

CHAPITRE 1

LE TREILLIS SOUDÉ

GÉNÉRALITÉS

TABLE DES MATIÈRES

Pages

1. LE TREILLIS SOUDÉ	8
1.1. LES AVANTAGES DU TREILLIS SOUDÉ	8
1.2. CARACTÉRISTIQUES DU TREILLIS SOUDÉ	9
1.2,1. NORMALISATION	9
1.2,2. CONFORMITÉ AUX NORMES	9
1.3. LES TREILLIS SOUDÉS STANDARD ADETS	11
1.4. LES TREILLIS SOUDÉS SPÉCIAUX ET OPTIMISÉS	18
1.5. LES TREILLIS SOUDÉS SPÉCIAUX FAÇONNÉS	20
2. DONNÉES DE BASE POUR LE CALCUL	21
2.1. DONNÉES CONCERNANT LE BÉTON	21
2.2. DONNÉES CONCERNANT L'ACIER DE BÉTON ARMÉ	29
2.3. ASSOCIATION BÉTON – TREILLIS SOUDÉ	32
3. OSSATURES ET ÉLÉMENTS COURANTS	47
3.1. CONCEPTION	47
3.2. DURÉE DE PROJET	47
3.3. CHARGES PERMANENTES DES BÂTIMENTS	48
3.4. CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS	55
3.5. ANALYSE STRUCTURALE	60
3.6. ÉTATS LIMITES ULTIMES	65
3.7. ÉTATS LIMITES DE SERVICE	77
3.8. POURCENTAGES MINIMAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES	89

1. LE TREILLIS SOUDÉ

1.1. LES AVANTAGES DU TREILLIS SOUDÉ :

Les avantages d'utilisation du treillis soudés sont :

- la qualité,
- l'économie,
- la sécurité d'emploi.

1.1,1. La qualité du produit :

La qualité du produit tient à :

- **Sa constitution** : indéformabilité - rigidité

La fabrication de treillis métalliques, soudés à tous les croisements de fils, forme des armatures de grande rigidité qui, à l'emploi, ne présentent pas le risque de se déplacer tant dans le plan vertical qu'horizontal.

- **Ses caractéristiques garanties**

Les treillis soudés standard ADETS, formés de fils à haute adhérence, sont élaborés selon un Cahier des Charges commun à tous les fabricants adhérents qui définit le mode opératoire :

- de la fabrication aux stades :
 - du tréfilage, laminage à froid ou étirage,
 - de l'assemblage des fils par soudage sur machines automatiques ;
- des contrôles :
 - de la matière première (fil machