naturels et eau dans le sol

Note : La composition du béton affecte à la fois la protection des armatures et la résistance du béton aux attaques. L'Annexe E donne des classes de résistance indicatives pour les différentes classes d'exposition.

Compléments de l'Annexe Nationale F

Notes au Tableau 4.1

NOTE 1 : Le béton non armé se trouve dans d'autres classes d'exposition que X0 dès lors que ce béton comporte des armatures ou des pièces métalliques noyées et que l'environnement n'est pas classé « très sec ».

NOTE 2 : Les parties des bâtiments à l'abri de la pluie, que ceux ci soient clos ou non, sont à classer en XC1 à l'exception des parties exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée qui sont alors à classer en XC3.

C'est le cas notamment de certaines parties

- d'ouvrages industriels,
- de buanderies,
- de papeteries
- de locaux de piscines
-

NOTE 3 : Sont à classer en XC4 les parties aériennes des ouvrages d'art et les parties extérieures des bâtiments non protégées de la pluie, comme par exemple les façades, les pignons et les parties saillantes à l'extérieur, y compris les retours de ces parties concernés par les cheminements et/ou rejaillissements de l'eau.

NOTE 4 : Ne sont à classer en XD3 que les parties d'ouvrages soumises à des projections fréquentes et très fréquentes et contenant des chlorures et sous réserve d'absence de revêtement d'étanchéité assurant la protection du béton.

Ne sont donc à classer en XD3 que les parties des parcs de stationnement de véhicules exposées directement aux sels contenant des chlorures (par exemple les parties supérieures des dalles et rampes) et ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton pendant la durée de vie du projet.

NOTE 5 : Sont à classer en XS3 les éléments de structures en zone de marnage et/ou exposés aux embruns lorsqu'ils sont situés à moins de 100 m de la côte, parfois plus, jusqu'à 500 m, suivant la topographie particulière.

Sont à classer en XS1 les éléments de structures situés au-delà de la zone de classement XS3 et situés à moins de 1 km de la côte, parfois plus, jusqu'à 5 km, lorsqu'ils sont exposés à un air véhiculant du sel marin, suivant la topographie particulière.

NOTE 6 : En France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel, sauf spécification particulière notamment fondée sur l'état de saturation du béton (voir Annexe E en E.2 ou voir l'AN de l'EN 206-1 en NA 4.1, figure NA.2 et Note).

Pour ces classes d'exposition XF, et sous réserve du respect des dispositions liées au béton (EN 206-1 et documents normatifs nationaux), l'enrobage sera déterminé par référence à une classe d'exposition XC ou XD, comme indiqué en 4.4.1.2 (12).

Les classes de référence à retenir pour l'enrobage uniquement sont les suivantes :

		Classe d'exposition			
		XF1	XF2	XF3	XF4
Type de salage (cf. Recommandations GEL 2003)	Peu fréquent	XC4	Sans objet	XC4 si le béton est formulé sans entraîneur d'air XD1 si le béton est formulé avec entraîneur d'air	Sans objet
	fréquent	Sans objet	XD1, XD3 Pour éléments très exposés (*)	Sans objet	XD2, XD3 Pour éléments très exposés (*)
	Très fréquent	Sans objet	Sans objet	Sans objet	XD3

(*) Pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation

13.5 Classes indicatives de résistance pour la durabilité

(1) Le choix d'un béton à durabilité convenable pour la protection du béton et la protection des armatures de béton armé vis-à-vis de la corrosion passe par la considération de sa composition. Ceci peut amener à une résistance à la compression du béton plus élevée que celle exigée pour le dimensionnement de la structure. Le lien entre les classes de résistance du béton et les classes d'exposition (voir le Tableau 4.1) peut être décrit par des classes indicatives de résistance.

Tableau E.1.1 NF : Annexe Nationale Classes indicatives de résistance minimales

Classes d'exposition selon le Tableau 4.1										
Corrosion										
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures			Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicative de résistance	C20/25	C20/25	C25/30		C25/30	C30/37	C35/45	C30/37		C35/45
Dommages au béton										
	Aucun risque	Attaque par gel et dégel				Attaque chimique				
	X0	XF1	XF2	XF3		XA1		XA2	XA3	
Classe indicative de résistance	-	C25/30	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C40/50	

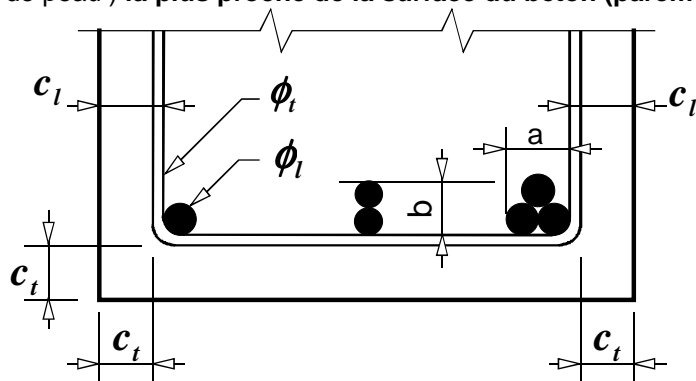
Tableau E.1.2 NF : Annexe Nationale Classes indicatives de résistance minimales des produits en béton préfabriqués

Classes d'exposition selon le Tableau 4.1										
Corrosion										
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures			Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicative de résistance	C25/30 C30/37	C30/37	C35/45		C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C40/50	C40/50
Dommages au béton										
	Aucun risque	Attaque par gel et dégel				Attaque chimique				
	X0	XF1	XF2	XF3		XA1	XA2		XA3	
Classe indicative de résistance	C20/25	C35/45	C35/45	C35/45		C35/45	C35/45		C40/50	

13.6 Enrobage

13.6.1 Définition de l'enrobage :

L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature (épingles, étriers et cadres compris, ainsi que les armatures de peau) la plus proche de la surface du béton (parement) et cette dernière.



- c : enrobage ou couverture des aciers : distance par rapport au nu des armatures
- c_l : enrobage des aciers longitudinaux
- c_t : enrobage des aciers transversaux
- d_g : coefficient granulaire (\emptyset du plus gros granulat)
- ϕ_t : diamètre des aciers transversaux
- ϕ_l : diamètre des aciers longitudinaux
- a : largeur d'un paquet de barres
- b : hauteur d'un paquet de barres

La notion d'enrobage concerne toutes les armatures (de résistance, de répartition, de peau y compris les armatures d'effort tranchant tel que les cadres.).

13.6.2 L'enrobage minimum c_{min} ; l'enrobage nominal c_{nom}

L'enrobage nominal c_{nom} est la distance entre le parement et la surface de l'armature la plus proche. L'enrobage nominal doit être calculé pour chaque élément BA, c'est une caractéristique géométrique intrinsèque qui doit être spécifiée sur les plans. $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ {4.1} $c_{min} = \max\{c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10mm\}$

$c_{min,b}$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence.

4.4.1.2 (3)

Il faut vérifier, pour chaque barre, l'enrobage minimum vis à vis des conditions d'adhérence, celui-ci étant lié au diamètre de la barre ou au diamètre équivalent du paquet de barres.

$c_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement. Pour l'élément BA

4.4.1.2 (5)

étudié, il faut le vérifier pour l'armature la plus proche du parement.

La valeur de la tolérance d'exécution recommandée : $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$.

Lorsque la réalisation des éléments des ouvrages est soumise à un système d'assurance qualité, $0 \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$.

Tableau 4.2 : Enrobage minimal $c_{min,b}$ requis vis-à-vis de l'adhérence

Exigence vis-à-vis de l'adhérence		
Disposition des armatures	Enrobage minimal	$c_{min,b}^*$
Armature individuelle	Diamètre de la barre	ϕ
Paquet	Diamètre équivalent	ϕ_n (voir 8.9.1)

*: Si la dimension nominale du plus gros granulat est supérieure à 32 mm, il convient de majorer $c_{min,b}$ de 5mm

Cas particulier des semelles de fondations :

enrobage nominal = béton coulé au contact avec un béton de propreté

$c_{nom} = 30mm$

enrobage nominal = béton en contact direct avec le sol

$c_{nom} = 65mm$

4.4.1.3(4) DAN

NOTE : L'attention est attirée sur les problèmes de fissuration auxquels risque de conduire un enrobage c_{nom} supérieur à 50 mm.

L'attention est également attirée sur les difficultés de bétonnage auxquels risque de conduire un enrobage c_{nom} inférieur à la dimension nominale du plus gros granulat.

4.4.1.2(5) DAN

13.6.3 - Groupement de barres

Les paquets jusqu'à 3 barres sont autorisés en traction.

En pratique, les groupements sont limités à 2 barres.

Lorsque deux barres en contact sont disposées l'une au-dessus de l'autre, et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes (voir § ancrages), il n'est pas nécessaire de traiter ces barres comme un paquet.

8.9.1(4)

13.6.4 - Conditions de bétonnage correct :

$$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \phi_n \\ d_g + k_2 \end{array} \right. ; \quad k_1 = 1 ; \quad k_2 = 5 \text{ mm} .$$

20 mm

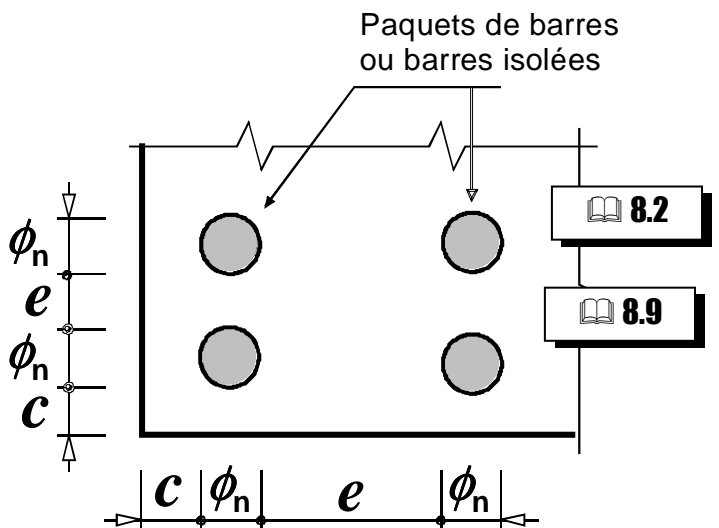
d_g : plus grande dimension nominale d'un granulat.

Lorsque toutes les barres du paquet ont le même diamètre ϕ :

$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55mm$; n_b nombre de barres du paquet

sinon ϕ_n est le diamètre d'une barre fictive équivalente de même aire et de même centre de gravité que pour l'ensemble des barres composant le paquet. : $\phi_n = \sqrt{\sum \phi_i^2}$.

Le rapport des diamètres d'un paquet ne doit pas excéder 1,7.



13.6.5 Tableau 4.3NF : Modulations de la classe structurale recommandée, en vue de la détermination des enrobages minimaux $c_{min,dur}$ dans les Tableaux 4.4N et 4.5NF.

Classe structurale							
Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1/ XA1 ³⁾	XD2/XS2/ XA2 ³⁾	XD3/XS3/ XA3 ³⁾
Durée d'utilisation de projet	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2
	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1
Classe de résistance ¹⁾	≥ C30/37 minoration de 1 point	≥ C30/37 minoration de 1 point	≥ C30/37 minoration de 1 point	≥ C35/45 minoration de 1 point	≥ C40/50 minoration de 1 point	≥ C40/50 minoration de 1 point	≥ C45/55 minoration de 1 point
	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C55/67 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C70/85 : minoration de 2
Nature du liant		Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1			
Enrobage compact ²⁾	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1

Note 1 : Par souci de simplicité, la classe de résistance joue ici le rôle d'un indicateur de durabilité. Il peut être judicieux d'adopter, sur la base d'indicateurs de durabilité plus fondamentaux et des valeurs de seuil associées, une justification spécifique de la classe structurale adoptée, en se référant utilement au guide AFGC « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages », ou à des documents normatifs reposant sur les mêmes principes.

Note 2 : Ce critère s'applique dans les éléments pour lesquels une bonne compacité des enrobages peut être garantie :

- Face coffrée des éléments plans (assimilables à des dalles, éventuellement nervurées), coulés horizontalement sur coffrages industriels.
- Éléments préfabriqués industriellement : éléments extrudés ou filés, ou faces coffrées des éléments coulés dans des coffrages métalliques.
- Sous face des dalles de pont, éventuellement nervurées, sous réserve de l'accessibilité du fond de coffrage aux dispositifs de vibration.

Note 3 : Pour les classes d'exposition XAi, cette correspondance est indicative sous réserve d'une justification de la nature de l'agent agressif.

13.6.6 Tableau 4.4N : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

13.6.7 Organigramme pour la détermination de l'enrobage :

Données : classe structurante S4 (projet pour 50 ans) pour les bâtiments
 classe d'exposition de l'élément BA étudié X...
 d_g plus grande dimension nominale des granulats
 ϕ diamètre de l'armature ou ϕ_n pour un paquet de barres
 f_{ck} , classe de résistance du béton

Dans du tableau 4.3NF ci-contre, on calcule la majoration ou la minoration de classe à appliquer à partir de la classe d'exposition de l'élément ba étudié X...

Détermination de :
 la Classe fictive S_i
 $i = 4 + \text{majorations éventuelles} - \text{minorations éventuelles}$

Dans le tableau 4.4N ci-contre, on détermine $c_{min,dur}$ en fonction de la classe fictive S_i
 Pour l'armature la plus proche du parement.

Classe structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1 XA1-3	XD2/XS2 XA2-3	XD3/XS3 XA3-3
Durée d'utilisation de projet	100 ans* majoration de 2	100 ans* majoration de 2	100 ans* majoration de 2	100 ans* majoration de 2	100 ans* majoration de 2	100 ans* majoration de 2	100 ans* majoration de 2
	25 ans et moins minoration de 1	25 ans et moins minoration de 1	25 ans et moins minoration de 1	25 ans et moins minoration de 1	25 ans et moins minoration de 1	25 ans et moins minoration de 1	25 ans et moins minoration de 1
Classe de résistance	$\geq C30/37$ minoration de 1 point	$\geq C30/37$ minoration de 1 point	$\geq C30/37$ minoration de 1 point	$\geq C35/45$ minoration de 1 point	$\geq C40/50$ minoration de 1 point	$\geq C40/50$ minoration de 1 point	$\geq C45/55$ minoration de 1 point
	$\geq C50/60$ minoration de 2	$\geq C50/60$ minoration de 2	$\geq C55/67$ minoration de 2	$\geq C60/75$ minoration de 2	$\geq C60/75$ minoration de 2	$\geq C60/75$ minoration de 2	$\geq C70/85$ minoration de 2
Nature du liant		Béton de classe $\geq C35/45$ à base de CEM sans cendres volantes minoration de 1	Béton de classe $\geq C35/45$ à base de CEM sans cendres volantes minoration de 1	Béton de classe $\geq C40/50$ à base de CEM sans cendres volantes minoration de 1			
Enrobage compact	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Calcul de $c_{min,b} = \max. (\phi \text{ des armatures ou } \phi_n \text{ des paquets de barres})$

enrobage minimum vis à vis des conditions d'adhérence, celui-ci étant lié au diamètre de la barre ou au diamètre équivalent du paquet de barres, il faut le déterminer pour chaque barre.

Exigence vis-à-vis de l'adhérence	
Disposition des armatures	Enrobage minimal $c_{min,b}$ *
Armature individuelle	Diamètre de la barre ϕ
Paquet	Diamètre équivalent ϕ_n (voir 8.9.1)

* Si la dimension nominale du plus gros granulats est supérieure à 32 mm, il convient de majorer $c_{min,b}$ de 5 mm

$$c_{min} = \max. (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm})$$

$$\text{tolérances : } \Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Enrobage : } c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{nom} = c_{min} + 10 \text{ mm}$$

Pour l'armature la plus proche du parement (armatures transversales ou d'effort tranchant, cadres, ...), déterminer : $c_{nom,t} = \max \{ \phi_t; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} \} + 10 \text{ mm}$

Pour les armatures longitudinales, déterminer : $c_{nom,l} = \max \{ [\phi \text{ ou } \phi_n]; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} \} + 10 \text{ mm}$

$$\text{Enrobage nominal : } c_{nom} = \max [c_{nom,t}; c_{nom,l} - \phi_t; d_g]$$

$$\text{Autre forme } c_{nom} = \max \left(\max \{ \phi_t; c_{min,dur}; [\phi \text{ ou } \phi_n] - \phi_t; 10 \text{ mm} \} + 10 \text{ mm}; d_g \right)$$

Si les armatures ϕ_t sont absentes, faire $\phi_t = 0$ dans cette expression

13.7 ANCRAGE ET RECOUVREMENT

8.4.4

13.7.1 - LONGUEUR D'ANCRAGE DE CALCUL : l_{bd}

❖ La longueur d'ancrage l_{bd} simplifiée mesurée le long de l'axe de la barre quelle que soit la forme du tracé.

	Armatures transversales	Armatures tendues	Armatures comprimées
Barres droites	non soudées	$l_{bd} = l_{b,rqd}$	$l_{bd} = l_{b,rqd}$
	soudées	$l_{bd} = 0,7l_{b,rqd}$	$l_{bd} = 0,7l_{b,rqd}$
Crochets	non soudées	$l_{bd} = l_{b,rqd}$	-
	soudées	$l_{bd} = 0,7l_{b,rqd}$	-

Pour l'ancrage droit des barres tendues dans les dalles appuyées sur des poutres ou des voiles, à condition que l'entraxe des barres est d'au moins 7ϕ , on peut multiplier la valeur indiquée ci-dessus l_{bd} par 0,7.

longueur minimale d'ancrage $l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$ $l_{b,min} = \max(0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$

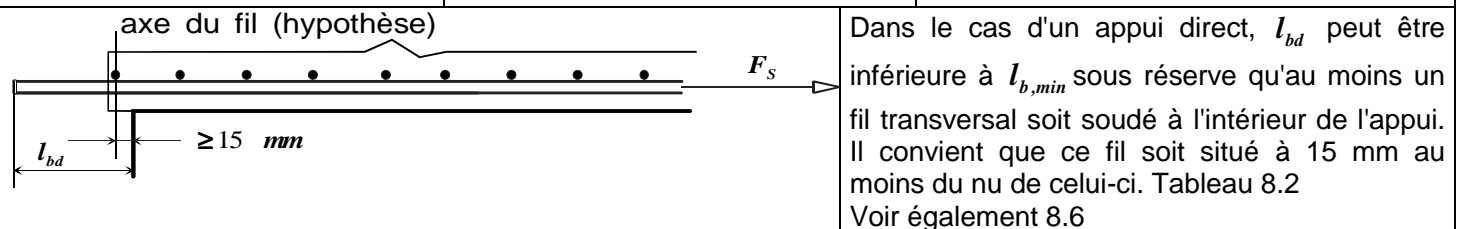
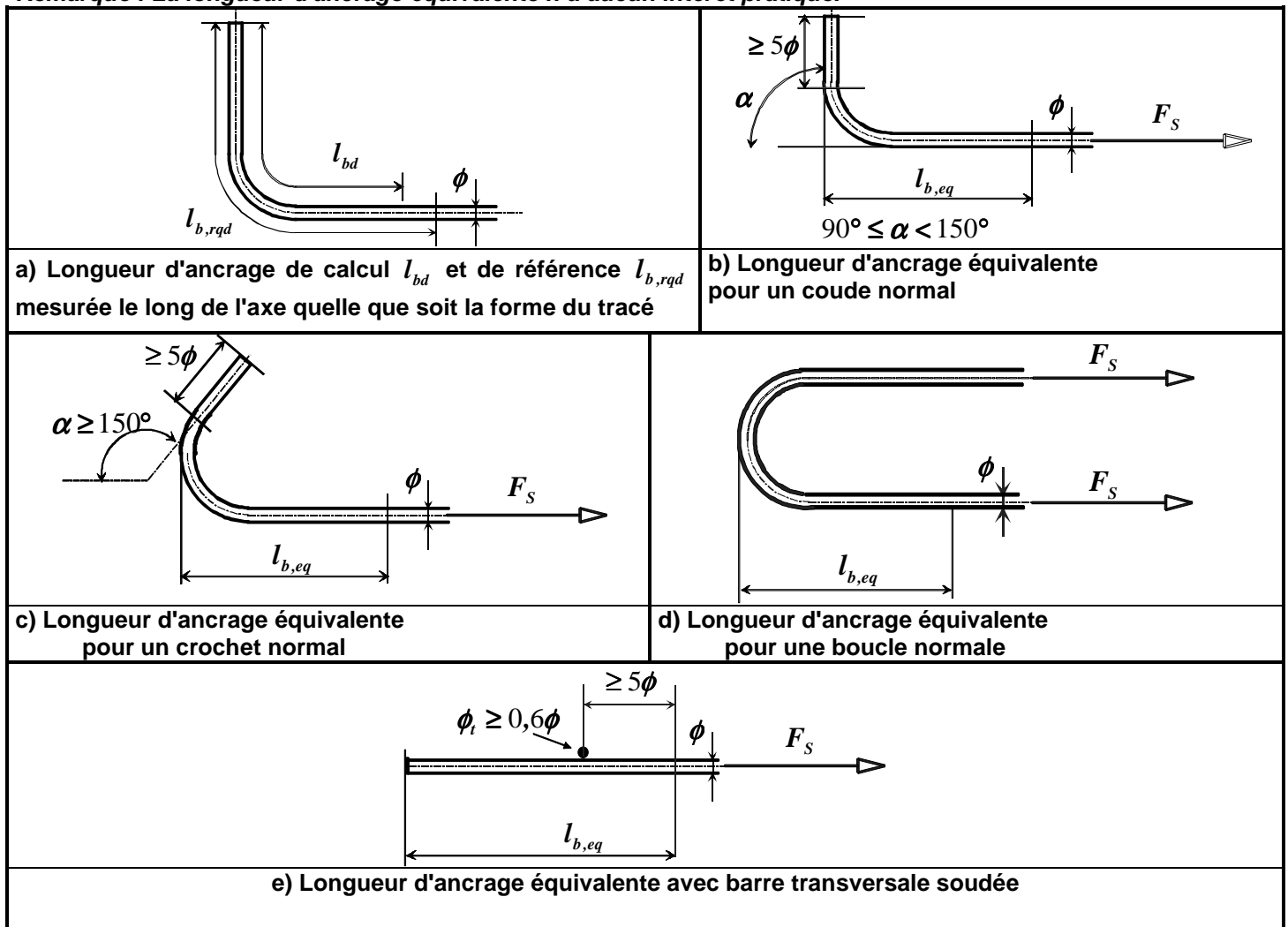


Figure 8.1 : Méthodes d'ancrage autres que le scellement droit

Remarque : La longueur d'ancrage équivalente n'a aucun intérêt pratique.



13.7.2 CONTRAINTE ULTIME D'ADHERENCE : f_{bd}

8.4.2

Figure 8.2 : Illustration des conditions d'adhérence

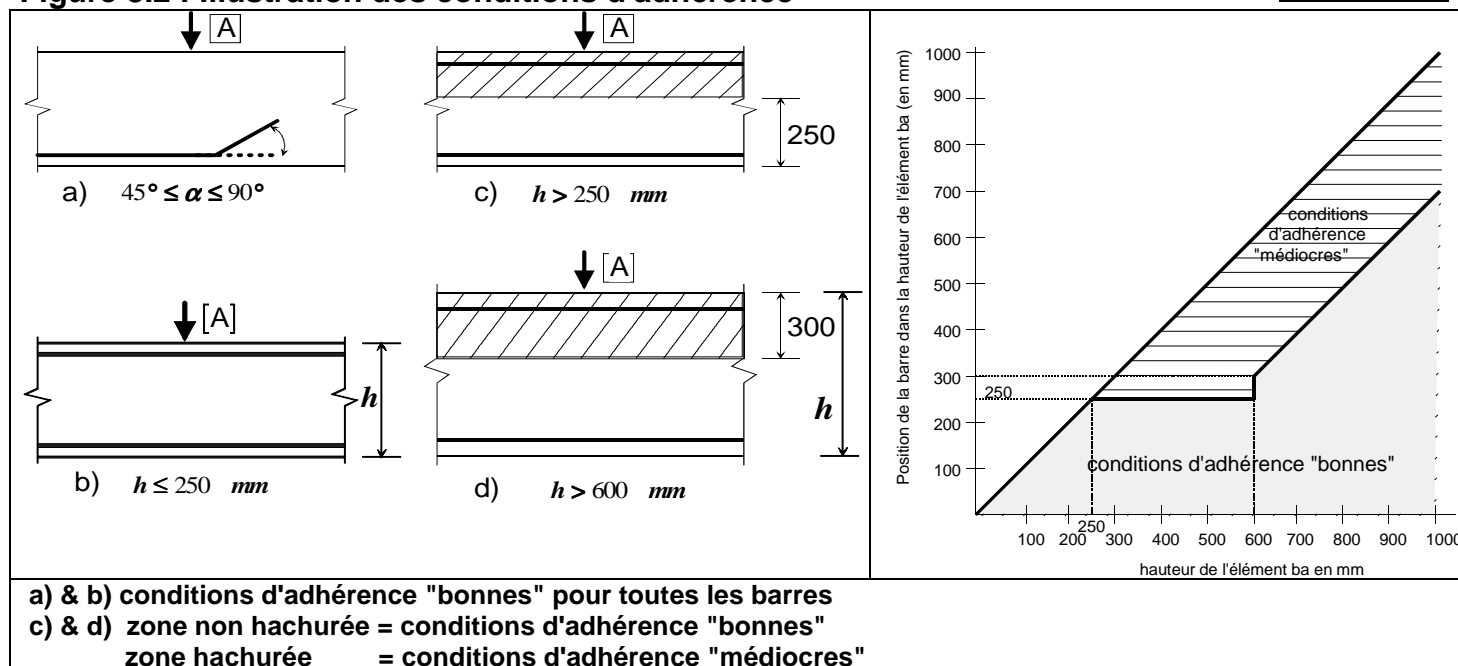


Tableau donnant, pour les armatures à haute adhérence, la contrainte ultime d'adhérence notée f_{bd} en MPa :

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \text{ pour } \phi \leq 32 \text{ mm alors } \eta_2 = 1$$

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} tableau 3.1	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk 0,05}$ tableau 3.1	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = \frac{f_{ctk 0,05}}{1,5}$	0,73	0,89	1,03	1,20	1,35	1,50	1,64	1,77	1,90
Bonnes conditions d'adhérence $\eta_1 = 1$; f_{bd}	1,65	2,00	2,32	2,69	3,04	3,37	3,68	3,99	4,28
Conditions d'adhérence médiocres $\eta_1 = 0,7$; f_{bd}	1,16	1,40	1,62	1,89	2,13	2,36	2,58	2,79	2,99

8.4.3

13.7.3 Longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad \{8.3\} \quad l_{b,rqd} \text{ représente la longueur d'ancrage de référence nécessaire pour ancrer l'effort : } \sigma_{sd} \times A_s$$

σ_{sd} est la contrainte de calcul dans la section de la barre à partir de laquelle on mesure l'ancrage.

Longueur d'ancrage total pour $\sigma_{sd} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434,8 \text{ MPa}$ et $\phi \leq 32 \text{ mm}$

	f_{ck} en MPa	20	25	30	35	40	45	50
Bonnes conditions d'adhérence	f_{bd} en MPa	2,32	2,69	3,04	3,37	3,68	3,99	4,28
	$\frac{l_{b,rqd}}{\phi}$	47	40,4	36	33	30	28	26
Conditions d'adhérence médiocres	f_{bd} en MPa	1,62	1,89	2,13	2,36	2,58	2,79	2,99
	$\frac{l_{b,rqd}}{\phi}$	67	58	51,1	46,1	43	39	37

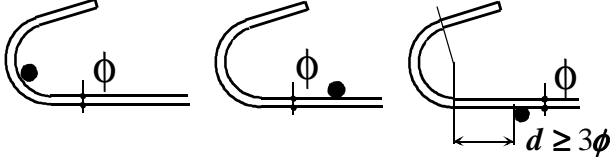
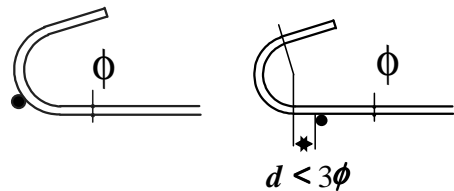
13.7.4 CONDITIONS RELATIVES AU RAYON DE COURBURE :

Tableau 8.1N : Diamètre minimal du mandrin $\phi_{m,min}$ afin d'éviter les dommages aux armatures

a) barres et fils

Diamètre de la barre	Diamètre minimal du mandrin dans le cas des coudes, crochets ou boucles (voir Figure 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	4ϕ
$\phi > 16 \text{ mm}$	7ϕ

b) assemblages soudés (barres et treillis) pliés après soudage

Diamètre minimal du mandrin	
	
5ϕ	$d \geq 3\phi$: 5ϕ $d < 3\phi$ ou soudure dans la partie courbe : 20ϕ
Note : Dans le cas de soudures situées dans la partie courbe, le diamètre du mandrin peut être réduit à 5ϕ lorsque le soudage est effectué conformément à l'EN ISO 17660 Annexe B.	

8.3(3) Il n'est pas nécessaire de justifier le diamètre du mandrin vis-à-vis de la rupture du béton si les conditions ci-après sont remplies, :

- l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas 5ϕ au-delà de l'extrémité de la partie courbe ;
- la barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il existe une barre transversale de diamètre $\geq \phi$ à l'intérieur de la partie courbe ;
- le diamètre du mandrin est supérieur ou égal aux valeurs recommandées du Tableau 8.1.

Cette clause 8.3(3) ne s'applique pas aux cadres, étriers et épingles. (AN)

Pour les cadres, étriers et épingles nous retiendrons $\phi_m = 5\phi$ pour $\phi \leq 16 \text{ mm}$ au lieu de 4ϕ

Dans le cas contraire, il convient d'augmenter le diamètre du mandrin ϕ_m comme indiqué par l'Expression (8.1) :

$$\phi_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left[\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right] \quad \{8.1\} \quad \text{critère de non-rupture du béton à l'intérieur de la partie courbe}$$

où:

- F_{bt} est l'effort de traction dû aux charges ultimes dans une barre ou un groupe de barres en contact à l'origine de la partie courbe
- a_b pour une barre donnée (ou groupe de barres en contact), est la moitié de l'entraxe entre les barres (ou groupes de barres) perpendiculairement au plan de la courbure. Pour une barre ou un groupe de barres proches du parement de l'élément, il convient de prendre pour a_b l'enrobage majoré de $\phi / 2$:
- $$a_b = c_{nom} + \phi_t + \phi / 2 = c + \phi / 2$$

Il convient de limiter f_{cd} à la valeur de résistance correspondant à la classe de béton C55/67.

13.7.5 Étude de l'ancrage de barres.

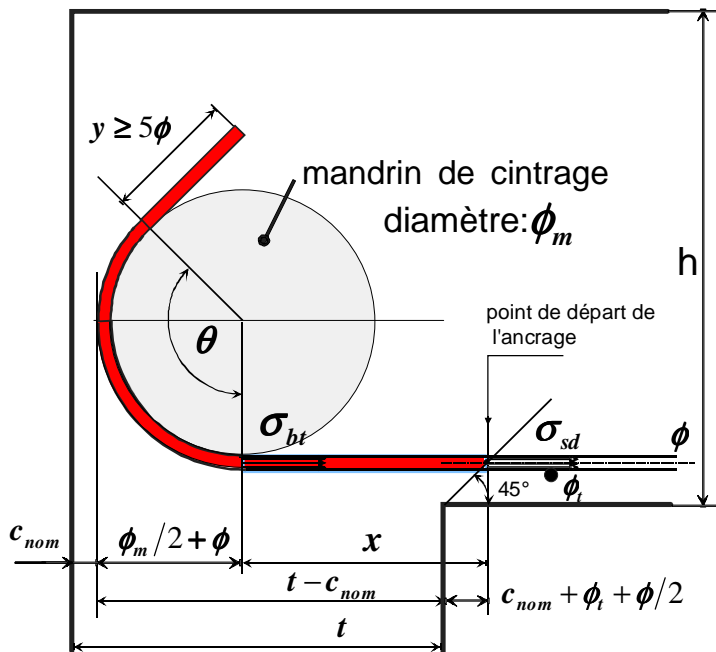
La situation de la totalité du crochet ou du coude au regard des conditions d'adhérence est identique à celle de la barre à ancrer.

Si la barre à ancrer est en partie inférieure de la poutre, la totalité du crochet ou du coude bénéficie aussi des bonnes conditions d'adhérence de la barre à ancrer. La valeur de $l_{b,rqd}$ est alors déterminée en considérant de bonnes conditions d'adhérence.

Si la barre à ancrer est située dans une zone hachurée « conditions d'adhérence médiocres » précisée sur la figure 8.2 de l'EC2, il faut aussi considérer la condition d'adhérence médiocre pour la totalité du crochet ou du coude. La valeur de $l_{b,rqd}$ est alors déterminée en considérant des conditions d'adhérence médiocres.

13.7.5.1 ancrage partiel : détermination des caractéristiques géométriques du coude ou du crochet d'extrémité.

Les longueurs d'ancrage de calcul et de référence sont déterminées en prenant comme **hypothèse** :
bonnes conditions d'adhérence pour le calcul de f_{bd} .



- L'origine de l'ancrage est définie à l'intersection de la barre avec la bielle d'about supposée inclinée à 45°.

- Soit ϕ le diamètre de la barre à ancrer

- La profondeur d'appui t et la contrainte au début de l'ancrage noté σ_{sd} sont connues.

Pour un ancrage partiel : $\sigma_{sd} = \beta \times f_{yk} / \gamma_s$

avec β = pourcentage de la contrainte de calcul max. dans l'acier au début de l'ancrage.

Attention : il faut vérifier que $\beta \leq 1$.

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} \text{ avec } F_{Ed} = \text{effort à ancrer (voir 13.12.1)}$$

Valeur conseillée : $F_{Ed} = V_{Ed}$

d hauteur utile de la poutre

A_s : aire totale des barres à ancrer, soit n le nombre de

barres de même diamètre : $A_s = n \frac{\pi \phi^2}{4}$

↳ Calcul de la longueur d'ancrage de calcul :

Hypothèses simplificatrices : $\alpha_i = 1$ $i = 1, 2, 3, 4, 5$ d'où $l_{bd} = l_{b,rqd}$

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \beta \times \frac{\phi f_{yk}}{4 \gamma_s f_{bd}} \quad \text{avec } \beta = \frac{\sigma_{sd}}{f_{yk} / \gamma_s} \leq 1$$

- si $[t + \phi_t + \phi / 2 - l_{bd}] \geq 0$ l'ancrage droit est possible de longueur l_{bd} sinon il faut un ancrage courbe.

Détermination du diamètre théorique du mandrin de cintrage

Choisir un angle θ° : 135°, 150° ou 180°; (le retour à 90° est à exclure pour cause de poussée au vide sauf dispositions complémentaires spécifiques : épingles, U...).

Soit σ_{bt} la contrainte à l'ELU à l'origine de la courbe : $\sigma_{bt} = \frac{F_{bt}}{A_s}$

- **Au niveau de l'ancrage, et pour la barre étudiée deux cas sont possibles :**

-la barre est proche d'un parement, alors a_b est le minimum entre $c_{nom} + \phi_t + \phi/2$ et le demi-entraxe des barres

-la barre n'est pas proche d'un parement, alors a_b est le demi-entraxe des barres.

- **Critère de non-rupture du béton à l'intérieur de la partie courbe**

L'équation {8.1} clause de 8.3(3) $\phi_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left[\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right]$ devient :

$$F_{Ed} = F_{bt} + \pi \phi x f_{bd} ; \quad \sigma_{sd} \frac{\pi \phi^2}{4} = \sigma_{bt} \frac{\pi \phi^2}{4} + \pi \phi x f_{bd} ; \quad x = t - (\phi_m/2 + \phi/2 - \phi_t) ; \quad l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

$$\phi_m \geq \frac{\sigma_{bt}}{f_{cd}} \frac{\pi}{4} \phi \left[\frac{\phi}{a_b} + \frac{1}{2} \right] ; (8.1); \text{ autre forme } \phi_m \geq \phi_{m,1} = \frac{\left[l_{b,rqd} - (t + \phi_t - \phi/2) \right]}{\left(\frac{f_{cd}}{\pi f_{bd} \left[\frac{\phi}{a_b} + \frac{1}{2} \right]} - \frac{1}{2} \right)}$$

$\phi_{m,1}$ représente le diamètre théorique de calcul du mandrin pour ne pas atteindre la rupture du béton à l'intérieur de la courbe.

Le diamètre retenu doit être supérieur au diamètre minimal du mandrin $\phi_{m,min}$ donné par le tableau 8.1N, soit :

$$\text{si } \phi \leq 16 \quad \phi_{m,min} = 4\phi$$

$$\text{si } \phi > 16 \quad \phi_{m,min} = 7\phi$$

Il faut choisir ϕ_m en mm dans la série dite de Renard :

32, 40, 50, 63, 80, 100, 125, 160, 200, 250, 315, 400, 500, 630, 800...

- **Détermination de la longueur théorique de calcul de l'extrémité droite : y**

Connaissant l_{bd} , ϕ_m et le type de coude ou crochet d'angle θ° :

$$l_{bd} = x + y + \pi(\phi_m + \phi) \frac{\theta^\circ}{360} \Rightarrow y = l_{bd} - \left[x + \pi(\phi_m + \phi) \frac{\theta^\circ}{360} \right]$$

On prend au minimum 5 diamètres en partie droite après la courbe : $y \geq 5\phi$.

- **Vérification de la validité de la valeur de ϕ_m**

Avec la valeur réelle du diamètre du mandrin de cintrage : ϕ_m

Connaissant $\phi_m \Rightarrow$ Déterminer la longueur droite x disponible : c'est la distance entre le point de départ de l'ancrage et l'entrée de la courbe soit :

$$x = t + (c_{nom} + \phi_t + \phi/2) - (c_{nom} + \phi_m/2 + \phi) = t + \phi_t - (\phi_m + \phi)/2 \geq 0$$

si $x \geq 0$ La profondeur d'appui est suffisante.

sinon si $x < 0$ La profondeur d'appui n'est pas suffisante. Il faut revoir le choix du diamètre, le nombre de barres ... ou augmenter la profondeur de l'appui t .

13.7.5.2 Cas particulier : bétons $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ ancrage à partir de l'intersection de la barre avec la bielle

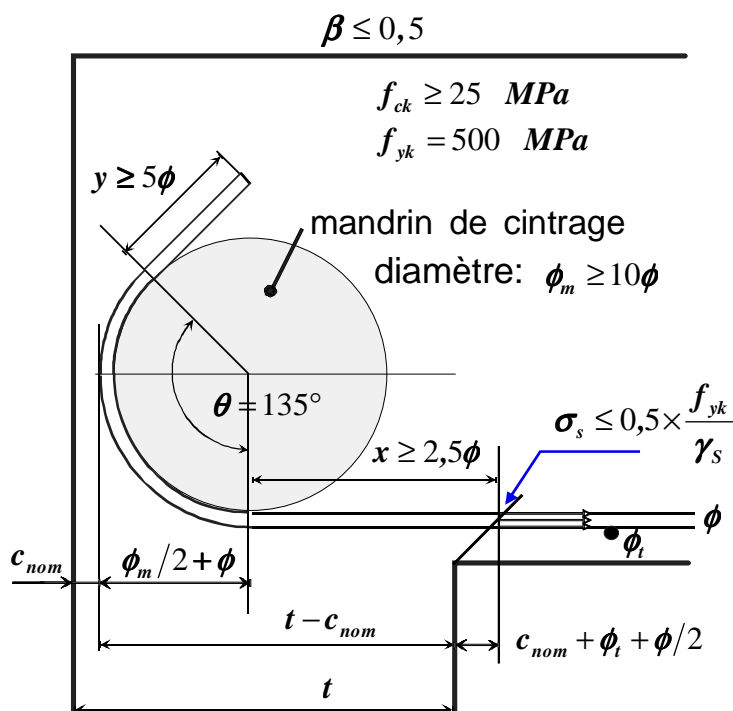
d'about supposée inclinée à 45°, la contrainte dans l'armature est inférieure à la contrainte $0,5 \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Si au début de l'ancrage, la contrainte dans l'armature due à la force F_{Ed} est inférieure à la contrainte $0,5 \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$, le diamètre du mandrin de cintrage peut être pris égal à : $\phi_m = 10\phi$ et la longueur droite après la courbe fixée à : $y = 5\phi$.

La contrainte au début de l'ancrage est noté σ_{sd} : $\sigma_{sd} = \beta \times f_{yk} / \gamma_s$ pour un ancrage partiel

β pourcentage de la contrainte de calcul max. dans l'acier au début de l'ancrage $\beta = \frac{\sigma_{sd}}{(f_{yk} / \gamma_s)} \leq 1$

$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s}$ avec : F_{Ed} : force à ancrer ; A_s : aire de la section droite des barres ancrées



Hypothèses : $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; $a_b = 2\phi$; $L = x + \pi(\phi_m + \phi) \frac{135}{360} + y$

La distance entre le nu de l'appui et le début de l'ancrage est : $c_{nom} + \phi_t + \phi / 2 \geq 2,5\phi$,

L'entrée de la courbe est située au-delà du nu de l'appui, d'où $x \geq 2,5\phi$

Pour $x = 2,5\phi$; $\phi_m = 10\phi$, $y = 5\phi$: $L = 2,5\phi + \pi(10\phi + \phi) \frac{135}{360} + 5\phi = 20,46\phi$; $\beta = \frac{20,46\phi}{40,4} = 0,506$

<p style="text-align: center;">$y \geq 5\phi$</p> <p style="text-align: center;">$\theta = 135^\circ$</p> <p style="text-align: center;">ϕ</p> <p style="text-align: center;">a</p>	<p>Longueur développée</p> $L = a + \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{1}{2} \right) \phi_m + \left(\frac{3\pi}{8} - 1 \right) \phi + \max(y; 5\phi)$ <p>si $\phi_m = 10\phi$ $L = a + 7\phi + \max(y; 5\phi)$</p> <p>Pour vérifier l'encombrement du crochet en hauteur, on détermine sa hauteur d'encombrement que l'on compare à h :</p> <p>Pour un crochet à 135°, $\phi_m = 10\phi$ et $y = 5\phi$:</p> <p>Hauteur d'encombrement = 14ϕ</p>
--	---

13.7.5.3 Longueur développée des barres avec crochet d'extrémité

Pour utiliser le diamètre de mandrin de cintrage égal à : 10ϕ , il faut que :

- la contrainte dans l'armature à l'entrée de la courbure soit $\leq 0,5f_{yd}$ (hypothèses $f_{ck} \geq 25\text{MPa}$; $a_b = 2\phi$)
- la contrainte dans l'armature à l'entrée de la courbure soit $\leq 0,75f_{yd}$ (hypothèses $f_{ck} \geq 35\text{MPa}$; $a_b = 2,5\phi$)

Longueurs développées

Longueur minimum du retour droit = 5ϕ

Longueurs développées pour des longueurs d'encombrement a, b, c, d, e, f en mm

diamètre du mandrin de cintrage	Diamètre =	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
	$\phi_m \geq 10\phi$	63	80	100	125	160	160	200	250	320	400
	d=e=f=	68	88	110	135	164	176	220	275	352	440
	c =	75	96	120	149	188	192	240	300	384	480
	L = a+	47	61	76	93	113	122	153	191	244	306
	L = a+	74	96	120	147	181	191	239	299	383	478
	L = a+	101	130	163	201	249	260	326	407	521	651
	L = a+	93	122	153	186	225	244	306	382	489	611
	L = a+	148	191	239	294	362	383	478	598	765	957
	L = a+	202	260	326	401	499	521	651	814	1042	1302

13.7.6 Ancrage des armatures principales des treillis soudés

Longueurs d'ancrage l_{bd} des armatures principales en mm (*)

			$f_{ck} = 20\text{ MPa}$						$f_{ck} = 25\text{ MPa}$						$f_{ck} = 30\text{ MPa}$					
			$l_{b,rqd}$		l_{bd}		$l_{b,min}$		$l_{b,rqd}$		l_{bd}		$l_{b,min}$		$l_{b,rqd}$		l_{bd}		$l_{b,min}$	
TREILIS SOUDES	ST	ϕ_{princ} abouts AG/AD	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres	cond. bonnes	cond. médiocres
	10	5,5	100	258	368	126	180	100	110	222	317	109	155	100	100	197	281	96	138	100
	20	6	150	281	402	138	197	100	120	242	346	119	170	100	104	215	306	105	150	100
	25	7	150	328	469	161	230	100	141	283	404	139	198	100	121	250	358	123	175	100
	30	6	150	281	402	138	197	100	120	242	346	119	170	100	104	215	306	105	150	100
	35	7	150	328	469	161	230	100	141	283	404	139	198	100	121	250	358	123	175	100
	50	8	150	375	535	184	262	112	161	323	461	158	226	100	138	286	409	140	200	100
	60	9	100	422	602	207	295	127	181	363	519	178	254	109	156	322	460	158	225	100

(*) Les valeurs ci-dessus ont été établies en prenant $l_{bd} = 0,49 l_{b,rqd}$ ($\alpha_1=\alpha_3=\alpha_5=1$; $\alpha_2=\alpha_4 = 0,7$)

13.7.7 Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales

13.7.7.1 Les différentes dispositions d'ancrages

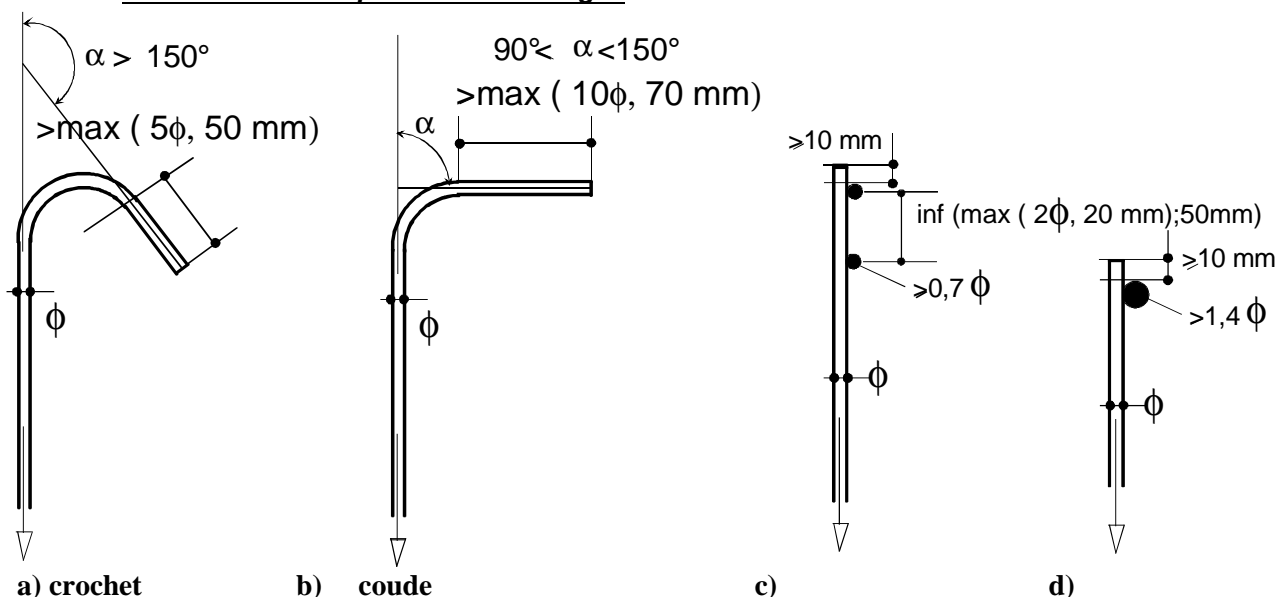


Figure 8.5 : Ancrage des armatures transversales

Note : Pour c) et d), il convient que l'enrobage ne soit ni inférieur à 3ϕ , ni à 50 mm si cette valeur est plus faible. Soit $c \geq \max[3\phi; 50\text{mm}]$,

13.7.7.2 Expressions littérales des longueurs développées :

Cadre avec retour à 90° :	$2(a+b) + \left(\frac{5}{4}\pi - 4\right)\phi_m + \left(\frac{5}{4}\pi - 8\right)\phi + \max(20\phi; 140\text{mm})$
cadre avec retour à 150° :	$2(a+b) + \left(\frac{19}{12}\pi - 4\right)\phi_m + \left(\frac{19}{12}\pi - 8\right)\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$
cadre avec retour à 135° :	$2(a+b) + \left(\frac{3}{2}\pi - 4\right)\phi_m + \left(\frac{3}{2}\pi - 8\right)\phi + \max(20\phi; 140\text{mm})$
Cadre ouvert :	$2a + b + \left(\frac{3}{2}\pi - 3\right)\phi_m + \left(\frac{3}{2}\pi - 6\right)\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$
Étrier :	$2a + \left(\frac{3}{2}\pi - 2\right)\phi_m + \left(\frac{3}{2}\pi - 4\right)\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$
Épingle à 180° :	$a + (\pi - 1)\phi_m + (\pi - 2)\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$
U :	$2a + b + \left(\frac{1}{2}\pi - 2\right)\phi_m + \left(\frac{1}{2}\pi - 4\right)\phi$

Pour la longueur développée, le crochet à 150° est plus intéressant que celui à 135°; cependant du fait que les retours droits se croisent, il est difficile de loger les armatures à l'intérieur de la boucle. Conclusion : préférer les retours à 135°.

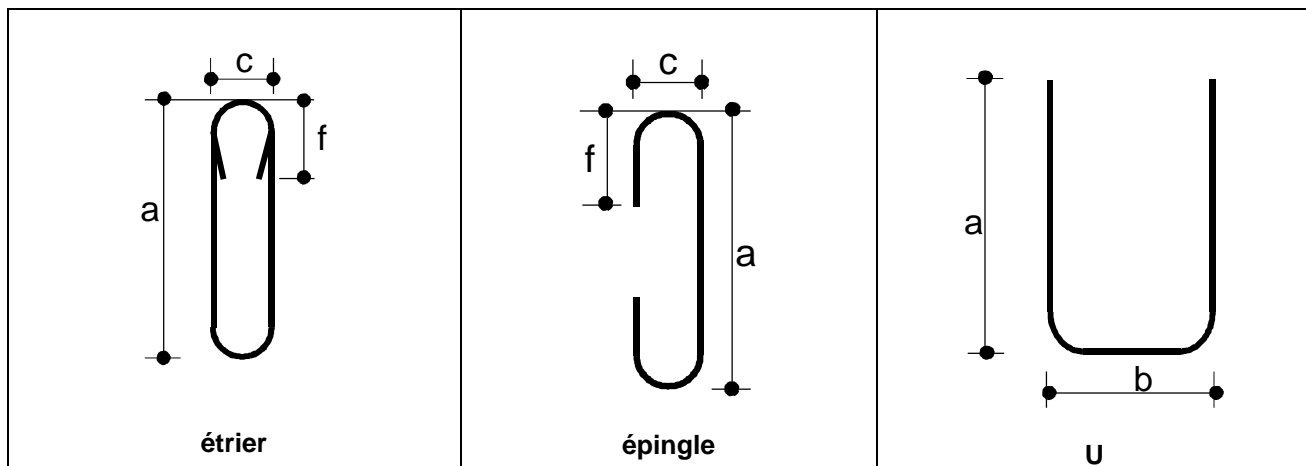
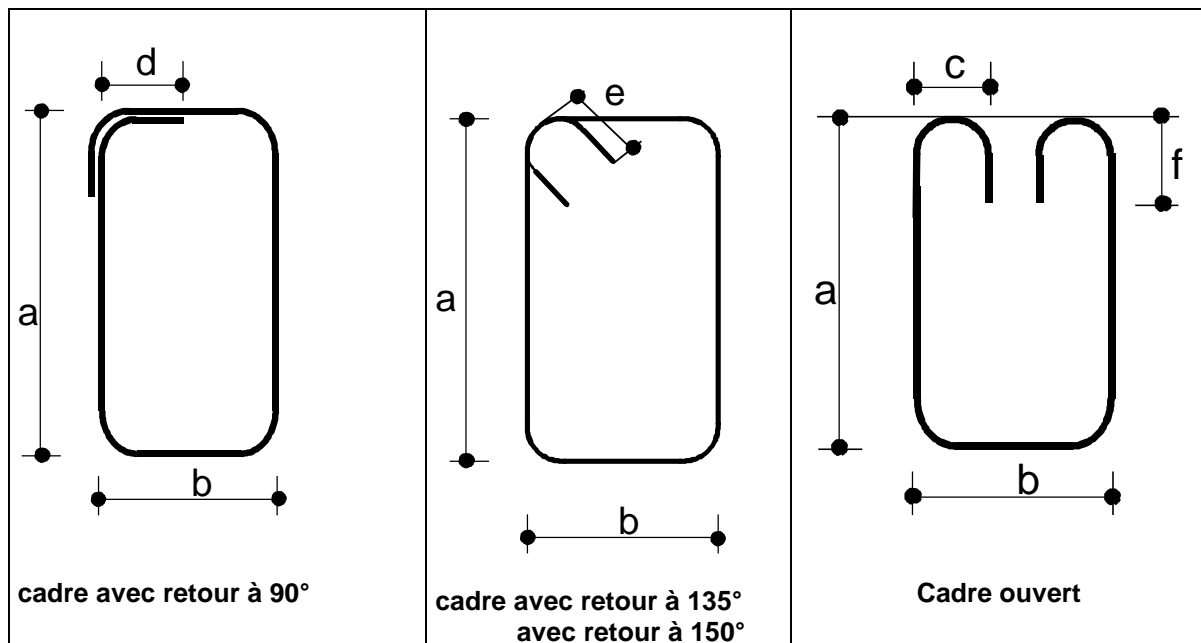
	longueur développée L avec $\phi_m = 5\phi$
Cadre 150°	$2(a+b) + 2\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$
Cadre 135°	$2(a+b) + \phi + \max(20\phi; 140\text{mm})$
Étrier 180°	$2a + 15\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$
Épingle 180°	$a + 12\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$
U	$2a + b - 4,5\phi$
Cadre ouvert	$2a + b + 8\phi + \max(10\phi; 100\text{mm})$

13.7.7.3 Longueur développée des cadres, étriers, épingles et U

Longueurs développées pour des longueurs d'encombrement a, b, c, d, e, f en mm

diamètre du mandrin	Diamètre =	6	8	10	12	14	16	20
de cintrage	$\phi_m \geq 5\phi$	32	40	50	63	80	80	160
cadre	d =	92	108	135	164	194	216	300
avec retour à 90°	$L=2(a+b)+$	113	124	156	187	217	249	307
cadre	e =	92	108	135	164	194	216	300
avec retour à 135°	$L=2(a+b)+$	143	162	203	245	291	324	448
cadre	e =	72	78	85	104	124	136	200
avec retour à 150°	$L=2(a+b)+$	113	115	118	145	176	190	295
cadre ouvert	f =	72	78	85	104	124	136	200
	c =	44	56	70	87	108	112	200
	$L=2a+b+$	153	166	183	224	273	292	468
Etrier	f =	72	78	85	104	124	136	200
	c =	44	56	70	87	108	112	200
	$L=2a+$	191	214	243	299	367	388	648
Epingle	f =	72	78	85	104	124	136	200
	c =	44	56	70	87	108	112	200
	$L=a+$	175	195	218	269	327	350	565
U	$L=2a+b+$	-28	-37	-46	-56	-68	-73	-117

a et *b* sont les dimensions hors tout (d'encombrement) ; *L* longueur développée ; ϕ_m diamètre du mandrin de cintrage



13.7.8 Recouvrements

8.7

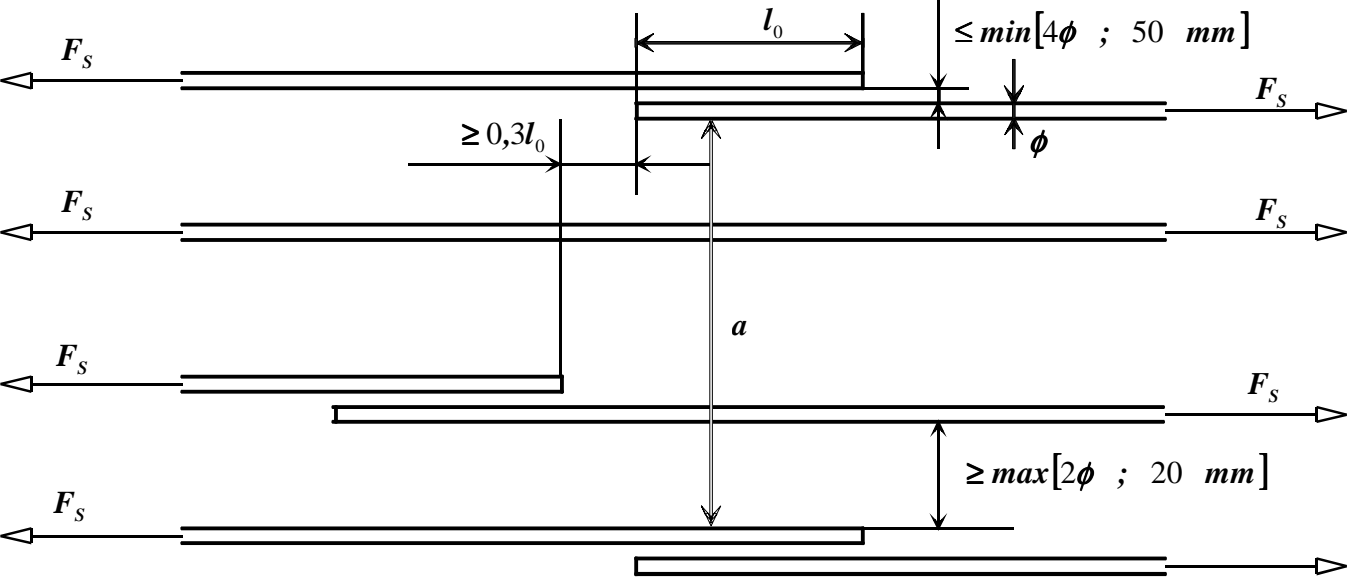
13.7.8.1 Dispositions constructives

8.7.2

(3)Il convient de respecter les dispositions des barres de la figure 8.7

- Il convient de limiter à 4ϕ ou à 50 mm la distance libre entre deux paires de barres comportant un recouvrement ; si cette condition n'est pas satisfaite, il convient d'augmenter la longueur de recouvrement d'une valeur égale à la distance libre entre les barres ;
- Il convient d'espacer longitudinalement les recouvrements voisins d'au moins $0,3l_0$
- dans le cas de recouvrements voisins, il convient de respecter une distance libre minimale de 2ϕ ou 20 mm entre barres adjacentes.

Figure 8.7 Recouvrements voisins



(4) Lorsque les dispositions sont conformes à (3) ci-dessus, la proportion de barres tendues et comportant un recouvrement peut être de 100 % si les barres sont situées dans un même lit. Si les barres sont disposées en plusieurs lits, il convient de réduire cette proportion à 50%.

Toutes les barres comprimées et les armatures secondaires (de répartition) peuvent comporter un recouvrement dans une même section.

13.7.8.2 Longueur de recouvrement simplifiées $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1$

8.7.3

- La longueur de recouvrement de calcul : $l_0 = \alpha_4 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$ $l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$
- (si armatures transversales sont soudées $\alpha_4 = 0,7$ sinon $\alpha_4 = 1$)
- $\alpha_6 = \left(\frac{\rho_1}{25}\right)^{0,5}$; $1 \leq \alpha_6 \leq 1,5$, avec ρ_1 proportion de barres avec recouvrement dont l'axe se situe à moins de $0,65l_0$ de l'axe du recouvrement considéré (fig. 8.8)

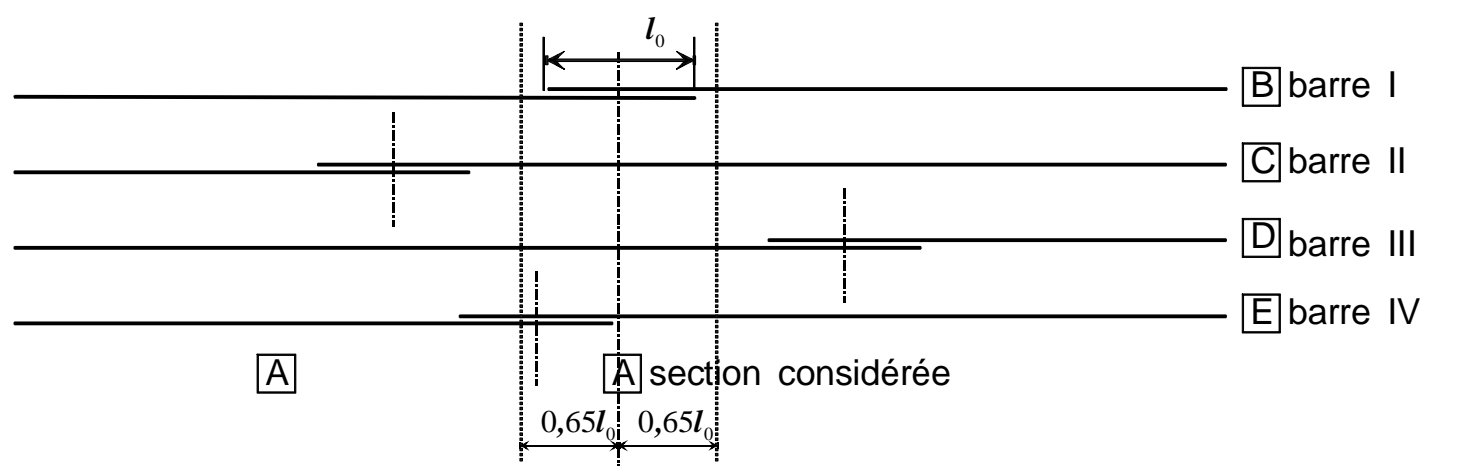
Tableau 8.3 : Valeurs du coefficient α_6

ρ_1	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

Note : les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation.

❖ La longueur de recouvrement l_0 simplifiée mesurée le long de l'axe de la barre quelle que soit la forme du tracé.

	Armatures transversales	Armatures tendues	Armatures comprimées
Barres droites	non soudées	$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}$	$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}$
	soudées	$l_0 = 0,7 \alpha_6 l_{b,rqd}$	$l_0 = 0,7 \alpha_6 l_{b,rqd}$
Crochets	non soudées	$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}$	-
	soudées	$l_0 = 0,7 \alpha_6 l_{b,rqd}$	-
longueur minimale de recouvrement	$l_{0,min} > \max(0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm})$		



Exemple : Les barres II et III sont en dehors de la section considérée : $\rho_1 = 50 \%$ et $\alpha_6 = 1,4$

Figure 8.8 : Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée

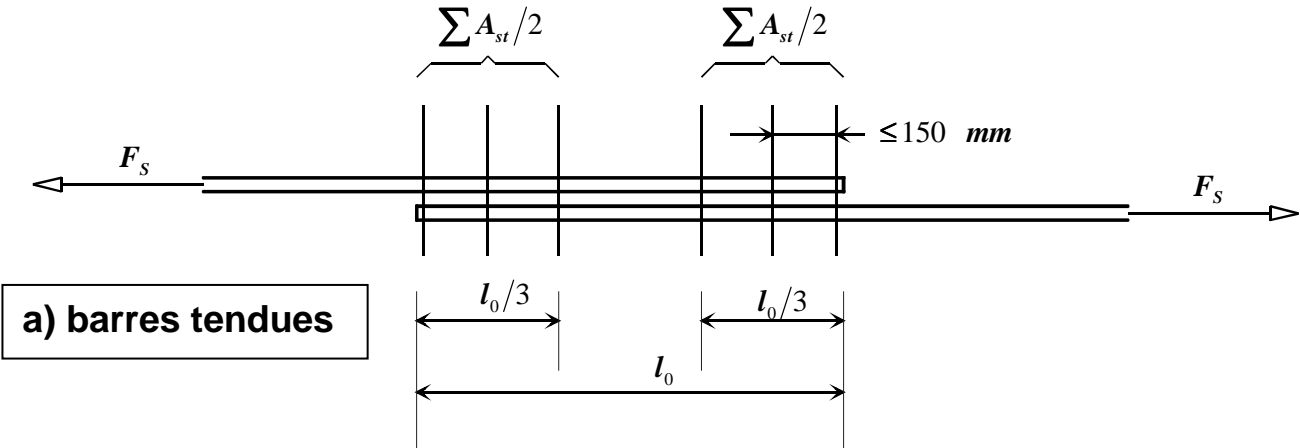
8.74

13.7.8.3 Armatures transversales dans une zone de recouvrement

Quelle que soit la distance libre des barres en recouvrement, le fonctionnement de transfert par les bielles crée un effort de même intensité que l'effort transmis ayant tendance à écarter les barres en recouvrement, d'où les armatures de couture à prévoir pour s'opposer aux efforts transversaux de traction.

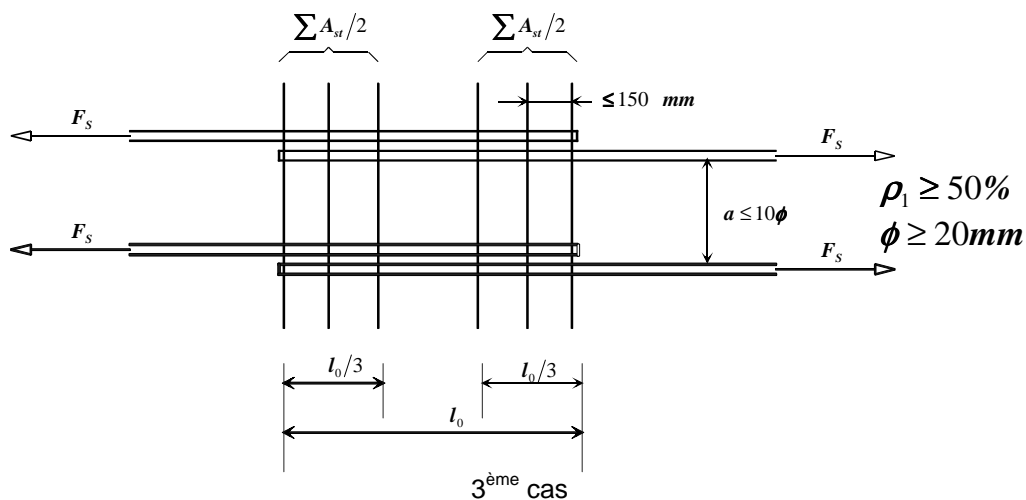
Armatures transversales dans le cas de barres tendues

Figure 8.9 : Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement de barres tendues



Recommandations Professionnelles : Il est également envisageable de répartir les armatures transversales uniformément le long du recouvrement.

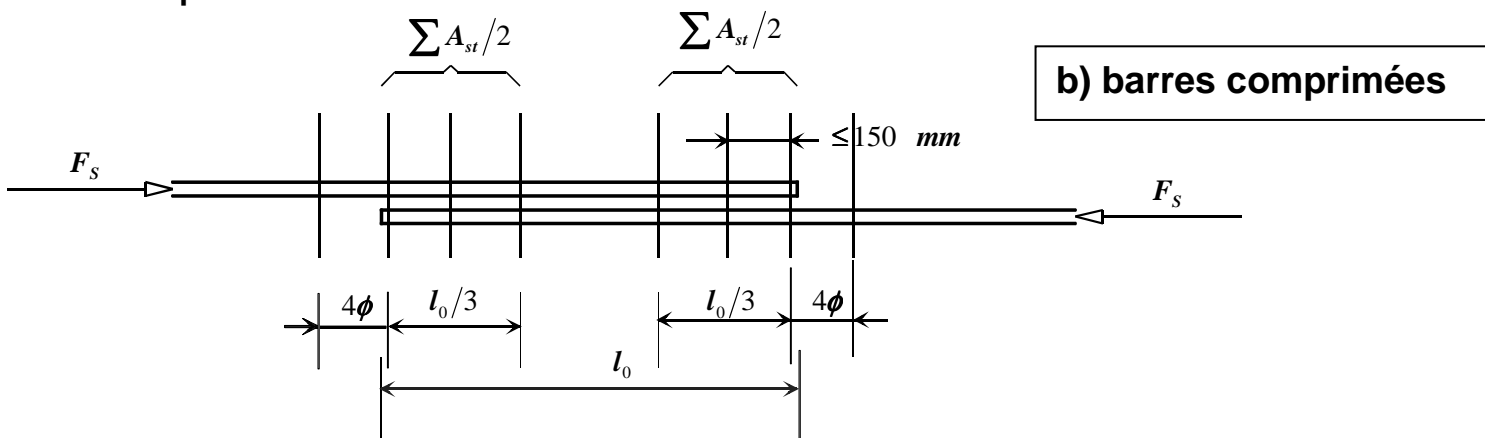
1 ^{er} cas $\phi < 20 \text{ mm}$ $\rho_1 < 25\%$	2 ^{ème} cas Autres configurations	3 ^{ème} cas $\phi \geq 20 \text{ mm}$ et $\rho_1 > 50\%$ et $a \leq 10\phi$
Les armatures transversales nécessaires par ailleurs (flexion transversale par exemple) suffisent pour équilibrer les efforts transversaux de traction. Ils peuvent ne pas être situés en premier lit.	$\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$ Il convient que la section totale des armatures transversales soit supérieure ou égale à la section A_s d'une des barres du recouvrement. Il convient de disposer les barres transversales perpendiculairement à la direction du recouvrement, entre celui-ci et le parement de béton (1 ^{er} lit).	$\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$ Il convient d'utiliser comme armatures transversales des cadres, étriers ou épingles perpendiculaires à la direction du recouvrement et ancrés dans la section
	$\sum A_{st}$: somme des armatures transversales A_s : aire d'une des barres du recouvrement.	



Recommandations Professionnelles : Il est également envisageable de répartir les armatures transversales uniformément le long du recouvrement.

Armatures transversales dans le cas de barres comprimées

Figure 8.9 : Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement de barres comprimées



Armatures transversales dans le cas de barres toujours comprimées 8.7.4.2

(1) En complément aux règles applicables aux barres tendues, il convient de disposer une barre transversale de part et d'autre du recouvrement, à une distance inférieure à 4ϕ des extrémités (Figure 8.9 b ci dessus) .

Recommandations Professionnelles : Il est également envisageable de répartir les armatures transversales uniformément le long du recouvrement mais toujours avec les 2 barres supplémentaires placées de part et d'autre du recouvrement.

13.7.9 RECOUVREMENT DES TREILLIS SOUDES :

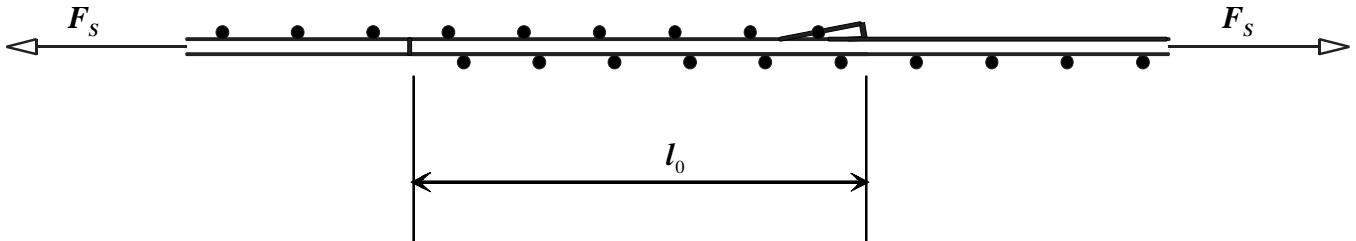
8.7.5

13.7.9.1 Recouvrement des armatures principales

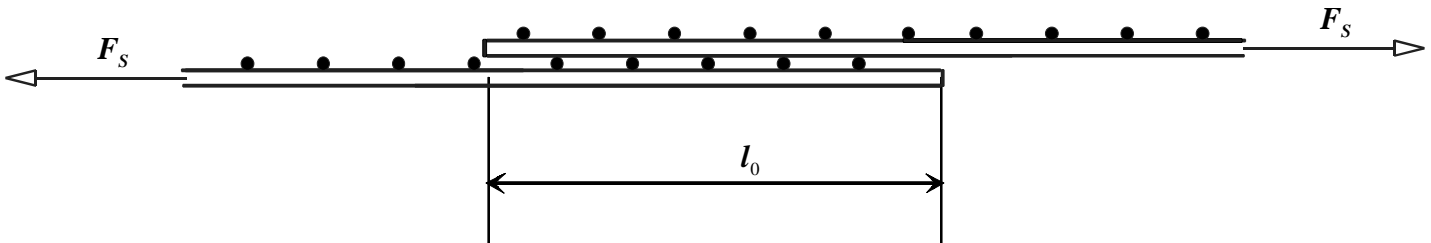
On distingue :

- a) recouvrement des panneaux dans un même plan (coupe longitudinale) *meilleure disposition / encombrement*
- b) recouvrement des panneaux dans des plans distincts (coupe longitudinale)

Figure 8.10 : Recouvrement des treillis soudés



a) recouvrement des panneaux dans un même plan (coupe longitudinale)



b) recouvrement des panneaux dans des plans distincts (coupe longitudinale)

13.7.9.2 Dispositions constructives réglementaires

(3) Dans le cas de recouvrement de panneaux dans un même plan, il convient, pour les barres longitudinales principales, de respecter les dispositions de recouvrement énoncées en 8.7.2 et d'ignorer tout effet favorable des barres transversales : ainsi, on adoptera $\alpha_3 = 1$

(4) Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, il convient, de manière générale, de disposer les recouvrements des armatures principales dans des zones où la contrainte de l'acier à l'état-limite ultime est inférieure ou égale à 80 % de la résistance de calcul, $\sigma_s \leq 0,8 f_{yd}$

(5) Lorsque la condition (4) ci-dessus n'est pas satisfaite, il convient, pour le calcul de la résistance en flexion selon 6.1 ci-dessus, d'adopter, pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue.

(6) En ce qui concerne la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section, il convient de respecter les conditions suivantes :

Dans le cas du recouvrement des panneaux dans un même plan, les valeurs de α_6 applicables sont celles données dans le Tableau 8.3.

Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section quelconque, dépend de l'aire de la section d'acier des fils en recouvrement par unité de longueur $(A_s / s)_{prov}$, ou s est l'espacement des fils

$$100\% \text{ si } (A_s / s)_{prov} \leq 1200 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$60\% \text{ si } (A_s / s)_{prov} > 1200 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Il convient de décaler au minimum de $1,3 l_0$ les jonctions par recouvrement des différents panneaux (l_0 étant la longueur de recouvrement déterminée comme indiqué en 8.7.3).

(7) aucune armature transversale supplémentaire n'est nécessaire dans la zone de recouvrement.

13.7.9.3 Longueur de calcul de recouvrement des treillis soudés

↳ Définition des armatures principales et de répartition

- Les armatures principales qui relèvent de la clause 8.7.5.1 sont les armatures parallèles au sens porteur ;
- Les armatures de répartition qui relèvent de la clause 8.7.5.2 sont les armatures dans le sens non porteur.

La définition des armatures est liée au rôle mécanique joué dans l'ouvrage par chacune des 2 directions.

Pour une dalle pleine telle que le rapport des portées utiles vérifie : $\rho > 0,5$, la dalle porte dans les 2 sens, les armatures sont principales dans les 2 directions.

Pour une dalle pleine telle que le rapport des portées utiles vérifie : $\rho \leq 0,5$, la dalle porte dans un sens, les armatures principales sont parallèles à la petite portée et les armatures de répartition parallèles à la grande portée. Les dalles confectionnées à partir de prédalles portant dans un sens rentrent dans cette catégorie.

↳ Recouvrement des armatures principales Clause 8.7.5.1 de l'EC2

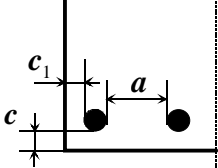
La longueur de recouvrement de calcul : $l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$

Barre droite : $\alpha_1 = 1$; clause 8.7.5.1(3) : $\alpha_3 = 1$; hypothèse simplificatrice : $\alpha_5 = 1$;

armatures transversales soudées : $\alpha_4 = 0,7$; $\Rightarrow l_0 = 0,7 \alpha_2 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad \{8.3\}$$

$$l_{0,min} > \max(0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm}) \quad \{8.11\}$$

	$0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi \leq 1$ <p>pour une dalle, en travée $c_d = c$</p>
$c_d = \min(a/2; c_1; c)$	

Soit ρ_1 la proportion de barres avec recouvrement $\alpha_6 = \max \left[\min \left(\sqrt{\frac{\rho_1}{25}} ; 1,5 \right) ; 1 \right]$

♦ Pour simplifier

Si on considère que la proportion ρ_1 de barres avec recouvrement est supérieure à 50% $\Rightarrow \alpha_6 = 1,5$

Avec $\alpha_2 = 1$; $l_0 = 1,05 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (\eta_2 = 1 \text{ pour } \phi \leq 32 \text{ mm})$$

Pour des recouvrements en travée $\Rightarrow \eta_1 = 1$ car bonnes conditions d'adhérence,

Pour un $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$ $l_0 / \phi = 50$

Pour un $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$ $l_0 / \phi = 43$

Pour un $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$ $l_0 / \phi = 38$

↳ Recouvrement des armatures de répartition Clause 8.7.5.2 de l'EC2

Toutes les armatures peuvent se recouvrir au même endroit.

Les valeurs minimales de la longueur de recouvrement l_0 sont données par le tableau 8.4 ; il convient qu'au moins deux soudures soient situées sur la longueur de recouvrement. (soit 2 armatures principales)

Tableau 8.4 longueurs de recouvrement requises pour les fils de répartition de treillis

Diamètre des fils de répartition en mm	$\phi \leq 6 \text{ mm}$	$6 < \phi \leq 8,5$	$8,5 < \phi \leq 12$
	$\geq 150 \text{ mm}$ au moins 1 maille soit 2 soudures dans la longueur de recouvrement	$\geq 250 \text{ mm}$ au moins 2 mailles soit 3 soudures	$\geq 350 \text{ mm}$ au moins 2 mailles soit 3 soudures

Simplification pour déterminer le recouvrement des armatures treillis soudés

Pour le fil de chaîne (fil le plus long, armature principale) : on applique la Clause 8.7.5.1

Pour le fil de trame (fil le plus court, armature qui peut être principale ou de répartition) :

on applique la Max. [Clause 8.7.5.1 ; Clause 8.7.5.2]

conditions d'adhérence

bonnes

	ST	ϕ princ	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$			$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$			$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$		
			$l_{b,rqd}$	$l_{0,min}$	l_0	$l_{b,rqd}$	$l_{0,min}$	l_0	$l_{b,rqd}$	$l_{0,min}$	l_0
Longueurs de recouvrement l_0 des armatures principales en mm (*)	10	5,5	258	200	271	222	200	233	197	200	207
	20	6	281	200	295	242	200	254	215	200	225
	25	7	328	200	344	283	200	297	250	200	263
	30	6	281	200	295	242	200	254	215	200	225
	35	7	328	200	344	283	200	297	250	200	263
	50	8	375	200	394	323	200	339	286	200	300
	60	9	422	200	443	363	200	382	322	200	338

(*) les valeurs ci-dessus ont été établies en prenant $l_0 = 1,05 l_{b,rqd}$ ($\alpha_1=\alpha_2=\alpha_3=\alpha_5=1$; $\alpha_4 = 0,7$; $\alpha_6 = 1,5$)

conditions d'adhérence

médiocres

	ST	ϕ princ	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$			$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$			$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$		
			$l_{b,rqd}$	$l_{0,min}$	l_0	$l_{b,rqd}$	$l_{0,min}$	l_0	$l_{b,rqd}$	$l_{0,min}$	l_0
Longueurs de recouvrement l_0 des armatures principales en mm (*)	10	5,5	368	200	387	317	200	333	281	200	295
	20	6	402	200	422	346	200	363	306	200	322
	25	7	469	211	492	404	200	424	358	200	375
	30	6	402	200	422	346	200	363	306	200	322
	35	7	469	211	492	404	200	424	358	200	375
	50	8	535	241	562	461	208	485	409	200	429
	60	9	602	271	633	519	234	545	460	207	483

(*) les valeurs ci-dessus ont été établies en prenant $l_0 = 1,05 l_{b,rqd}$ ($\alpha_1=\alpha_2=\alpha_3=\alpha_5=1$; $\alpha_4 = 0,7$; $\alpha_6 = 1,5$)

	ST	ϕ rép	maille E	about ag/ad	$l_{0,min}$	nb mini de mailles	l_0
recouvrement des armatures de répartition en mm	10	5,5	200	100	150	1	400
	20	7	150	75	250	2	450
	25	7	150	75	250	2	450
	30	7	100	50	250	2	300
	35	7	100	50	250	2	300
	50	8	100	50	250	2	300
	60	9	100	50	350	2	350

Tableau 8.4 : Longueurs de recouvrement requises pour les fils de répartition des treillis

Diamètre des fils de répartition (mm)	Longueurs de recouvrement
$\phi \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$; au moins 1 maille (2 soudures) dans la longueur de recouvrement
$6 < \phi \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$; au moins 2 mailles (3 soudures)
$8,5 < \phi \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$; au moins 2 mailles (3 soudures)

2 soudures correspond à une longueur de 2E

3 soudures correspond à une longueur de 3E

13.7.10.1 Définition d'un paquet

En pratique, les groupements sont limités à 2 barres.

(1) Dans un paquet le rapport des diamètres $\frac{\phi_i}{\phi_j} \leq 1,7$, dans un paquet, toutes les barres sont de même caractéristiques.

(2) Pour le calcul, le paquet est remplacé par une barre fictive équivalente présentant la même section droite et le même centre de gravité que le paquet.

le diamètre équivalent est tel que $\phi_n : \phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55mm$

n_b est le nombre de barres du paquet (cas de barres de même diamètre)

Dans le cas de diamètres différents : $\phi_n = \sqrt{\sum_i \phi_i^2}$

$n_b \leq 4$ dans le cas des barres verticales comprimées et des barres à l'intérieur d'une jonction par recouvrement,

$n_b \leq 3$ dans tous les autres cas.

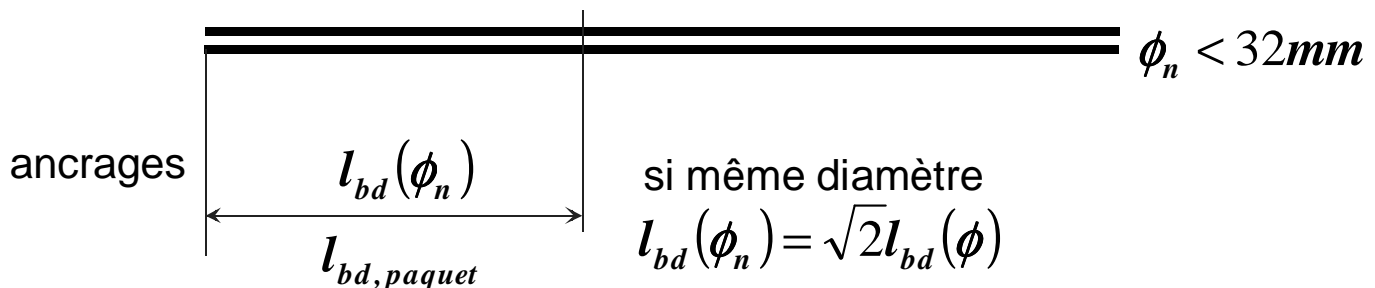
(2) Dans le cas d'un paquet, les règles de 8.2 relatives à l'espacement des barres s'appliquent, moyennant l'utilisation du diamètre équivalent, la distance libre entre paquets étant mesurée à partir du contour extérieur effectif du paquet. C'est également à partir du contour extérieur effectif du paquet qu'il convient de mesurer l'enrobage ; Il convient que celui-ci soit supérieur ou égal à ϕ_n .

Il convient de ne pas effectuer de recouvrement pour des paquets constitués de plus de trois barres.

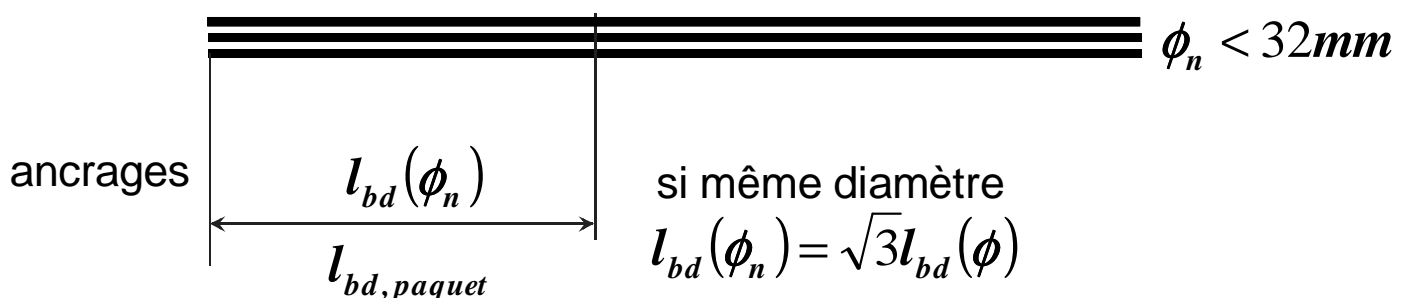
(4) Lorsque deux barres en contact sont disposées l'une au-dessus de l'autre, et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes, il n'est pas nécessaire de traiter ces barres comme un paquet.

13.7.10.2 Ancrage des paquets de barres

(1) Les paquets de barres tendues peuvent être arrêtés au droit des appuis d'extrémité et des appuis intermédiaires. Les paquets dont le diamètre équivalent est $< 32mm$ peuvent être arrêtés au voisinage de l'appui sans qu'il soit nécessaire de décaler les arrêts de barre.



Ancrage d'un paquet de 2 barres tendues avec $\phi_n < 32mm$: pas d'obligation de décalage



Ancrage d'un paquet de 3 barres tendues avec $\phi_n < 32mm$: pas d'obligation de décalage

Dans le cas des paquets dont le diamètre équivalent est $\geq 32mm$ et qui sont ancrés au voisinage d'un appui, il convient de décaler les arrêts de barre longitudinalement comme indiqué sur la Figure 8.12.

- (3) Lorsque les barres individuelles sont ancrées avec un décalage supérieur à $1,3l_{b,rqd}$ ($l_{b,rqd}$ déterminé en fonction du diamètre de la barre), il est possible d'utiliser le diamètre de la barre pour évaluer l_{bd} (voir Figure 8.12). Si les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites, il convient d'utiliser le diamètre équivalent ϕ_n .

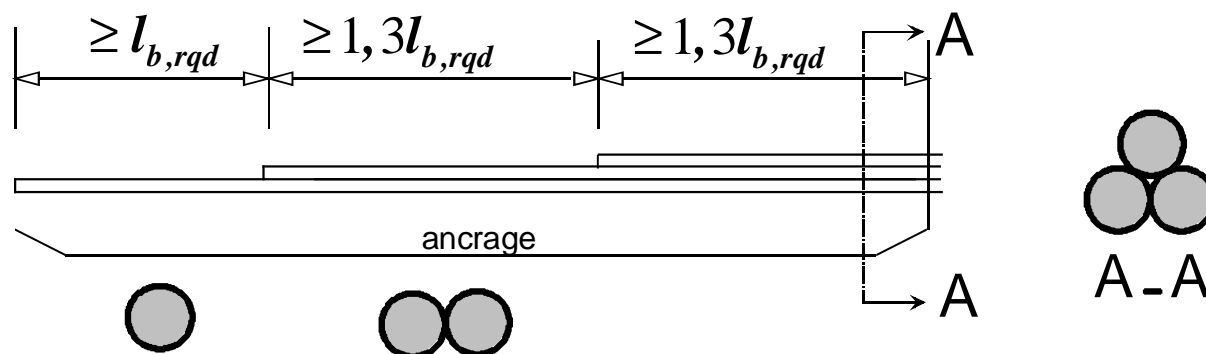
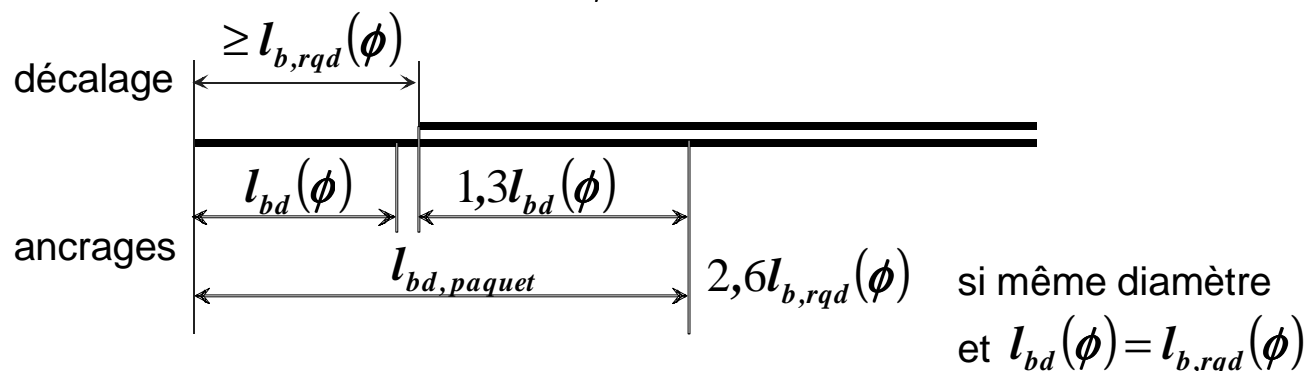
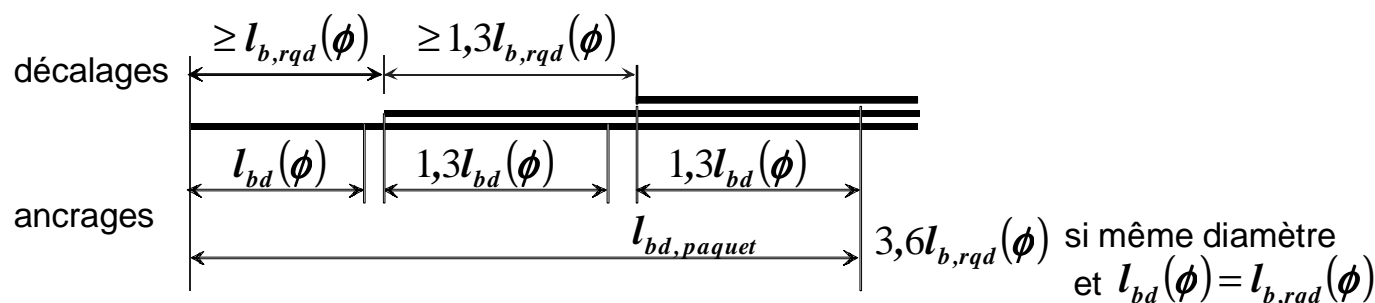


Figure 8.12 : Arrêts des barres d'un même paquet avec un décalage important

Si les barres présentent des décalages longitudinaux importants, les longueurs sont calculées avec le diamètre de chacune des barres prises individuellement noté ϕ .

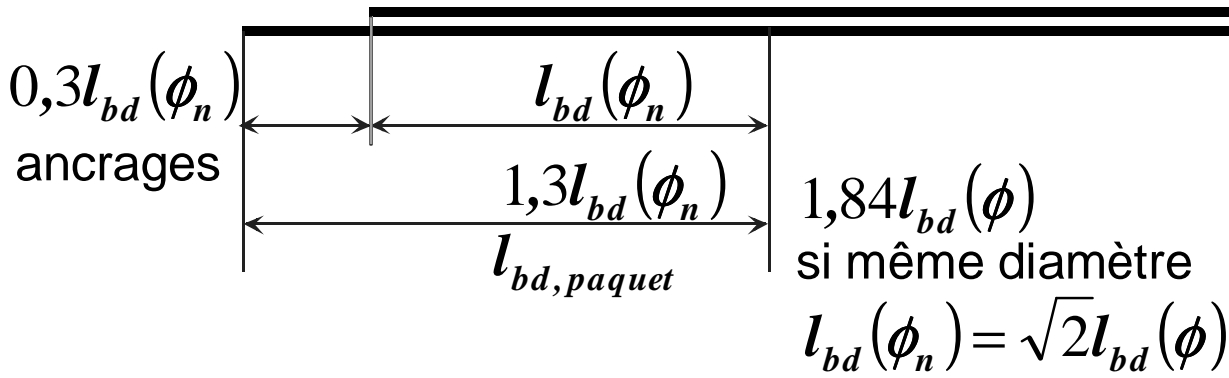


Ancrage d'un paquet de 2 barres tendues avec un décalage important vérifiant $\geq l_{b,rqd}(\phi)$

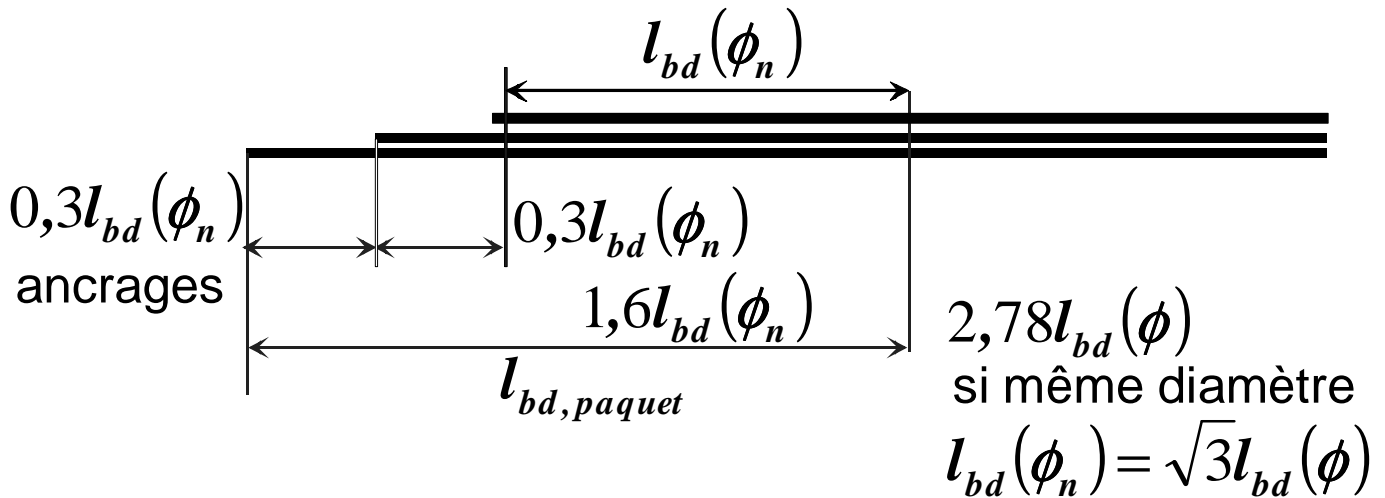


Ancrage d'un paquet de 3 barres tendues avec un décalage important

Si le décalage ne vérifie pas les valeurs ci-dessus, le diamètre équivalent est utilisé pour calculer $l_{bd} : l_{bd}(\phi_n)$



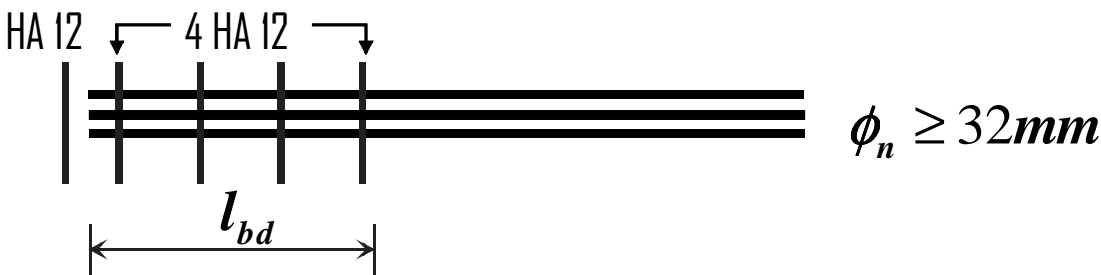
Ancrage d'un paquet de 2 barres tendues : $\phi_n \geq 32mm$



Ancrage d'un paquet de 3 barres tendues : $\phi_n \geq 32mm$

(4) Il n'est pas nécessaire de décaler les arrêts de barre dans le cas de paquets de barres comprimées.

Dans le cas de paquets de diamètre équivalent $\geq 32mm$, il convient de prévoir au moins quatre cours d'armatures transversales d'un diamètre $\geq 12mm$ aux extrémités du paquet ainsi qu'un cours supplémentaire juste après l'arrêt de la barre.



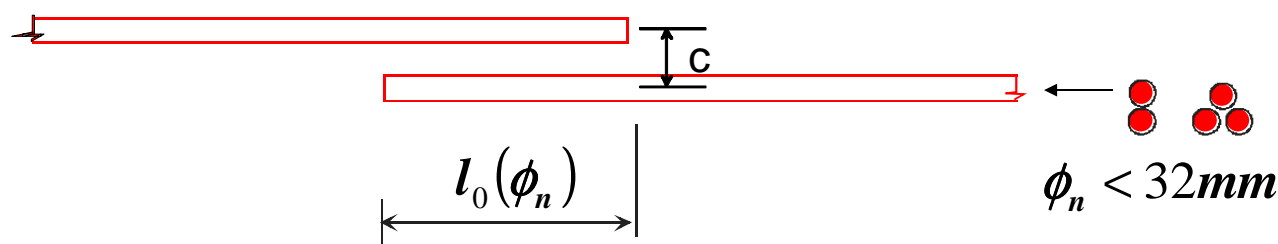
13.7.10.3 Recouvrement des paquets de barres

(1) longueur de recouvrement conformément à 8.7.3 en utilisant ϕ_n (tel que défini en 8.9.1 (2)) comme diamètre équivalent des barres.

Si $c \leq \max(4\phi_n; 50mm)$ $l_0 = \max\{\alpha_6 l_{bd}; l_{0,min}\}$ $l_{bd}, l_{0,min}$ calculés avec ϕ_n

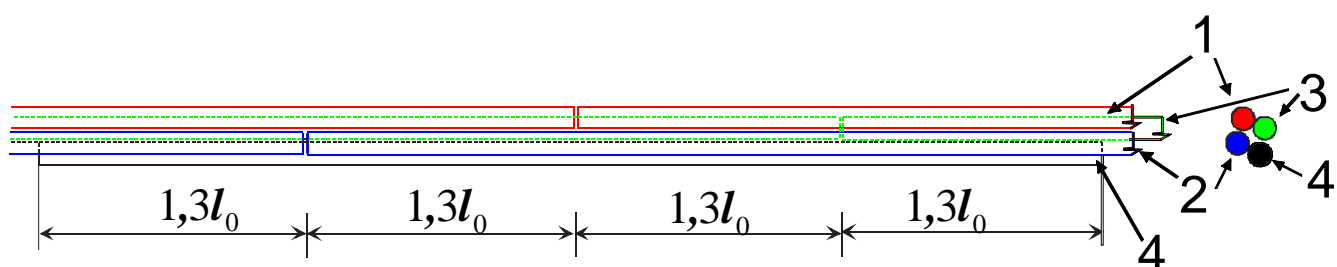
Si $c > \max(4\phi_n; 50mm)$ $l_0 = \max\{\alpha_6 l_{bd}; l_{0,min}\} + c$ $l_{bd}, l_{0,min}$ calculés avec ϕ_n

(2) Dans le cas de paquets constitués de deux barres, avec un diamètre équivalent $< 32mm$, le recouvrement des barres peut être effectué sans décalage des arrêts de barre. Dans ce cas, il convient d'utiliser le diamètre équivalent pour calculer l_0 .



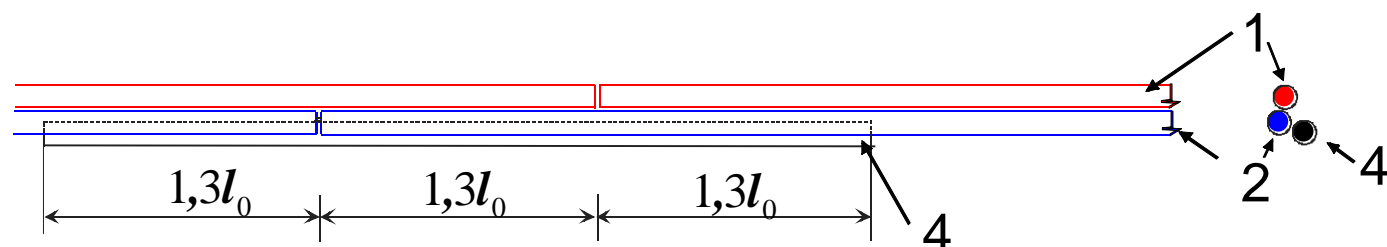
Jonction par recouvrement d'un paquet : $\phi_n < 32mm$

(3) Dans le cas de paquets constitués de deux barres, avec un diamètre équivalent $\geq 32mm$, ou de trois barres, il convient de décaler les arrêts de barre d'au moins $1,3l_0$ dans la direction longitudinale, comme indiqué sur la Figure 8.13, l_0 étant la longueur de recouvrement pour une barre unique. Dans ce cas, une 4eme barre peut être utilisée comme barre de recouvrement. Il convient de veiller à ce qu'il n'y ait pas plus de quatre barres dans une section de recouvrement.



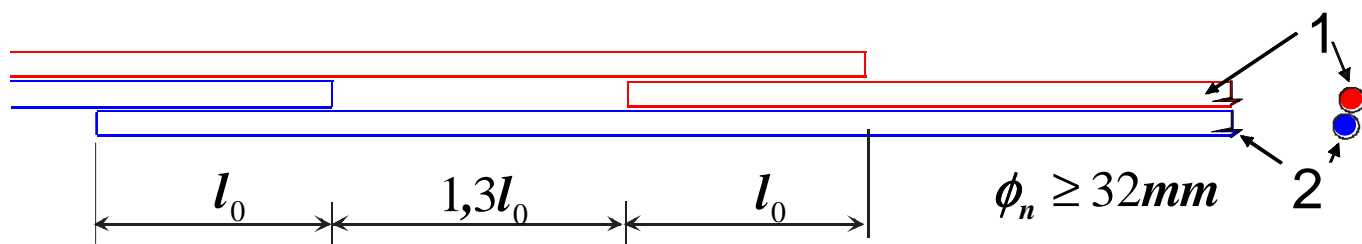
barre de recouvrement n°4

Figure 8.13 : Jonction par recouvrement d'un paquet constitué de 3 barres, incluant une quatrième barre



barre de recouvrement n°4 $\phi_n \geq 32mm$

Jonction par recouvrement d'un paquet constitué de 2 barres $\phi_n \geq 32mm$, incluant une barre supplémentaire :



Jonction par recouvrement d'un paquet constitué de 2 barres : $\phi_n \geq 32mm$

13.8 Les poutres

13.8.1 ANALYSE STRUCTURALE, méthodes de calcul permettant de déterminer la distribution des sollicitations (moment de flexion, effort tranchant) ainsi que des déplacements.

5.4

13.8.1.1 Analyse élastique linéaire

Le calcul des éléments (poutres, dalles,..) aux E.L.S. ou aux E.L.U. peut être effectué avec les méthodes classiques du calcul des structures (matériau élastique linéaire).

- ❖ Pour les poutres continues, on peut utiliser par exemple le théorème de Clapeyron (formule ou théorème des 3 moments).
- ❖ Pour les portiques on utilise la méthode des forces (dite aussi des coupures) ou la méthode des déplacements.
- ❖ Utilisation de formulaires usuels de R.D.M.

On adopte les hypothèses suivantes : 5.4(2)

- ❖ Relations contraintes-déformations linéaires
- ❖ Sections non fissurées : I , en considérant pour simplifier uniquement la section de béton

résultant des plans de coffrage soit pour une section rectangulaire $\frac{b_w h^3}{12}$.

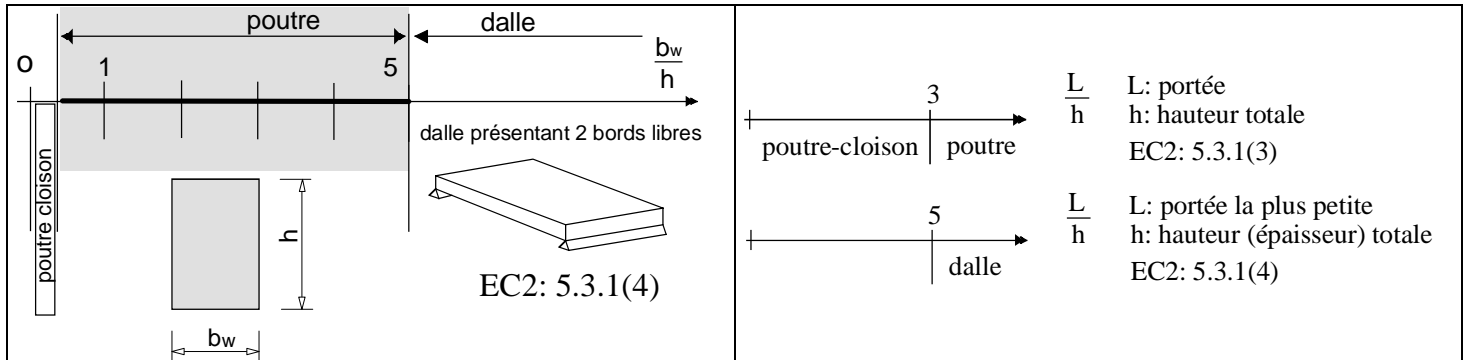
- ❖ Module d'élasticité E , on peut adopter pour simplifier une valeur moyenne : $E = E_{cm}$

Pour la détermination approchée de la flèche pour les poutres et dalles : $E = \frac{E_{cm}}{2}$.

Les dalles et poutres continues peuvent généralement être analysées en considérant qu'elles reposent sur des appuis simples.

Toutes les méthodes d'analyse doivent vérifier les conditions d'équilibre.

13.8.1.2 Modélisation



Pour les éléments porteurs horizontaux b.a. suivants :

- poutres continues ;
- dalles pleines continues ($\rho \leq 0,5$) ainsi que les dalles confectionnées à partir de prédalles ;

qui portent dans un sens.

Dans le cadre d'une détermination manuelle, on utilisera une analyse élastique linéaire : le Théorème des 3 moments (théorème de Clapeyron) est tout indiqué pour déterminer les moments de flexion sur appuis de poutres continues.

13.8.2 Schématisation de la structure : choix des liaisons aux appuis, portées à considérer, largeur participante de la table de compression

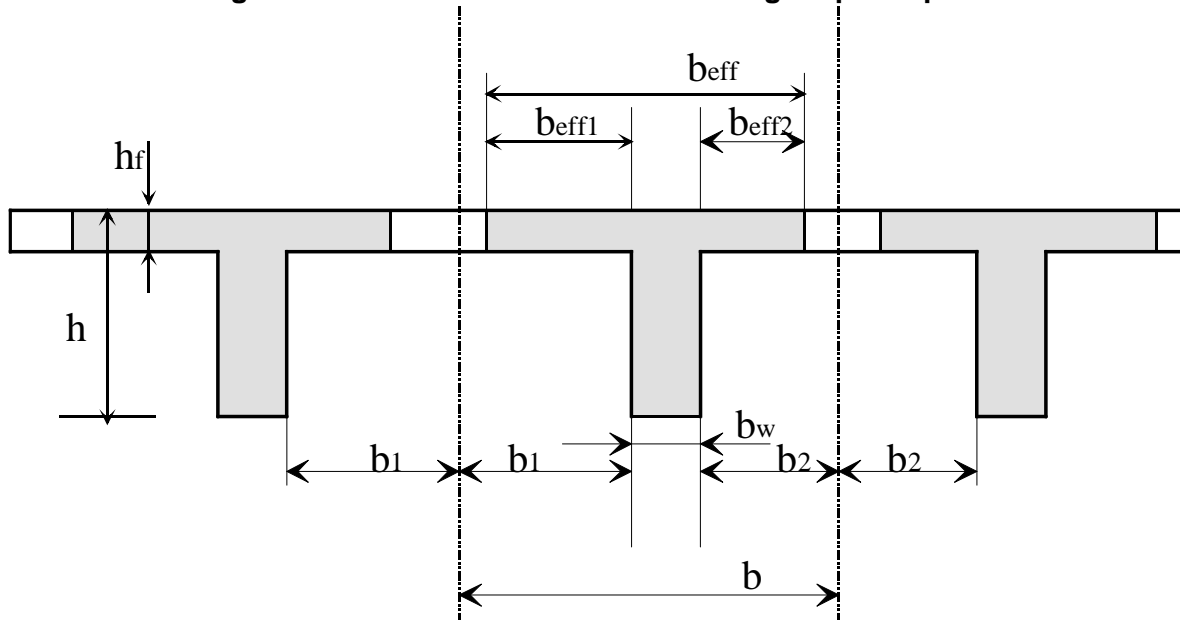
...5.3.2.1

13.8.2.1 Largeurs participantes (efficaces) des tables de compression (pour tous les états limites)

Ces mêmes valeurs de largeurs participantes sont retenues pour les justifications des sections. On peut admettre des conditions de contraintes uniformes sur celles-ci.

Pour l'analyse, lorsqu'une grande précision n'est pas indispensable, on peut considérer que la largeur est constante sur toute la portée.

Figure 5.2 Paramètres déterminant la largeur participante



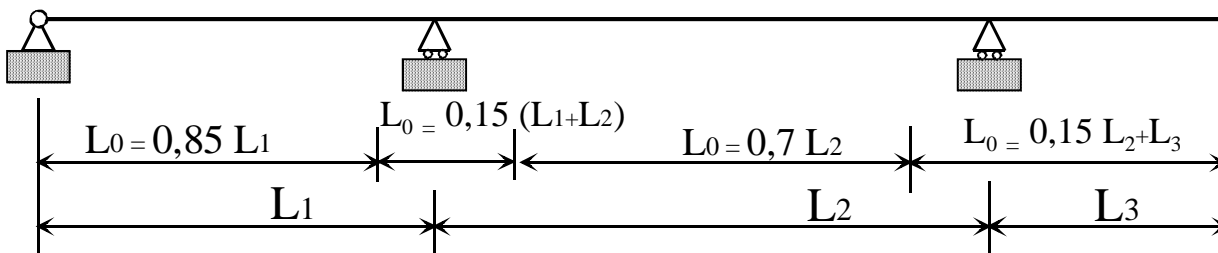
La largeur efficace (ou largeur participante) d'une poutre en T peut être calculée de la façon suivante :

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_w + b_{eff,2}$$

Avec $b_{eff,1} = \min[b_1; 0,2b_1 + 0,1L_0; 0,2L_0]$; $b_{eff,2} = \min[b_2; 0,2b_2 + 0,1L_0; 0,2L_0]$ {5.7}, {5.7a}, {5.7b}

L_0 est la distance entre points de moment nul définie sur la figure 5.2

Figure 5.2 : portée utile approchées, pour la détermination des largeurs participantes poutre continue avec travée de rive se prolongeant en console



$L_0 = L$ pour une travée simplement appuyée de portée L

$L_0 = 0,85 L$ pour une travée de rive de poutre continue

$L_0 = 0,70 L$ pour une travée intermédiaire de poutre continue.

Pour l'évaluation de la distance entre points de moment nul L_0 :

Il convient, pour la longueur L_3 de la console de ne pas dépasser la moitié de la travée adjacente soit : $L_3 \leq 0,5L_2$ et il

convient par ailleurs de limiter le rapport de deux portées adjacentes tel que : $\frac{2}{3} \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq \frac{3}{2}$

Différents cas sont envisagés :

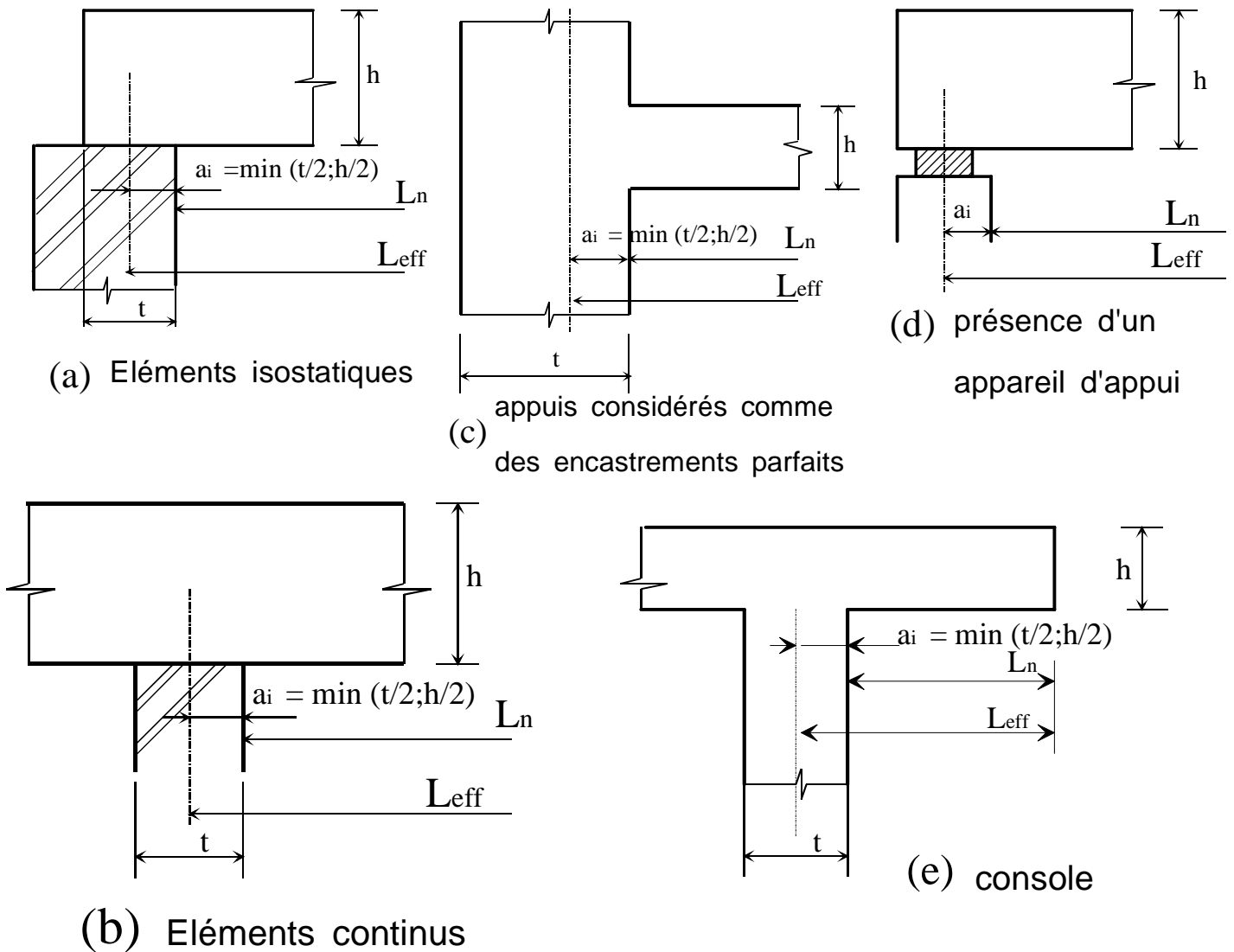
- a) éléments isostatiques
- b) éléments continus
- c) Appuis considérés comme des encastrement parfaits
- d) Présence d'un appareil d'appui
- e) Console

La portée utile l_{eff} d'un élément peut être calculée de la manière suivante ; $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ {5.8 }

Avec l_n : distance libre entre les nus d'appuis.

Les valeurs a_1 et a_2 à chaque extrémité de la portée, peuvent être déterminées à partir des valeurs correspondantes a_i de la figure 5.4.

Figure 5.4 : Détermination de la portée de calcul L_{eff} d'après l'expression 2.15, pour différents cas d'appuis.



13.8.3 Évaluation des charges transmises aux porteurs horizontaux et verticaux

Les Recommandations Professionnelles proposent :

- ❖ **Pour l'évaluation des charges transmises par les dalles sur les appuis ou poutres de bordure**, on considère d'une part qu'elles sont articulées sur leurs contours (isostatiques) et d'autre part on utilise la méthode des lignes de rupture (à l'E.L.U.) pour définir les surfaces d'influence. On néglige l'effet de continuité des dalles (ou du hourdis).

On peut ensuite déterminer :

- la charge uniformément répartie équivalente / moment de flexion pour la détermination des armatures dans celles-ci.
- la charge uniformément répartie équivalente / à l'effort tranchant pour la descente de charges.

Les portées à considérer sont les portées utiles définies à l'article 5.3.2.2 (pour l'étude des dalles et le tracé des lignes de rupture)

- ❖ **Pour l'évaluation des charges transmises par des poutrelles continues sur des poutres principales ou des porteurs verticaux.**

Pour les transmissions des charges par des éléments autres que le hourdis, il faut distinguer le cas des planchers à charge d'exploitation modérée et les autres.

Les planchers sont réputés à charge d'exploitation modérée si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- 1) constructions courantes définies par : $q \leq 5 \text{ KN} / \text{m}^2$ et $q \leq 2g$
- 2) Les moments quadratiques des sections droites sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- 3) Les portées consécutives vérifient : $0,8 \leq L_i / L_{i-1} \leq 1,25$
- 4) La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle des revêtements

On constate que ce sont les 2 appuis voisins de rive qui sont majorés / modèle isostatique associé en raison de la continuité de la poutre.

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres des planchers à charge d'exploitation modérée, on peut admettre la discontinuité des différents éléments (considérer les travées isostatiques en plaçant des articulations sur les appuis intermédiaires), exception faite toutefois :

- des travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15 % s'il s'agit de poutrelles à deux travées et 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées,
- des travées de rive prolongées par une console où l'on tient compte de l'effet de console.

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres des autres planchers, on doit tenir compte de la continuité des poutrelles en envisageant que les charges variables sont appliquées sur les travées de part et d'autre de la poutre principale mais sans pousser plus loin l'étude des chargements par travées alternées.

- ❖ **- Charges verticales transmises aux poteaux supportant des planchers :**

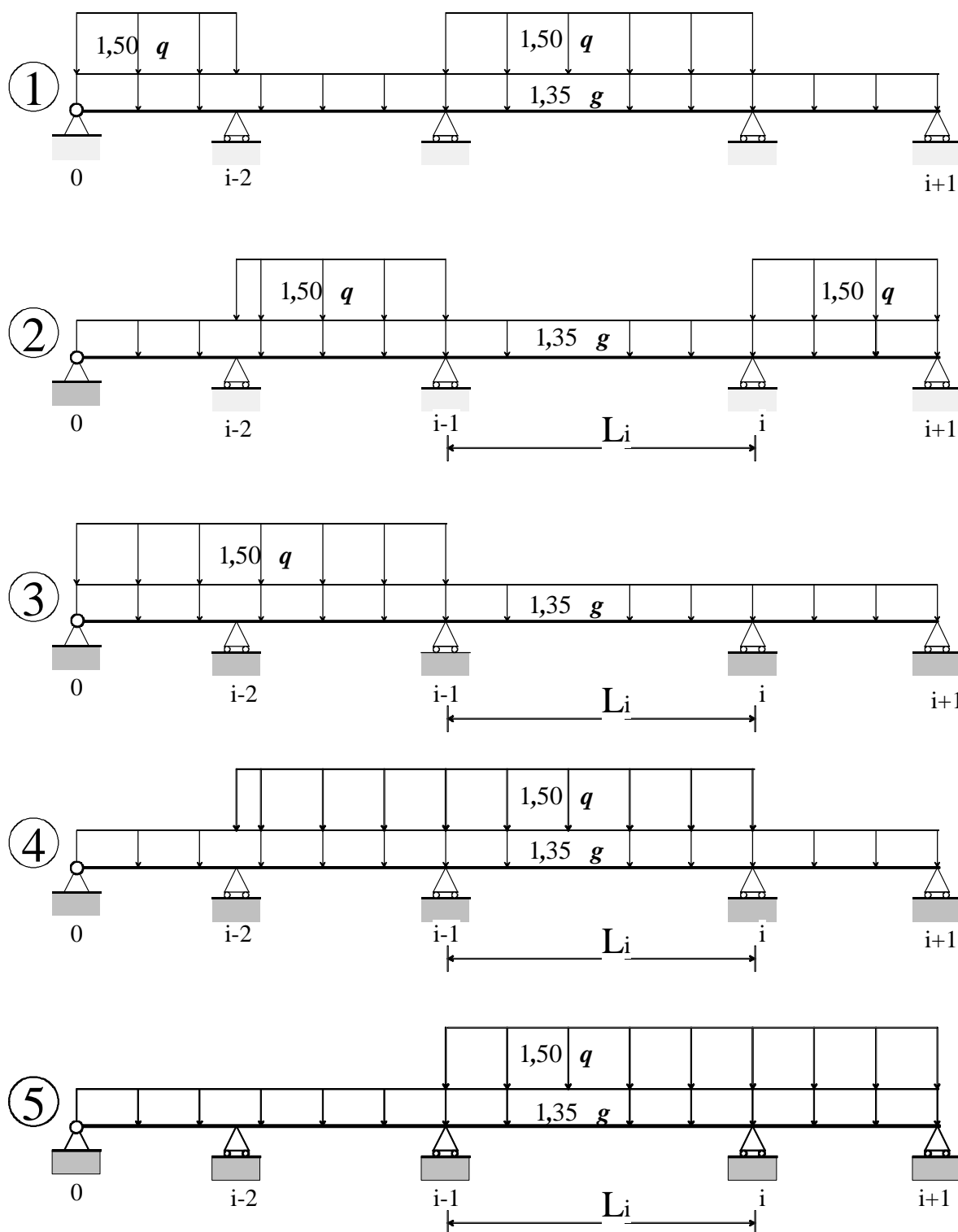
Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu application des lois de dégression et en admettant la discontinuité des différents éléments des planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois les charges ainsi obtenues sont à majorer :

- de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de poutres à deux travées,
- de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de poutres à plus de deux travées, les charges évaluées pour les poteaux de rive, dans l'hypothèse de la discontinuité, n'étant pas réduites.

Dans le cas d'éléments de rive prolongés par des parties en porte à faux, il est tenu compte de l'effet de console dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux, en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rive.

13.8.4 CAS DE CHARGEMENT

D'après l'article 5.1.3, les cas de chargement à l'E.L.U. à envisager pour l'étude des poutres continues sont : les cas 3, 4, 5 sont des cas de chargement simplifiés permettant d'obtenir les moments et efforts tranchants maximums aux appuis.



Pour 2 travées les 3 premiers cas de chargement
 Pour 3 travées les 4 premiers cas de chargement
 Pour 4 travées les 5 premiers cas de chargement

.....
 Pour n travées $n + 1$ cas de chargement

13.8.4.1 Équations du moment de flexion et de l'effort tranchant relatives à une travée i.

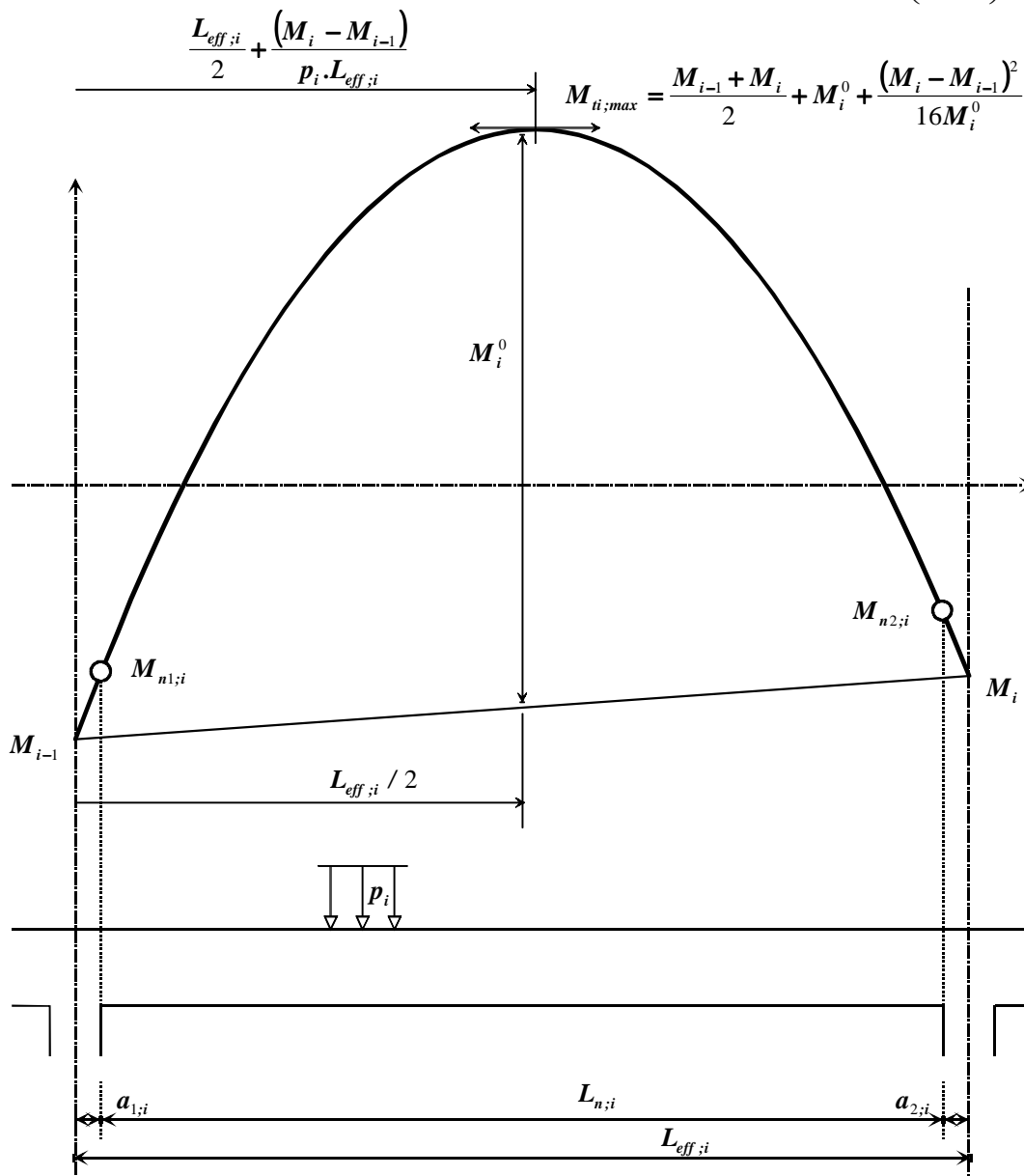
Équations intrinsèques pour toute travée i. L'abscisse x varie de 0 à $L_{eff;i}$. ($L_{eff;i}$ = portée utile de la travée i)

$$M_{zi}(x) = M_{zi}^0(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_{eff;i}} \right) + M_i \frac{x}{L_{eff;i}} \quad \text{pour } x \in]0, L_{eff;i}[$$

$$V_{yi}(x) = V_{yi}^0(x) - \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{L_{eff;i}} \right) \quad \text{pour } x \in]0, L_{eff;i}[$$

$M_{zi}^0(x)$, $V_{yi}^0(x)$ sont respectivement les équations des moments de flexion et de l'effort tranchant dans la travée isostatique associée.

Valeurs particulières pour une travée chargée uniformément par p_i : $M_i^0 = M_i \left(\frac{L_{eff;i}}{2} \right) = \frac{p_i L_{eff;i}^2}{8}$



13.8.4.2 Appuis de rive

9.2.11 9.2.12

Pour un appui de rive formant une construction monolithique, il convient de dimensionner la section des armatures sur cet appui pour un moment de flexion résultant de l'encastrement partiel de $0,15 M_{t1,max}$. Ce moment est négatif, les armatures sont en chapeau. Pour les poutres, la section minimale des armatures longitudinales (condition de non-fragilité) s'applique. Clause 9.2.1.2(1) Note 2

13.9 Évaluation des sollicitations

Dalles isostatiques ou sur appuis continus portant dans deux directions (recommandations professionnelles)

13.9.1 Dalles pleines uniques simplement appuyées sur ses 4 côtés dont le rapport des portées

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} > 0,5 \quad \text{avec} \quad \ell_x \leq \ell_y \quad \ell_x, \ell_y \text{ sont les portées utiles}$$

Dalles isostatiques

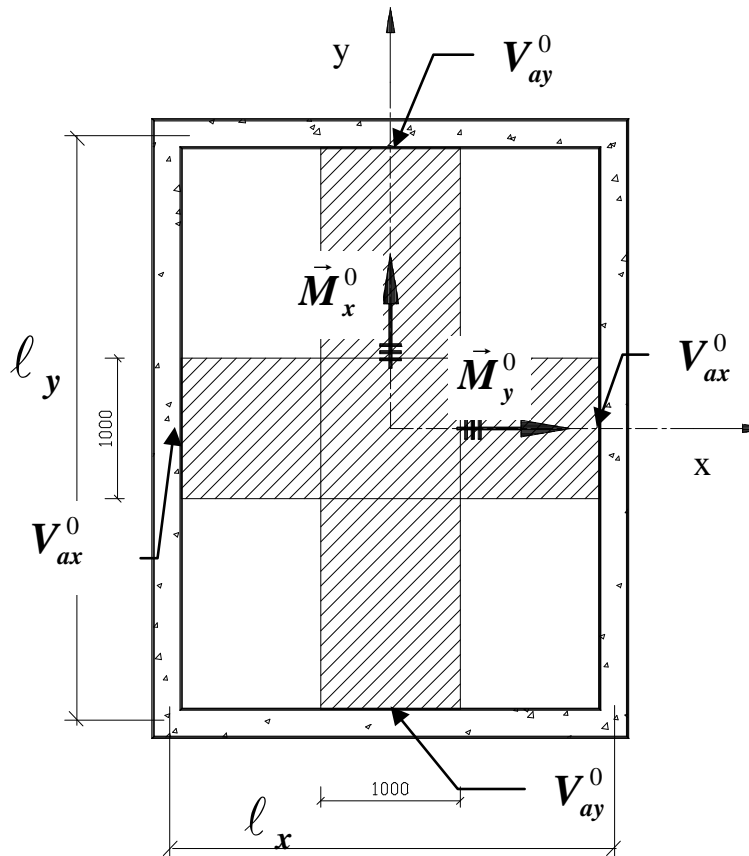
Les méthodes de détermination des sollicitations évoquées dans ce chapitre sont généralement basées sur la théorie des plaques en considérant un matériau élastique linéaire.

Les sollicitations sont évaluées pour des bandes de dalle de 1,000 m de large : les moments sont déterminés au centre de la dalle, les efforts tranchants sur les appuis.

On obtient donc :

- M_x^0 et $M_y^0 \Rightarrow$ en kN.m/m
- V_{ax}^0 et $V_{ay}^0 \Rightarrow$ en kN/m

Note : - L'exposant 0 indique que l'on considère les sollicitations dans une dalle simplement appuyée sur son contour (isostatique).



Cas d'une charge uniformément répartie p sur la surface du panneau.

Les valeurs des moments de flexion sont déterminées au centre de la dalle en fonction de la valeur de la charge répartie p et des portées ℓ_x et ℓ_y .

$$M_x^0 = \mu_x p \ell_x^2 \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0$$

$$V_{ax}^0 = \frac{p \ell_x}{(2 + \rho)} \quad V_{ay}^0 = \frac{p \ell_x}{3}$$

$\nu = 0$ béton fissuré		
$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$	μ_x	μ_y
0,50	0,0965	0,2584
0,55	0,0892	0,2889
0,60	0,0820	0,3289
0,65	0,0750	0,3781
0,70	0,0683	0,4388
0,75	0,0620	0,5124
0,80	0,0561	0,5964
0,85	0,0506	0,6871
0,90	0,0456	0,7845
0,95	0,0410	0,8887
1,00	0,0368	1,0000

13.9.2 dalles sur appuis continus dont le rapport des portées $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} > 0,5$

Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, dans les 2 directions sont évaluées, à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale des moments de flexion M_x^0 et M_y^0 déterminés dans le panneau associé supposé articulé sur son contour ayant les mêmes portées et charges appliquées.

- ❖ En travée, les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% à 25% selon les conditions d'encastrement.
- ❖ Les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués respectivement au moins à 40% et 50% des moments de flexion maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation.
- ❖ Les moments d'encastrement sur les petits cotés sont égaux à ceux évalués pour les grands cotés dans l'hypothèse que ces grands cotés sont encastrés (totalement ou partiellement) dans les mêmes conditions que les petits cotés.
- ❖ De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, que ce soit dans la direction x ou y, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- ❖ Pour la dalle notée i , lorsqu'il s'agit de la portée principale, si on désigne par M_{ix}^0 le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation, par M_{i-1x} et M_{ix} les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis (de gauche et de droite) et par M_{tix} le moment maximal considéré en travée, on doit vérifier l'inégalité :

$$M_{tix} + \frac{M_{i-1x} + M_{ix}}{2} \geq 1,25 M_{ix}^0$$

Méthode pratique proposée :

On choisit les moments sur les appuis et en travée.

* Dans le sens principal x

En rive pour tous les appuis réputés articulés : en béton (voile ou poutre) et mur en maçonnerie, on choisira : $M_{rive,x} = 0$.

Attention : si en rive la dalle se prolonge en console, le moment sur l'appui de rive est statiquement déterminé.

Sur tous les appuis intermédiaires (grands cotés), les valeurs du moment de flexion seront déterminées en multipliant par 0,5 la valeur la plus grande des moments isostatiques des 2 dalles encadrant l'appui étudié.

En travée, pour une dalle de rive : $M_{t1x} = M_{1x}^0$ et pour une dalle intermédiaire i : $M_{tix} = 0,75 M_{ix}^0$.

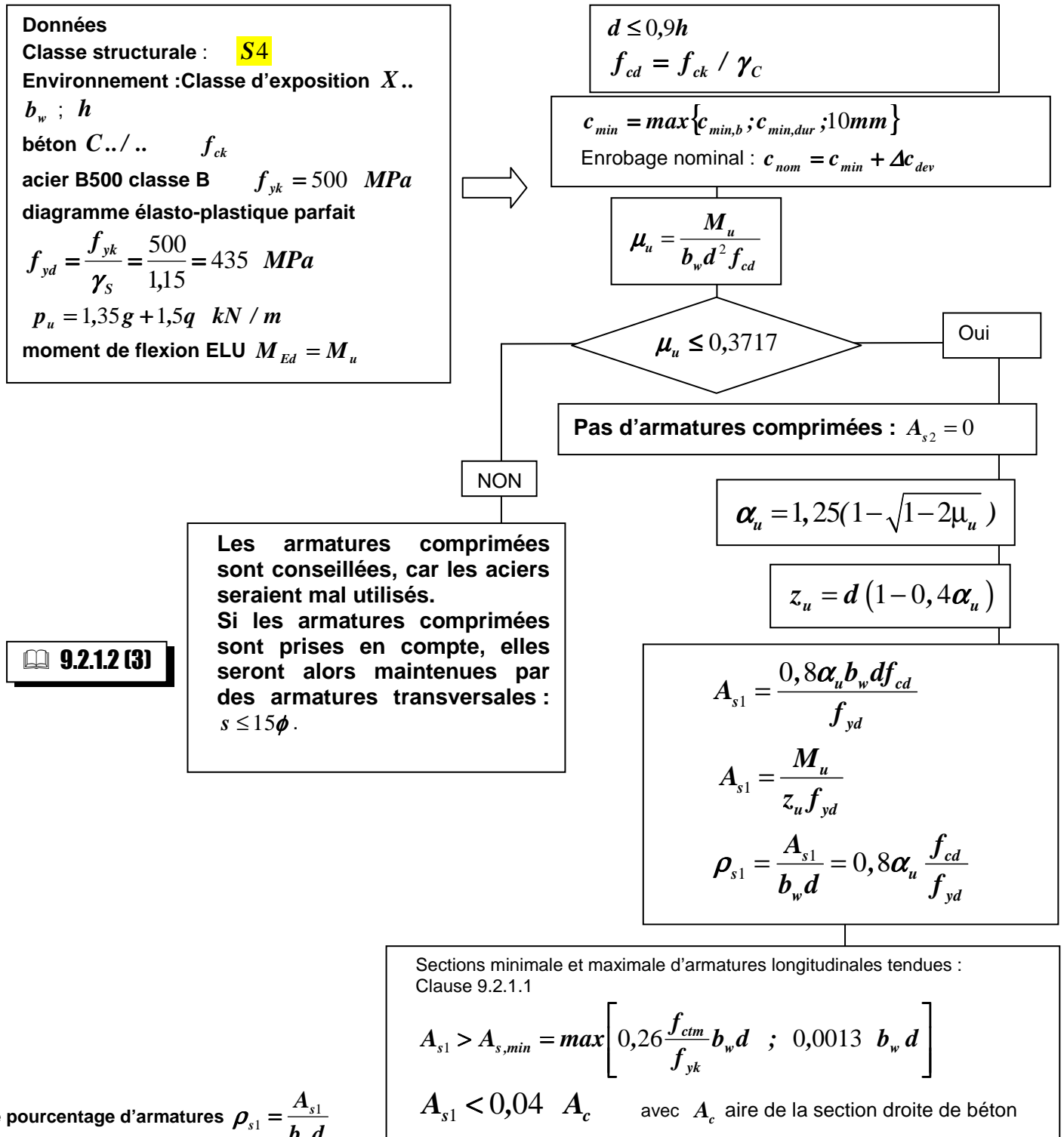
* Dans le sens porteur y

En rive pour tous les appuis réputés articulés, on choisira : $M_{rive,y} = 0$.

Les moments sur appuis (petits cotés) doivent être égaux à ceux des grands cotés.

En travée, pour une dalle de rive : $M_{t1y} = M_{1y}^0$ et pour une dalle intermédiaire i : $M_{tiy} = 0,75 M_{iy}^0$.

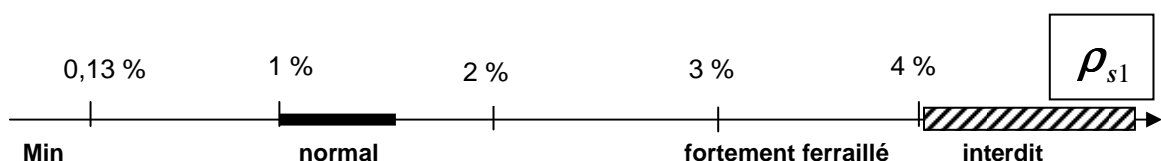
13.10 Organigramme de calcul des armatures longitudinales en flexion simple, section rectangulaire :



Le pourcentage d'armatures $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b_w d}$

Équation alternative du bras de levier $z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d \frac{(1 + \sqrt{1 - 2\mu_u})}{2}$

Il faut déterminer la hauteur utile réelle $d_{réelle}$, celle-ci doit être supérieure à la valeur forfaitaire considérée.



Données : Classe structurale : **S4**

Environnement : Classe d'exposition **X..**

Béton **C.. / ..** ; $f_{ck} \text{ (MPa)}$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

Enrobage nominal : $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\}$

d ; z inconnu $\Rightarrow z = 0,9d$

b_w plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue

$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck} \text{ (MPa)}}{250} \right] v_1 f_{cd}$

Acier B500 classe B $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

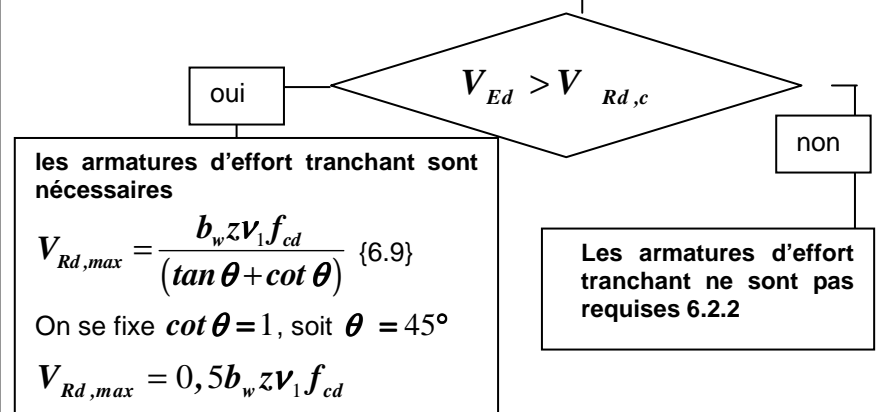
$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

$p_u = 1,35g + 1,5q \text{ kN / m}$

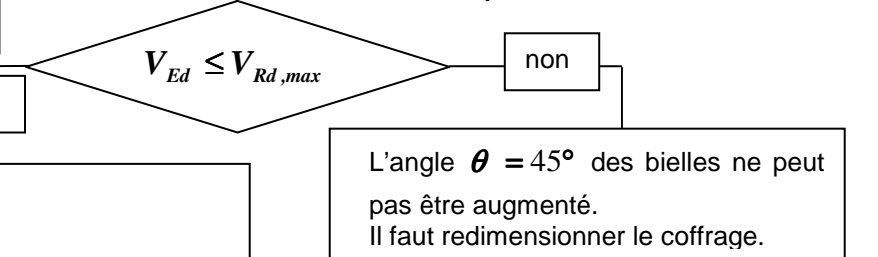
Effort tranchant de calcul V_{Ed}

13.11 Organigramme simplifié de calcul des armatures d'effort tranchant en flexion simple :

$$V_{Rd,c} = \sup \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}; v_{min} \right] b_w d \quad \{6.2.\}$$



vérification de la compression des bielles



$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad \{6.8\}$$

$$\text{On se fixe } \cot \theta = 1 : V_{Ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd}}$$

Choix de la section d'acier A_{sw} ;

$$\text{Calcul des espacements avec : } s \leq \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}}$$

$$s \leq \min \left[\frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}} ; \frac{A_{sw}}{b_w \rho_{w,min}} ; s_{l,max} \right]$$

Dispositions constructives

Le taux d'armatures d'effort tranchant est

$$\text{noté : } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \{9.5N\}$$

$$s \leq s_{l,max}$$

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$s_{l,max}$: Espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant

si $h > 250\text{mm}$ alors $s_{l,max} = 0,75d$ sinon $s_{l,max} = 0,90d$

$s_{t,max}$: Espacement transversal maximal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles.

si $h > 250\text{mm}$ alors $s_{t,max} = \inf(0,75d, 600\text{mm})$ sinon $s_{t,max} = 0,90d$

$$k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}}; 2 \right] ; C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} ; \text{Pourcentage } \rho_l \text{ d'acier longitudinal de flexion : } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} : aire de la section des armatures tendues, prolongée d'une longueur supérieure à $d + l_{bd}$ au-delà de la section considérée. (l_{bd} étant la longueur d'ancrage de calcul)

$$v_{min} = \frac{0,34}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2} \quad \text{pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré.}$$

$$v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \text{poutres et dalles autres que celles ci-dessus}$$

13.12 Épure d'arrêt de barres:

6.2.3 (7)

Il convient que les armatures longitudinales tendues soient capables de résister à l'effort de traction supplémentaire généré par l'effort tranchant.

Pour tenir compte de cette remarque, la détermination des longueurs des barres (épure d'arrêt des armatures longitudinales) sera réalisée sur une courbe enveloppe dilatée (ou décalée) dans le sens le plus défavorable.

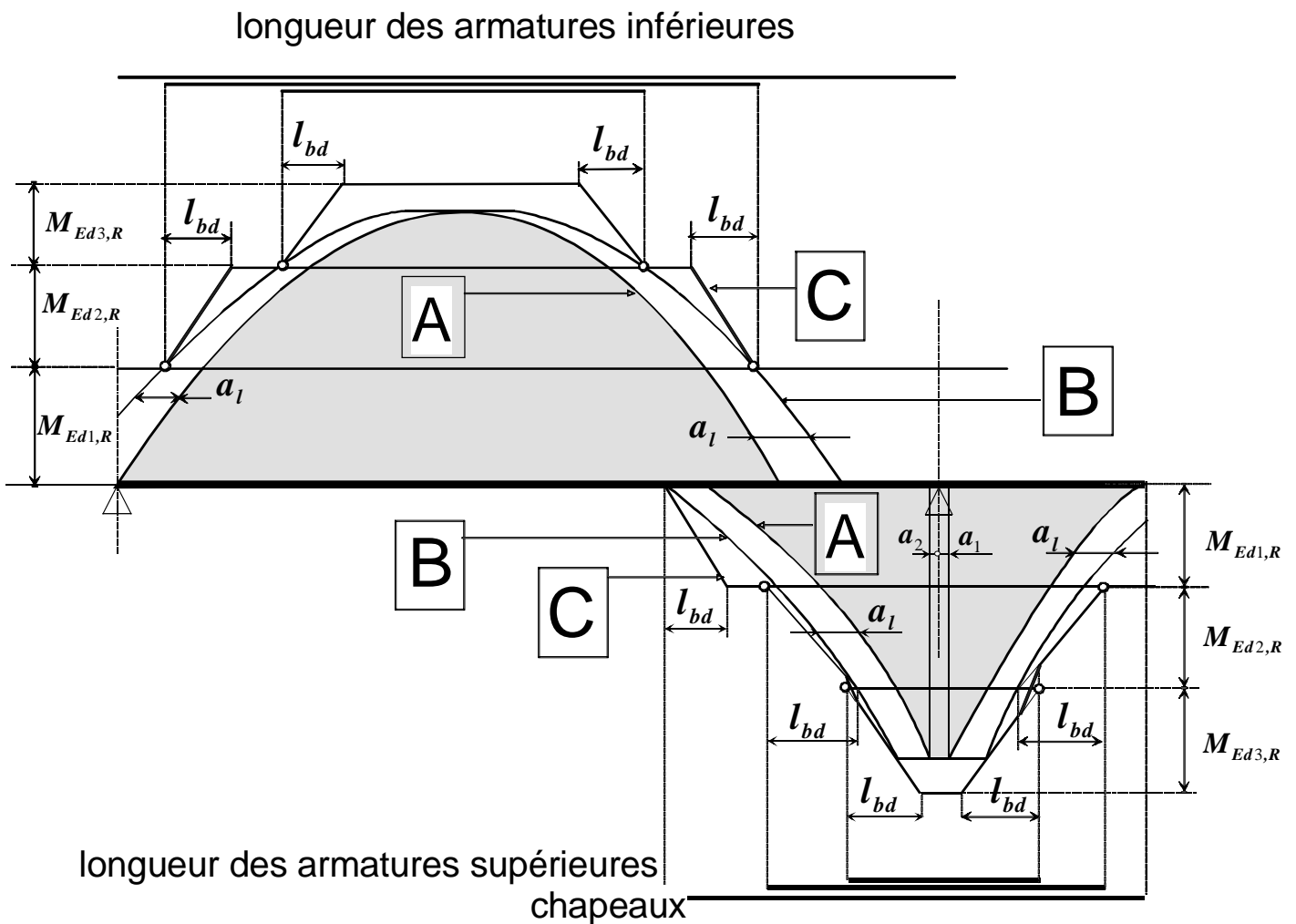
Pour des armatures d'effort tranchant droites, pour une inclinaison des bielles fixée à $\theta = 45^\circ$

Pour les poutres, l'expression réglementaire de ce décalage est: $a_l = \frac{z}{2}$

avec le bras de levier de calcul ou forfaitairement en prenant $z = 0,9d$

Pour des éléments sans armatures d'effort tranchant (dalles) $a_l = d$

Figure 9.2 : illustration de l'épure d'arrêt des armatures longitudinales, tenant compte de l'effet des fissures inclinées et de la résistance des armatures sur leur longueur d'ancrage
Sur la figure ci-dessous le moment est considéré au nu de l'appui



- A** diagramme enveloppe du moment de flexion agissant M_{Ed}
- B** diagramme enveloppe du moment de flexion décalé (pour tenir compte de l'effort tranchant)
- C** diagramme enveloppe du moment de flexion résistant $M_{Ed,R}$

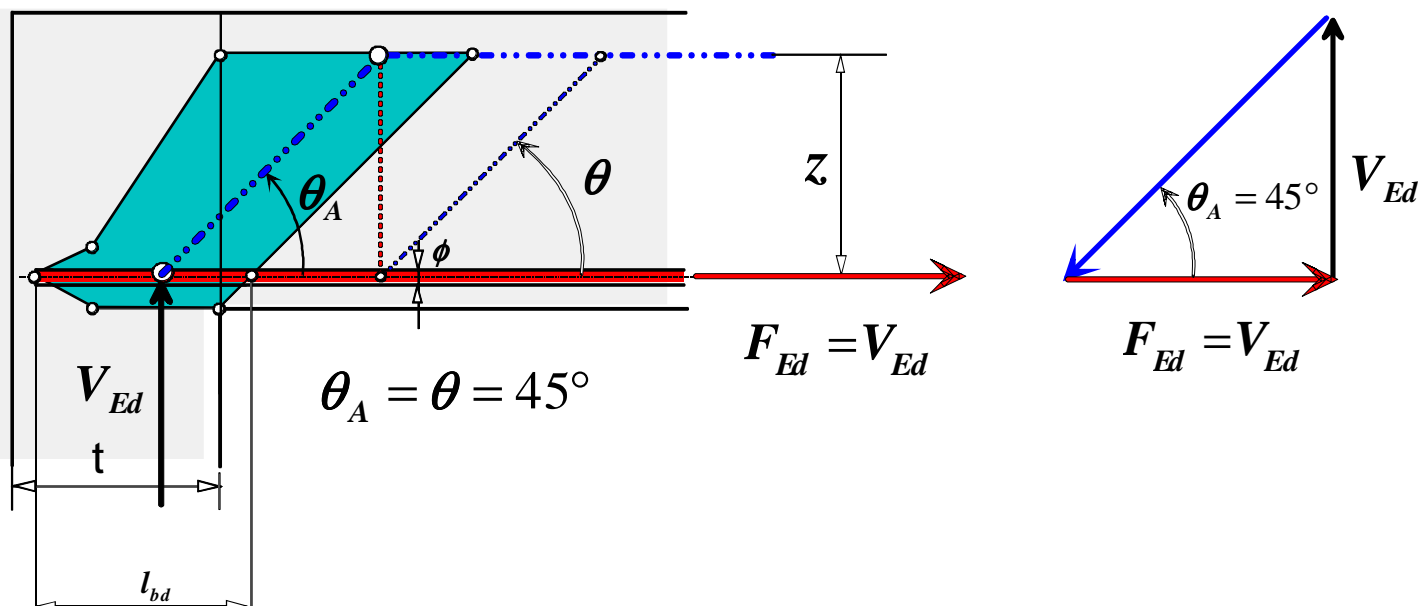
13.13 Vérification du lit inférieur sur appui

13.13.1 Effort de traction à ancrer sur les appuis de rive et intermédiaires noté F_{Ed} .

Cette force F_{Ed} conditionne la section droite du 1^{er} lit d'armatures longitudinales et son ancrage.

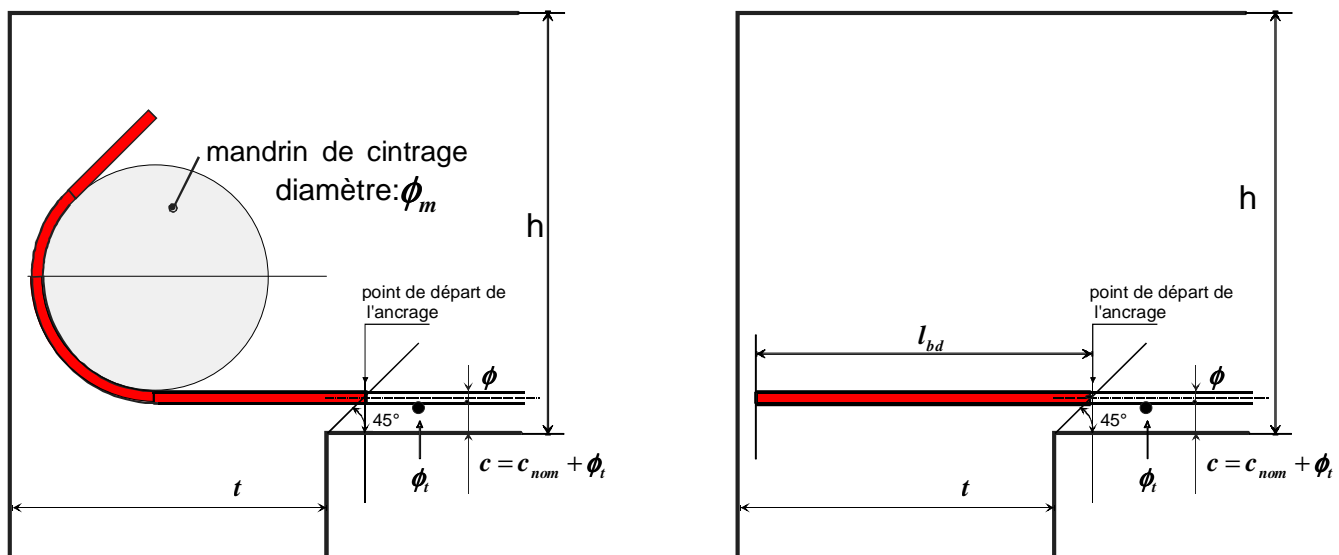
$$A_{s,appui} = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}$$

VALEURS DE F_{Ed}	Poutres		Dalles
Décalage horizontal de la courbe enveloppe des moments	Pour $\theta = 45^\circ$ $a_l = z/2$ 9.2.1.3		$a_l = d$ 6.2.2(5)
Appui d'extrémité	Expression non sécuritaire $0,5 V_{Ed} $ (9.2.1.4)	Modélisation Bielle-Tirant Valeur forfaitaire approchée conseillée $V_{Ed} \cot \theta_A$ avec $\cot \theta_A = \frac{1}{2} \left[\cot \theta + \frac{t}{z} \right]$ Avec $\theta = 45^\circ$; $\cot \theta = 1$ et : $z = 0,9d$ Pour simplifier nous prendrons $\cot \theta_A = 1$ $F_{Ed} = V_{Ed} $	$\frac{ V_{Ed} }{0,9}$ (9.2.1.4)
Appui intermédiaire Si valeur de $F_{Ed} \leq 0$, il faut ancrer la barre de 10ϕ dans l'appui. M_{Ed} : valeur algébrique du moment sur l'appui intermédiaire.	$0,5 V_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{0,9d}$	$ V_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{0,9d}$	$\frac{ V_{Ed} }{0,9} + \frac{M_{Ed}}{0,9d}$



13.13.2 Ancrage des armatures inférieures sur un appui de rive

La longueur d'ancrage l_{bd} calculée conformément à 8.4.4, est mesurée à partir de l'intersection de la ligne moyenne de la barre à ancrer avec la bielle d'about supposée inclinée à 45° . L'effort à ancrer F_{Ed} est supposé déterminé à partir d'une modélisation bielle-tirant de l'appui de rive.



Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

13.13.3 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires (aspect réglementaire)

9.2.15

(2) Il convient que la longueur d'ancrage ne soit pas inférieure à 10ϕ dans le cas des barres droites, au diamètre du mandrin dans le cas des crochets et des coudes avec des diamètres de barre au moins égaux à 16 mm, ou à deux fois le diamètre du mandrin dans les autres cas (voir la Figure 9.4 (a)). Ces valeurs minimales sont normalement valables mais une analyse plus fine peut être effectuée, conformément à 6.6.

(3) Il convient de spécifier, dans des documents du contrat, les armatures exigées pour résister à des moments positifs éventuels (par exemple : tassement de l'appui, explosion, etc.). Il convient que ces armatures soient continues, ce qui peut être réalisé au moyen de recouvrements (voir la Figure 9.4 (b) ou (c)).

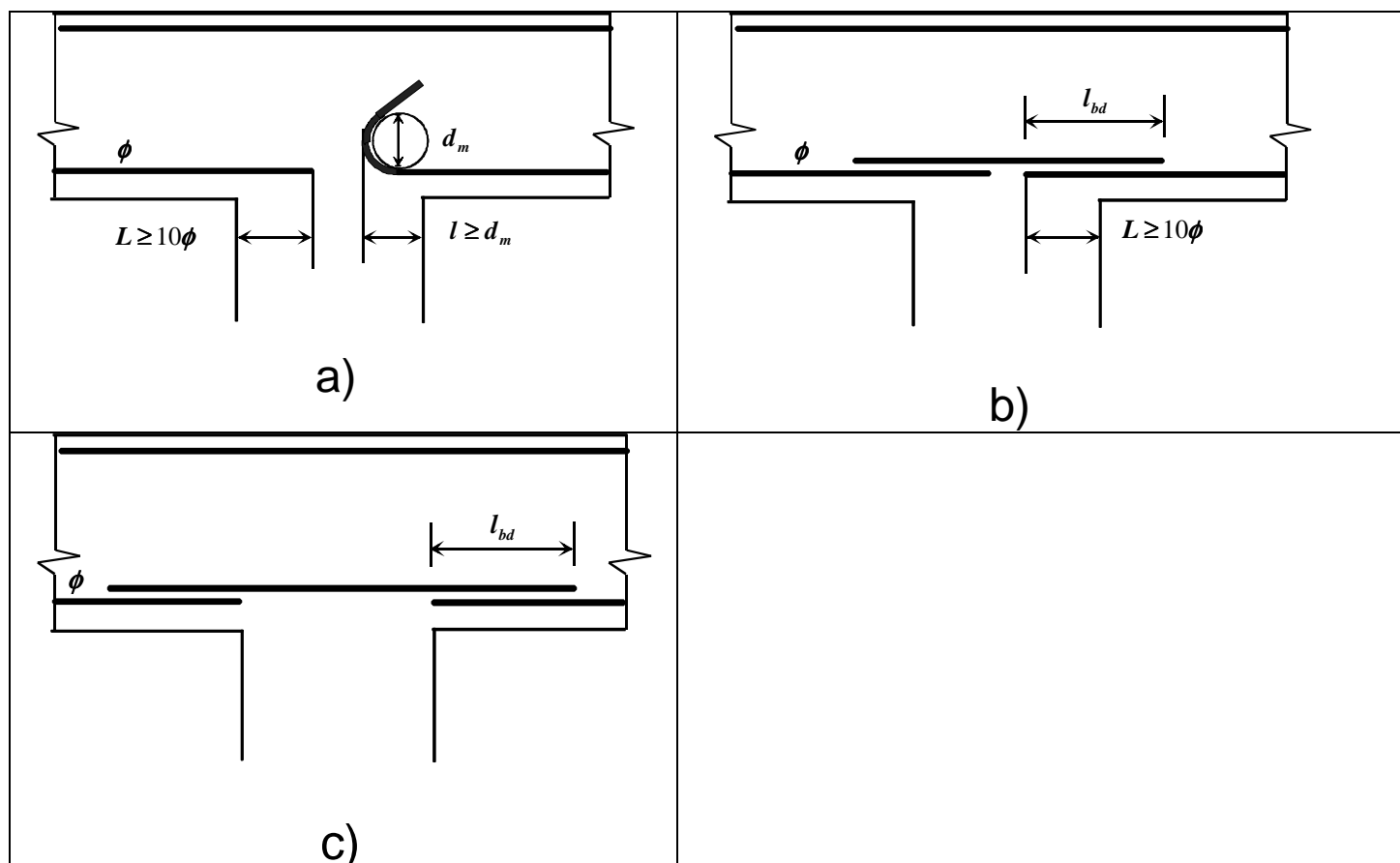


Figure 9.4 : Ancrage au niveau des appuis intermédiaires

13.14 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES : dalles portant dans une ou deux directions.

13.14.1 Armature de flexion

 **..9.3**

- Les règles {relatives à l'épure d'arrêt des barres longitudinales tendues, l'ancrage des armatures inférieures sur les appuis} données en 9.2.1.3 et 9.2.1.4(1) à (3) et 9.2.1.5 (1) à (2) s'appliquent.
En particulier, pour les dispositions constructives concernant les armatures principales, l'article 9.3 est applicable, avec pour décalage de la courbe des moments: $a_l = d$ (dans l'article 9.2.1.3 armatures d'effort tranchant non nécessaires).
- Il convient de prévoir des armatures secondaires transversales dans les dalles portant dans un seul sens. (dalles uni-directionnelles) En règle générale, la section d'armatures transversales secondaires (de répartition) doit être au moins égale à 20% de la section d'armatures principales.

 **..9.3.1.1(2)**

Soit x le sens porteur, les armatures dans la direction y doivent vérifier $A_{sy} \geq \frac{A_{sx}}{5}$ (exprimées / m de largeur)

Au voisinage des appuis, des armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires lorsqu'il n'existe aucun moment de flexion transversal.

- Les clauses 9.2.1.1 (1) et (3) donnent les pourcentages d'acier minimal et maximal dans la direction principale.

$$A_s^{mm^2} \geq \max \left[0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d \right] \quad A_{s1} + A_{s2} < 0,04 A_c$$

Avec A_{s1} armatures tendues, A_{s2} armatures comprimées


- La distance maximale entre les barres** est la suivante : $s_{max,slabs}$, h étant l'épaisseur totale de la dalle.

- pour les armatures principales, $\min(2h ; 250mm)$, dans le cas où il y a des charges concentrées,
 $\min(3h ; 400mm)$, dans le cas contraire ;

 **..9.3.1.1**

- pour les armatures secondaires, $\min(3h ; 400mm)$, dans le cas où il y a des charges concentrées,
 $\min(3,5h ; 450mm)$, dans le cas contraire ;

13.14.2 Armatures des dalles au voisinage des appuis

 **..9.3.1.2**

Pour les dalles portant dans 2 directions (et à défaut d'épure d'arrêt des barres pour les dalles unidirectionnelles). En l'absence de directives de l'EC2 et des Recommandations Professionnelles nous utiliserons la norme antérieure : le BAEL.

Pour tous les appuis intermédiaires, la longueur des chapeaux à partir du nu des appuis, est au moins égale au 1/5 de la plus grande portée utile des 2 travées encadrant l'appui considéré avec un minimum égal à : $l_{bd} + z$.

Dans les dalles, la moitié de l'armature calculée en travée doit se poursuivre sur les appuis (clause 9.3.1.2) et y être ancrée conformément à 8.4.4. Les armatures du second lit seront arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée au nu.

Compléments sur l'ancrage des armatures du lit inférieur sur appui de rive.

En cas d'absence de charges mobiles importantes (cas où l'intensité de la charge mobile est inférieure au quart de la résultante de la charge variable totale appliquée sur la surface totale du panneau)

Pour les dalles armées de Treillis Soudés, l'ancrage par une soudure, visé dans la clause tableau 8.2 de l'EC2 implique qu'une ligne de soudure soit disposée sur les éléments d'appui à une distance au moins égale à 15 mm dans le cas d'un appui en béton, armé ou non, préfabriqué ou non, (et à 50 mm dans le cas d'appui en maçonnerie : recommandé en l'absence de précision de l'EC2).

Pour les dalles armées d'aciers en barres, les aciers prolongés sur appuis y sont ancrés par une longueur au moins égale à : $l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$

S'il existe sur un des côtés d'une dalle un encastrement partiel, non pris en compte dans l'analyse, les armatures supérieures doivent pouvoir équilibrer au moins 25% du moment maximal de la travée adjacente. Dans le cas de l'appui de rive, la proportion du moment maximal à équilibrer par les armatures supérieures peut être réduite à 15% du moment maximal dans la travée isostatique associée ; ces armatures doivent être prévues sur une longueur au moins égale à 0,2 fois la portée adjacente la plus grande avec un minimum égal à $l_{bd} + z$, comptée depuis le nu de l'appui.

13.14.3 Armatures d'angle

..9.3.13

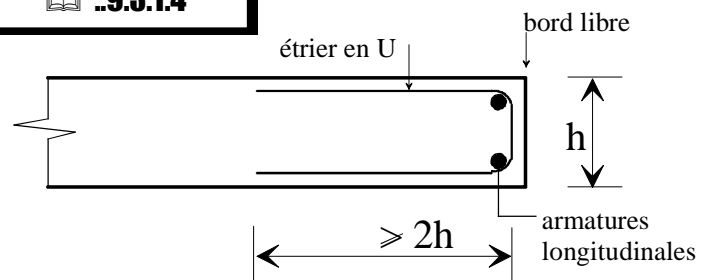
Si les dispositions d'appui sont telles que le soulèvement de l'angle d'une dalle est empêché, il convient de prévoir des armatures appropriées.

13.14.4 Armatures des bords libres

..9.3.14

Le long d'un bord libre (sans appui), une dalle doit normalement comporter des armatures longitudinales et transversales généralement disposées de la manière indiquée fig. 9.8.

Les armatures propres de la dalle peuvent jouer le rôle d'armatures de bord.



Pour les dalles d'épaisseur courante (entre 200 et 350 mm) et des bétons courants ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$), une section de $200 \text{ mm}^2 / \text{m}$, soit 4U HA8 / m permet de couvrir la condition de ferrailage minimal près des bords.

13.14.5 Armatures d'effort tranchant

..9.3.2

Vérification pour que les armatures d'âme ne soient pas nécessaires

..6.2.2

Si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}^{(N)} = \max \left[v_{min} b_w d ; C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \right]$ en flexion simple

alors les armatures d'âme ne sont pas nécessaires

Voir organigramme relatif à la détermination des armatures d'effort tranchant.

..6.2.(4)

13.15 TRACTION SIMPLE - LES TIRANTS

- Dimensionnement des armatures

$$A_s = \max \left(\frac{N_{Ed,u}}{f_{yd}} ; A_{s,min} ; \frac{N_{Ed,ser}}{0,8 f_{yk}} \right) \text{ avec } N_{Ed,u} \text{ effort normal à l'ELU}$$

L'expression $\frac{N_{Ed,ser}}{0,8 f_{yk}}$ n'est pas déterminante, $N_{Ed,ser}$: effort normal à l'ELS

- condition de non-fragilité

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} A_{ct} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w h$$

Les armatures doivent être entièrement ancrées, avec une longueur d'ancrage l_{bd} conformément à 8.4.

- La maîtrise de la fissuration est supposée assurée sauf demande spécifique des DPM pour :

Tous les éléments ba en classe d'exposition XC0 et XC1 ; les dalles d'épaisseur inférieure ou égale à 200 mm quelle que soit la classe d'exposition ; tous les éléments ba appartenant aux catégories d'usage A, B, C, D en classe d'exposition XC2, XC3 et XC4 .

- Armatures transversales : Ce sujet n'est pas abordé dans l'EC2, nous respecterons néanmoins les dispositions suivantes :

Armatures transversales $\phi_t \geq \max \left[6 \text{ mm} ; \frac{\phi_{lmax}}{3} \right]$, espacement $s_{max} = \min(b_w ; h)$ = petite dimension de la section droite.

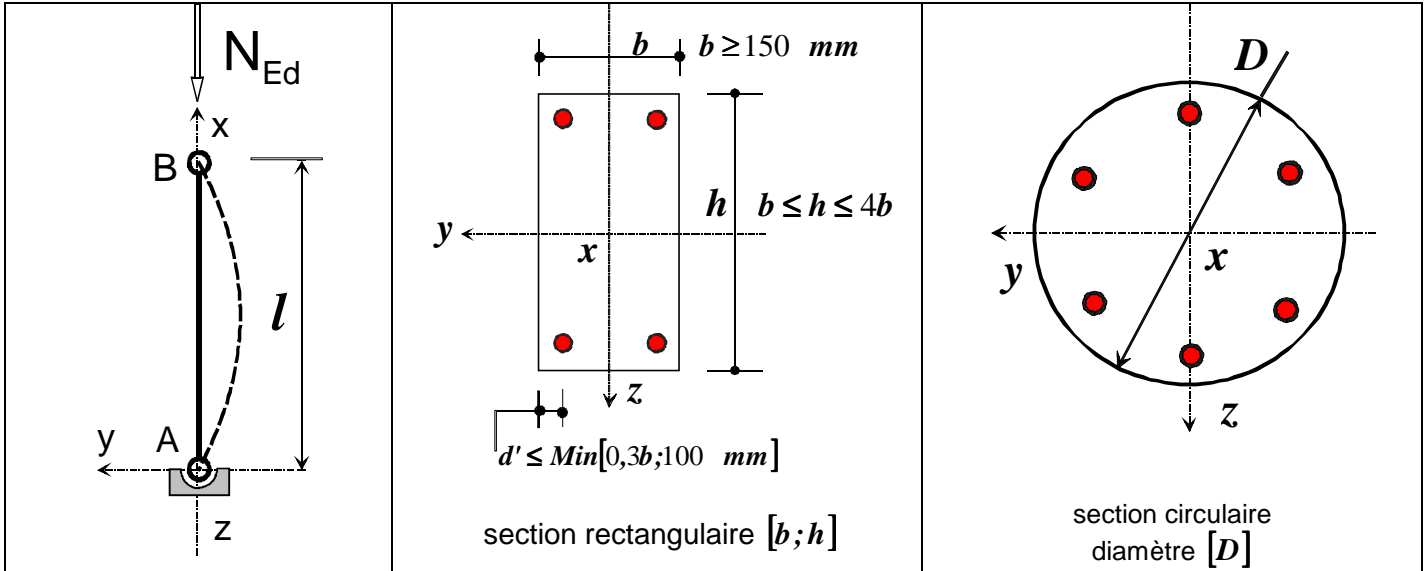
13.16 COMPRESSION SIMPLE - LES POTEAUX –

13.16.1 Définition géométrique

Un poteau est un élément dont la hauteur l est au moins égale à 3 fois la dimension du grand côté $l \geq 3h$ et dont le grand côté de la section droite ne dépasse pas 4 fois le petit côté de celle-ci $h \leq 4b$. Lorsque ce n'est pas les cas, il convient de le considérer comme un voile 5.3.1(7).

13.16.2 Méthode simplifiée proposée (recommandations professionnelles)

13.16.2.1 Conditions d'emploi



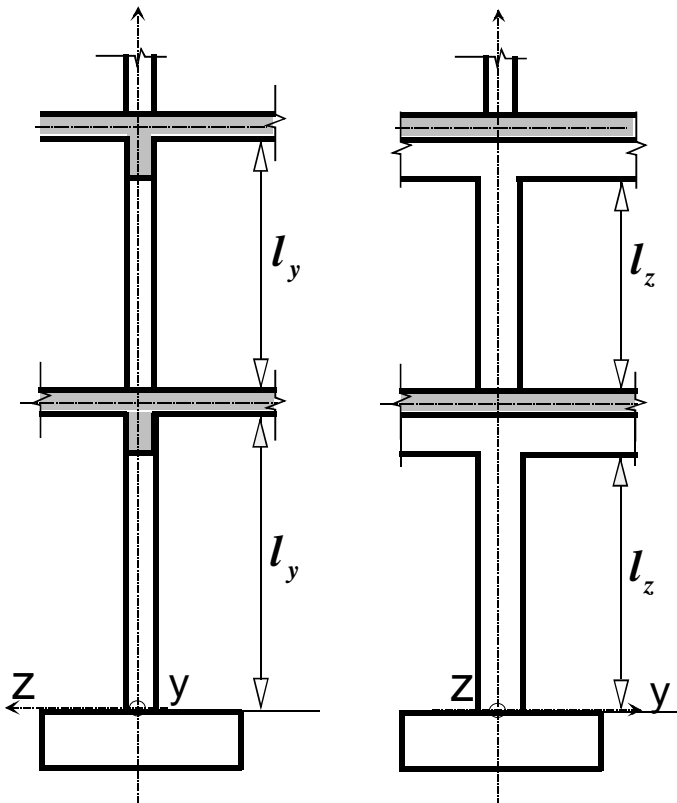
- poteau bi-articulé sous charges centrées N_{Ed} , chargement à au moins 28 jours ;
- élancement $\lambda \leq 120$; $20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$; $400 \leq f_{yk} \leq 600 \text{ MPa}$;
- épaisseur dans le sens du flambement : D ou $b \geq 150 \text{ mm}$;
- distance d' de l'axe des aciers à la paroi la plus proche $d' = c_{nom} + \phi_t + \phi_l / 2$;
 $d' \leq \text{Min}[0,3b; 100 \text{ mm}]$;
- armatures symétriques, par moitié sur chaque face pour une section rectangulaire et au moins 6 barres pour une section circulaire (Recommandations Professionnelles) ;
- $\rho = \frac{A_s}{bh}$; $\rho = \frac{A_s}{\pi D^2 / 4}$;
- l : hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité.

13.16.2.2 Définition de la hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité

Les extrémités devraient être interprétées comme les interfaces des éléments poutres ou dalles avec l'élément poteau. La hauteur libre correspond à la distance entre l'arase supérieure de la dalle et le nu inférieur de la poutre ou de la dalle supportée.

Pour déterminer l'élançement max., il faut envisager les 2 directions orthogonales : $\lambda_{max} = \max[\lambda_y; \lambda_z]$ $\lambda_y = l_y / i_y$; $\lambda_z = l_z / i_z$

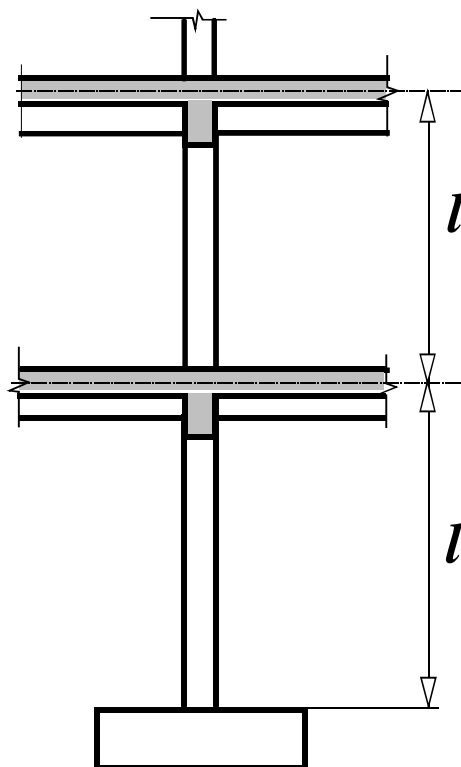
l : hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité



détermination simplifiée de la hauteur libre l

Pour les éléments comprimés armés, la position des liaisons d'extrémité n'étant pas clairement définie par une figure sur l'Eurocode 2, différentes interprétations sont envisageables. On pourrait par exemple considérer la plus sécuritaire.

- distance entre plan moyen des dalles
- distance entre plan moyen de la dalle et arase supérieure de la semelle de fondation



13.16.2.3 Capacité portante : Formule du type :
$$N_{Rd} = \alpha k_h k_s A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

ℓ_0 = longueur efficace (ou de flambement) sera prise égale à la longueur libre l du poteau ;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,5} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad ;$$

A_s = section totale des aciers situés à la distance d' des parois ;

$$\delta = \frac{d'}{b} \quad \text{« enrobage » relatif ;}$$

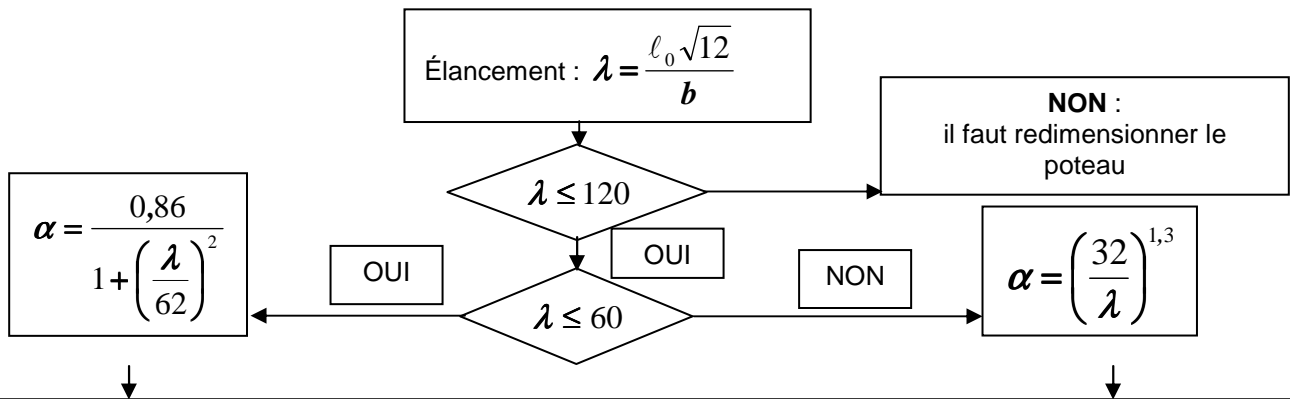
A_c aire de la section droite du béton ;

Dimensions de la section droite	h = largeur du poteau rectangulaire b = épaisseur du poteau rectangulaire dans le sens du flambement, b dimension du poteau parallèle au plan contenant la ligne moyenne déformée du poteau (aussi appelée plan de flambement)	D = diamètre de la section circulaire
élancement	$\lambda = \frac{\ell_0 \sqrt{12}}{b}$ dans le sens du flambement	$\lambda = \frac{4\ell_0}{D}$
% d'acier total	$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{bh}$	$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}$

Section rectangulaire	Section circulaire
$N_{Rd} = k_h k_s \alpha [bh f_{cd} + A_s f_{yd}]$ $\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$ $\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^{1,3} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$ $k_h = [0,75 + 0,5b^{(m)}] [1 - 6\rho\delta] \quad \text{pour } b < 0,500m$ <p style="text-align: right;">sinon $k_h = 1$</p> $k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500MPa \text{ et } \lambda > 40$ <p style="text-align: right;">sinon $k_s = 1$</p> <p>Remarque. Pour $b < 0,500m$, si l'on ne connaît pas les valeurs de ρ et δ, on peut prendre, pour les sections rectangulaires à titre conservatoire :</p> <p>$[1 - 6\rho\delta] = 0,95$</p> <p>Ou bien</p> <p>Les Recommandations Professionnelles proposent $k_h = 0,93$.</p>	$N_{Rd} = k_h k_s \alpha \left[\frac{\pi D^2}{4} f_{cd} + A_s f_{yd} \right]$ $\alpha = \frac{0,84}{1 + \left(\frac{\lambda}{52}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$ $\alpha = \left(\frac{27}{\lambda}\right)^{1,24} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$ $k_h = [0,7 + 0,5D^{(m)}] [1 - 8\rho\delta] \quad \text{pour } D < 0,600m$ <p style="text-align: right;">sinon $k_h = 1$</p> $k_s = 1,6 - 0,65 \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500MPa \text{ et } \lambda > 30$ <p style="text-align: right;">sinon $k_s = 1$</p> <p>Remarque. si l'on ne connaît pas les valeurs de ρ et δ, les Recommandations Professionnelles proposent $k_h = 0,93$.</p>

- Données :-** Classe structurante $S4$; Classe d'exposition X ... donnant un enrobage nominal c_{nom}
- N_{Ed} , effort normal centré aux ELU
 - A_c , aire du béton $b \times h$, avec $b \leq h$ (ou b en mètre, correspondant au sens du flambement)
 - Enrobage relatif $\delta = \frac{d'}{b}$ avec $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$

Si d' est inconnu, prendre :
 40 mm pour XC1
 55 mm pour XC4
 - Classe du béton C ... donnant f_{ck} et $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$ (âge du béton > 28 jours)
 - Acier B500 donnant $f_{yk} = 500$ MPa et $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 434,8$ MPa
 - Longueur efficace (ou de flambement) notée ℓ_0 = longueur libre du poteau notée l



$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{et} \quad N_{Rd} = \alpha k_h [A_c f_{cd} + A_s f_{yd}] \quad \text{ou} \quad N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

avec $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ et si $b < 0,500$ m alors $k_h = [0,75 + 0,5b^{[m]}][1 - 6\rho\delta]$ sinon $k_h = 1$

La valeur de A_s est obtenue en résolvant l'équation du 2^e degré suivante :

$$\left(6 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}\right) A_s^2 - (f_{yd} - 6\delta f_{cd}) A_s + \left(\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}\right) = 0 \quad \text{avec} \quad K = \alpha(0,75 + 0,5b^{[m]}) \quad \text{avec } b \text{ en m}$$

En première approximation pour obtenir une valeur approchée de A_s : $N_{Ed} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$ avec $k_h = 0,93$

Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right] \{9.12N\}$$

A_c = aire de la section brute transversale de béton

f_{yd} limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales $\phi_l \geq \phi_{l,min} = 8$ mm

Section maximale des armatures longitudinales

en dehors des zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,04 A_c$

dans les zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,08 A_c$

Armatures transversales :

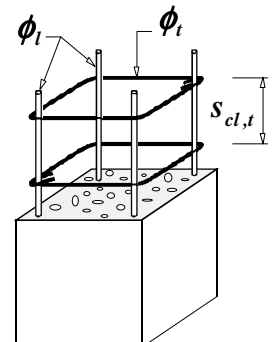
$$\phi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_{l,max}/4]$$

espacement: $s_{cl,t} \leq s_{cl,t,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\phi_{l,min} ; b]$

$\phi_{l,min}$ = diamètre de la plus petite armature longitudinale résistante

b = plus petite dimension transversale

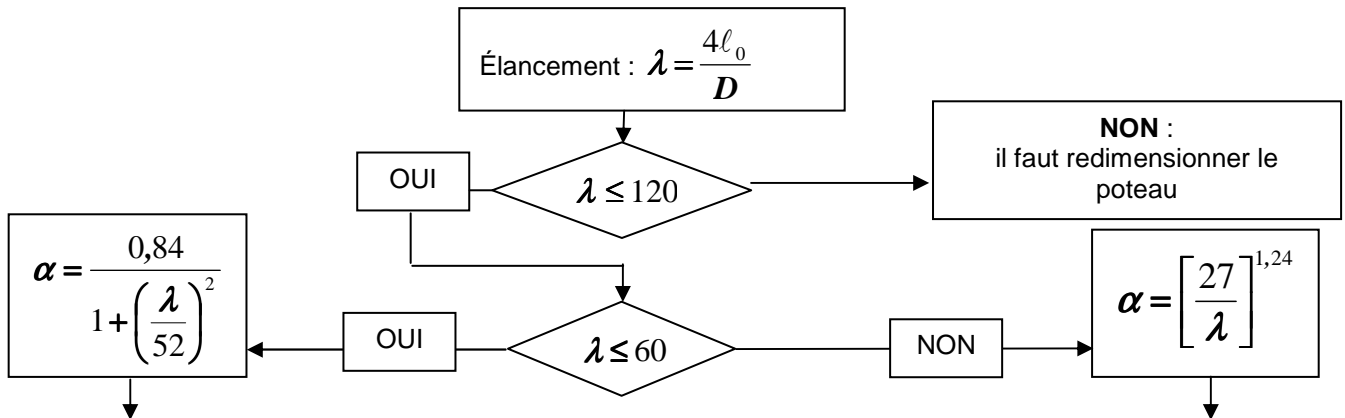
Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance.



13.16.4 ORGANIGRAMME POTEaux CIRCULAIRES

- Données :-** Classe structurante $S4$; Classe d'exposition X ... donnant un enrobage nominal c_{nom}
- N_{Ed} , effort normal centré aux ELU
 - A_c , aire du béton $A_c = \frac{\pi D^2}{4}$, D en mètres
 - Enrobage relatif $\delta = \frac{d'}{D}$ avec $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$
 - Classe du béton C ../.. donnant f_{ck} et $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$ (âge du béton > 28 jours)
 - Acier B500 donnant $f_{yk} = 500$ MPa et $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 434,8$ MPa
 - Longueur efficace (ou de flambement) notée = ℓ_0 = longueur libre du poteau notée l

Si d' est inconnu, prendre :
40 mm pour XC1
55 mm pour XC4



$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{et} \quad N_{Rd} = \alpha k_h [A_c f_{cd} + A_s f_{yd}] \quad \text{ou} \quad N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

avec $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ et si $D < 0,600$ m alors $k_h = [0,7 + 0,5D^{[m]}][1 - 8\rho\delta]$ sinon $k_h = 1$

La valeur de A_s est obtenue en résolvant l'équation du 2^e degré suivante :

$$(8 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}) A_s^2 - (f_{yd} - 8\delta f_{cd}) A_s + (\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}) = 0 \quad \text{avec} \quad K = \alpha(0,7 + 0,5D^{[m]}) \quad \text{avec} \quad D \text{ en m}$$

En première approximation, pour obtenir une valeur approchée de A_s : $N_{Ed} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$ avec $k_h = 0,93$

Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right] \{9.12N\}$$

A_c = aire de la section brute transversale de béton

f_{yd} limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales $\phi_l \geq \phi_{l,min} = 8$ mm

Section maximale des armatures longitudinales

en dehors des zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,04A_c$

dans les zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,08A_c$

Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_{l,max} / 4]$$

espacement: $s_{cl,t} \leq s_{cl,t,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\phi_{l,min} ; D]$

$\phi_{l,min}$ = diamètre de la plus petite armature longitudinale résistante

D = diamètre du poteau

Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance.

13.16.5 espacement des cours $s_{cl,t}$

Il convient d'ancrer convenablement les armatures transversales.

Il convient de réduire l'espacement $s_{cl,t,max}$ d'un facteur 0,6 (multiplier $s_{cl,t,max}$ par 0,6):

$$s_{cl,t} \leq 0,6s_{cl,t,max} = \min[240 \text{ mm} ; 12\phi_{l,min} ; 0,6b] \text{ avec } b \text{ (ou } D) \text{ petite dimension}$$

transversale du poteau

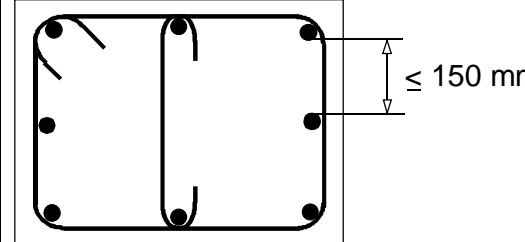
- * dans les sections situées à une distance égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau (h ou D) au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle.
- * dans les jonctions par recouvrement d'armatures longitudinales lorsque le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm ($\phi_l > 14$). Un minimum de 3 barres (cours d'armatures) transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement est nécessaire.

 **..9.5.3(4)**

Lorsque la direction des barres longitudinales change (aux changements de dimensions du poteau par exemple), il convient de calculer l'espacement des armatures transversales en tenant compte des efforts transversaux associés. Ces effets peuvent être ignorés si le changement de direction est inférieur ou égal à 1 pour 12.

 **..9.5.3(5)**

Il convient que chaque barre longitudinale (ou paquet de barres longitudinales) placé dans un angle soit maintenue par des armatures transversales.

	<p>Il convient dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à plus de 150 mm d'une barre tenue.</p>
---	---

 **..9.5.3(6)**

13.16.6 Longueur de recouvrement des armatures en attente

❖ pour les poteaux bi-articulés en compression centrée

Comme la proportion ρ_l de barres avec recouvrement est supérieure à 50% : $\alpha_6 = 1,5$

Pour un recouvrement classique (armatures transversales non soudées) la longueur de recouvrement : l_0

$$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd} = 1,5 \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad l_{0,min} > \max(0,3\alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm})$$

avec $f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd}$ ($\eta_2 = 1$ pour $\phi \leq 32 \text{ mm}$) et ($\eta_1 = 1$ bonnes conditions d'adhérence)

Pour un $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ $l_0 / \phi = 60$

Pour un $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ $l_0 / \phi = 55$

Pour les poteaux toujours sollicités en compression centrée, la longueur des attentes sera déterminée comme indiqué ci-dessous:

En pied de poteau, la section d'acier juste nécessaire $A_{s,rqd}$ pour équilibrer l'effort normal agissant N_{Ed} s'obtient en

$$\text{écrivaint : } N_{Ed} \leq A_c f_{cd} + A_{s,rqd} f_{yd} ; \quad A_{s,rqd} \geq \max \left[\frac{N_{Ed} - A_c f_{cd}}{f_{yd}} ; 0 \right],$$

Soit $A_{s,prov}$ la section droite prévue et mise en place, la longueur des attentes l_0 est déterminée par:

$$l_0 = 1,5 l_{b,rqd} \frac{A_{s,rqd}}{A_{s,prov}} \geq l_{0,min} = \max(15\phi ; 200 \text{ mm})$$

Pour la disposition des armatures transversales dans les zones de recouvrement des barres toujours comprimées, il convient de se reporter au paragraphe 13.6.7.3 Armatures transversales (clause 8.7.4.2).

13.17 Calcul des semelles filantes et rectangulaires sous charge centrée

13.17.1 Sol de fondation

- Soit V_d la charge verticale agissante de calcul (ELU) au niveau de la base de la fondation (assise). Cette charge ultime extérieure tient compte du poids de la semelle, du sol situé au-dessus, du dallage éventuel et de la charge variable sur le dallage.
- Soit A' aire de la surface effective de la fondation (en compression centrée, aire totale de la surface horizontale de la fondation en contact avec le sol ; si le chargement est excentré, utiliser la méthode de Meyerhof)
- La valeur de la portance de calcul du sol de fondation est notée : R_d ; (soit la contrainte de calcul : $q_d = \frac{R_d}{A'}$; la notation q_d n'existe pas dans l'EN 1997)
- Critère de résistance : $V_d \leq R_d = q_d A'$

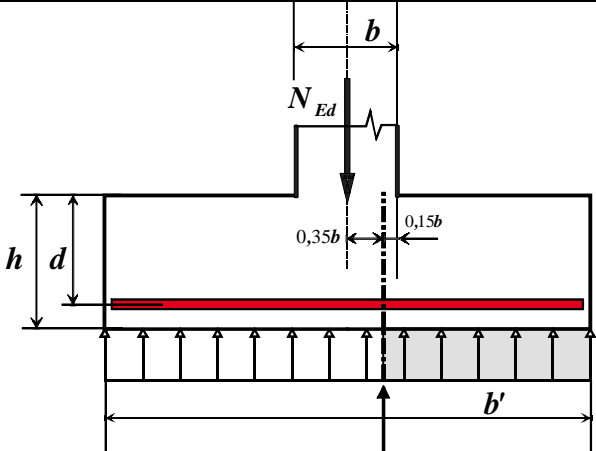
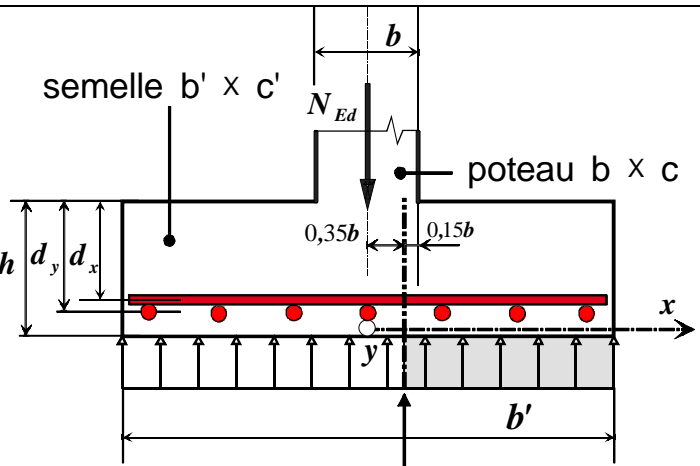
13.17.2 Dimensionnement du coffrage

Lorsque la hauteur h de la semelle est inconnue, on utilisera la condition de rigidité qui fixe la hauteur utile minimum d .

Pour une semelle rectangulaire : $d \geq \max \left[\frac{b' - b}{4} ; \frac{c' - c}{4} \right]$

On admet que lorsque les dimensions de la semelle vérifient la condition de rigidité ci-dessus le cisaillement limite de poinçonnement est implicitement vérifié (il n'y a donc pas lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant).

13.17.3 Expression du moment réglementaire

 <p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p>semelle filante</p> <p>L'Eurocode NF EN 1992-1-1 propose de calculer le moment dans une section située à $0,35b$ de l'axe du voile, en prenant en compte que les charges du sol sur la semelle. Pour une semelle filante sous chargement centré et pour un tronçon de 1 m de longueur le moment a pour expression:</p> $M_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{8b'} [b' - 0,7b]^2$
 <p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p>Semelle rectangulaire</p> $M_{Edx} = \frac{N_{Ed}}{2b'} \left[\frac{b'}{2} - 0,35b \right]^2 = \frac{N_{Ed} [b' - 0,7b]^2}{8b'}$ $M_{Edy} = \frac{N_{Ed}}{2c'} \left[\frac{c'}{2} - 0,35c \right]^2 = \frac{N_{Ed} [c' - 0,7c]^2}{8c'}$

13.17.4 Enrobage (semelles de fondation)

 **4.4.1.3(4)**

L'enrobage c_{nom} , est de 30 mm pour un béton de semelle coulé sur un béton de propreté, ou bien 65 mm pour un coulage directement au contact du sol.

13.17.5 Dispositions constructives

Diamètre minimal d'armatures : $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$ clause 9.8.2.1(1) Note AN

L'article 9.8.2 relatif aux semelles de fondation de poteaux et de voiles n'indique pas de section minimale d'armatures.

13.17.6 Ancrages des armatures

Cas des semelles filantes ou isolées :

si $l_{bd} \leq \frac{[b' - 0,70b]}{4}$, il n'est pas nécessaire de prévoir des crochets aux extrémités

13.17.7 Semelles sous poteaux circulaires

Pour le calcul des armatures de la semelle, on assimile le poteau circulaire à un poteau carré de même aire.

13.17.8 État limite de service vis-à-vis de la fissuration (recommandations professionnelles)

Il convient de majorer le ferrailage calculé aux ELU de 10% en XA1, de 30% en XA2 et 50% en XA3.

13.17.9 Armatures minimales de chaînage (recommandations professionnelles)

Les semelles sous voiles et maçonneries doivent comporter un chaînage dont la section doit être au moins égale à $1,5 \text{ cm}^2$ en acier HA de nuance B500.

Il est loisible dans le cas d'une semelle en gros béton, de reporter les armatures de chaînage à la base du voile.

STR /GEO	Approche n°2
SITUATIONS DURABLES ET TRANSITOIRES	$\{A_1\} + \{M_1\} + \{R_2\}$
STR résistance des structures de bât. soumises à des actions géotechniques GEO Défaillance ou déformation excessive du sol	<p>Pour toutes les actions</p> $\{A_1\} \quad 1,35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Facteurs partiels pour les paramètres du sol γ_M		$\{M_1\}$
Angle de frottement interne	$\gamma_{\phi'}$	1
Résistance en compression simple	γ_{qu}	1
cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1
Poids volumique	γ_γ	1

Facteurs partiels de résistance γ_R pour les fondations superficielles et ouvrages de soutènement

Résistance	Symbole	
		$\{R_2\}$
Portance	$\gamma_{R;v}$	1,4
Glissement	$\gamma_{R;h}$	1,1

vérifier les critères de résistance :

- à la portance $V_d \leq R_{d,v} = \frac{R_k}{\gamma_{R;v}} \quad \gamma_{R;v} = 1,4$

- au glissement $H_d \leq R_{d,h} = \frac{V_d \tan \phi'}{\gamma_{R;h}} \quad \gamma_{R;h} = 1,1$

V_d : résultante de calcul des forces verticales agissantes pour le cas de chargement le plus défavorable ;

H_d : résultante de calcul des forces horizontales agissantes pour le cas de chargement le plus défavorable ;

R_k : capacité portante caractéristique déduite de la capacité portante ;

$R_{d,v} = q_d A'$ portance de calcul ;

$R_{d,h}$ résistance de calcul au glissement ;

q_d contrainte de calcul (notation inexistante dans l'EN 1997) ;

B largeur de la semelle ;

B' largeur effective de la semelle ; $B' = 2 \left(\frac{B}{2} - |e| \right) = B - 2|e|$

$|e|$ excentricité de la résultante des forces verticales ;

L longueur de la semelle de fondation ;

A' aire de la surface effective sous la semelle définie par la coïncidence entre la position du centre de pression et le centre de surface de cette aire effective. (Modèle de Meyerhof) : $A' = B' L$

Remarque concernant R_k : résistance caractéristique du sol déduite de la capacité portante.

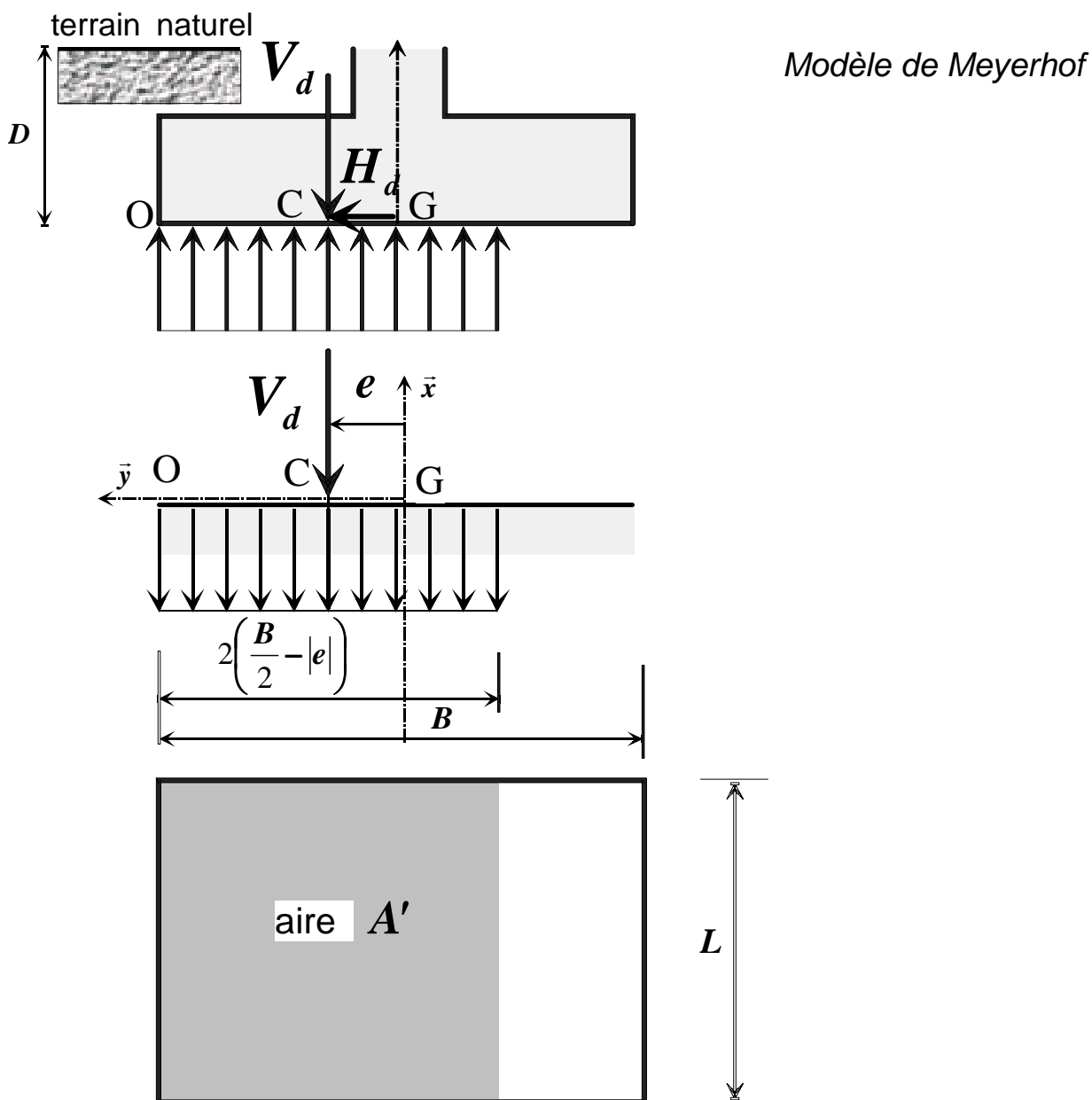
$$R_k = \frac{R}{\gamma}$$

avec R : capacité portante du sol de fondation déterminée conformément aux annexes D et E de la norme NF EN 1997-1 (voir les § suivants : 13.17.11 et 13.17.12)

Ce coefficient de modèle $\gamma = 1,428$ est introduit ici dans l'attente de la parution de la norme complémentaire correspondante (NF P 94-261 : Fondations superficielles), et notamment des règles de calcul de la résistance caractéristique du sol qui y seront définies et des dispositions complémentaires éventuelles. (Note du SETRA : calcul des ponts aux Eurocodes, utilisation du fascicule 62 titre V du C.C.T.G.)

La portance de calcul du sol : $R_{d,v}$ se déduit en divisant par le facteur partiel de résistance égal à 2 la capacité

portante du sol R . $R_{d,v} = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{R}{\gamma \times \gamma_{R,v}} = \frac{R}{1,428 \times 1,4} = \frac{R}{2}$



13.17.11 Exemple de méthode analytique simplifiée de calcul de la capacité portante annexe D de la norme NF EN 1997-1

Domaine de validité : base de la semelle horizontale

13.17.11.1 Symboles utilisés dans l'annexe D

(1) Les symboles suivants sont utilisés dans l'annexe D:

$A' = B' L'$	valeur de calcul de la surface effective de la fondation ;
B	largeur de la fondation ;
B'	largeur effective de la fondation ; $B' = 2 \left(\frac{B}{2} - e \right) = B - 2 e $
D	profondeur d'encastrement ;
c'	cohésion effective
c_u	cohésion non drainée
e	excentricité de la résultante des forces verticales ;
H	charge horizontale ;
i	facteurs de représentant l'inclinaison de la charge due à H , avec les indices c , q et γ ;
L	longueur de la fondation ;
L'	longueur effective de la fondation ;
N	facteurs de capacité portante, avec les indices c , q et γ ;
q	pression due au poids des terres ou pression de surcharge au niveau de la base de la fondation en contraintes totales ;
q'	pression effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation ; $q = q' - u$ avec u la pression interstitielle à la base de la fondation
s	facteurs de forme de la base de la fondation, avec les indices c , q et γ ;
V	charge verticale ;
γ'	valeur de calcul du poids volumique effectif du sol sous le niveau de la fondation ;
ϕ'	angle de frottement interne (contraintes effectives)

13.17.11.2 Conditions non drainées

(1) La valeur de la capacité portante peut être déduite de la formule :

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) c_u s_c i_c + q \quad (D.1)$$

avec les facteurs adimensionnels pour :
la forme de la fondation :

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B'}{L} \right) \quad \text{pour une forme rectangulaire ;}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

$$s_c = 1 \quad \text{pour une semelle filante ;}$$

l'inclinaison de la charge, provoquée par une charge horizontale H : $i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$

avec $H \leq A' c_u$

si on néglige H devant $A' c_u$ $i_c = 1$

si $H = 0$, la semelle est soumise uniquement à une charge verticale : $i_c = 1$

13.17.11.3 Conditions drainées

(1) La valeur de la capacité portante R peut être calculée au moyen de la formule :

$$\frac{R}{A'} = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

avec les valeurs de calcul suivantes des facteurs adimensionnels pour :

- la capacité portante :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi',$$

- la forme de la fondation :

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L} \right) \sin \varphi', \text{ pour une forme rectangulaire ;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi', \text{ pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

$$s_q = 1, \text{ pour une semelle filante;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L} \right) \text{ pour une forme rectangulaire ;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

$$s_\gamma = 1 \text{ pour une semelle filante}$$

$$s_c = \frac{(s_q N_q - 1)}{(N_q - 1)} \text{ pour une forme rectangulaire, carrée ou circulaire ;}$$

- l'inclinaison de la charge due à la charge horizontale H :

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \varphi'};$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + A' c' \cot \varphi')} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + A' c' \cot \varphi')} \right]^{m+1}$$

avec :

$$m = \frac{\left[2 + \frac{B'}{L} \right]}{\left[1 + \frac{B'}{L} \right]} \text{ lorsque } H \text{ agit dans la direction de } B';$$

pour une forme carrée ou circulaire : $m = 3/2$

pour une semelle filante : $m = 2$

si $H = 0$, la semelle est soumise uniquement à une charge verticale : $i_c = i_q = i_\gamma = 1$

13.17.12 Annexe E de la norme NF EN 1997-1 (informative)

Exemple de méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante

(1) Afin d'estimer la valeur de la capacité portante d'une fondation reposant sur un sol, des essais en place tels que l'essai pressiométrique peuvent être utilisés.

(2) Lorsque l'on utilise l'essai pressiométrique, la valeur R de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale est liée à la pression limite du sol par la fonction linéaire suivante :

$$\frac{R}{A'} = \sigma'_{v,0} + k p_{le}^* \quad (E.1)$$

où :

$\frac{R}{A'}$ contrainte effective de rupture

k est le facteur de capacité portante ;

$\sigma'_{v,0}$ est la contrainte effective verticale initiale au niveau de la base de la fondation ;

p_{le}^* est la valeur de calcul de la pression limite nette équivalente (déduite de l'essai pressiométrique)

et les autres symboles sont définis dans l'article précédent.

(3) Les valeurs numériques du facteur de capacité portante k varient entre 0,8 et 3 en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation.

(4) La pression limite nette équivalente (p_{le}^*) est déduite de la pression limite nette p_l^* , qui est définie pour un essai pressiométrique comme la différence ($p_l - p_0$) entre la pression limite p_l et la pression horizontale des terres au repos p_0 au niveau de l'essai ; p_0 peut être déterminé à partir du coefficient de pression des terres au repos K_0 estimé et à partir des valeurs de la contrainte verticale effective q' et de la pression interstitielle u , par la formule $p_0 = K_0 q' + u$.

13.18 éléments exposés (recommandations professionnelles)

Il y a lieu de respecter un pourcentage d'armatures longitudinales dans les éléments exposés sur plus d'une de leurs faces aux actions climatiques (balcon, loggia, acrotères, partie saillante des bandeaux). Si on appelle L une longueur égale à 6 m dans les régions humides et tempérées et 4 m dans les régions sèches et à forte opposition de température, les pourcentages à respecter sont les suivants :

- ❖ pour tout élément de longueur inférieure ou égale à L : 0,17% pour des aciers de limite d'élasticité égale à 500 MPa et pour un béton C25/30 ou plus ;
- ❖ pour tout élément de longueur supérieure ou égale à 2L : 0,42% pour des aciers de limite d'élasticité égale à 500 MPa et pour un béton C25/30 ou plus ;
- ❖ pour tout élément de longueur intermédiaire, le pourcentage peut être obtenu par interpolation linéaire sur la longueur.

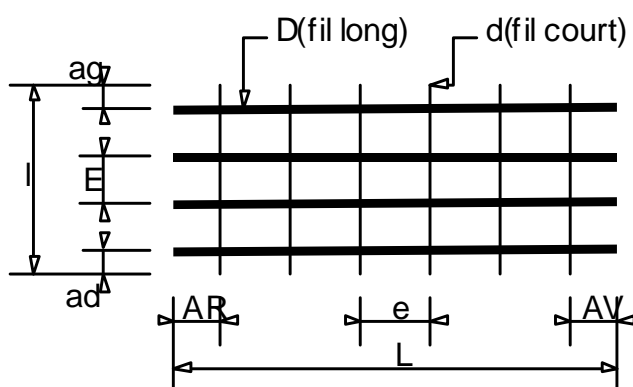
Les aciers longitudinaux doivent :

- ❖ respecter un espacement maximal de 25 cm et de 2,5 l'épaisseur de la paroi,
- ❖ avoir une plus forte concentration au voisinage de l'extrémité libre de l'élément,
- ❖ comporter des aciers de section de même ordre de grandeur en fond des joints diaphragmes lorsqu'ils existent.

13.19 Aciers en barres

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm²									
mm	kg/m	cm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

13.20 Treillis soudés de structure



L : longueur du panneau
I : largeur unique 2,40 m
D : diamètre du fil le plus long
(fil de chaîne)
d : diamètre du fil le plus court
(fil de trame)

E : espacement fil de chaîne
e : espacement du fil de trame

AR : about arrière
AV : about avant
ad = ag : about de rive

Désignation	Section S cm ² /m	S _s cm ² /m	E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Longueur L largeur I m	Masse Nominale kg/m ²	Surface 1 panneau m ²	Masse 1 panneau kg
ST 10	1,19	1,19 1,19	200 200	5,5 5,5	100/100 100/100	4,80 2,40	1,870	11,52	21,54
ST 20	1,89	1,89 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81
ST 25	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49
ST 30	2,83	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	6,00 2,40	3,226	14,40	46,46
ST 35	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98
ST 50	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84
ST 60	6,36	6,36 2,54	100 250	9 9	125/125 50/50	6,00 2,40	6,986	14,40	100,60
ST 15 C	1,42	1,42 1,42	200 200	6 6	100/100 100/100	4,00 2,40	2,220	9,60	21,31
ST 25 C	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98
ST 25 CS	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	3,00 2,40	4,026	7,20	28,99
ST 40 C	3,85	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98
ST 50 C	5,03	5,03 5,03	100 100	8 8	50/50 50/50	6,00 2,40	7,900	14,40	113,76
ST 65 C	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71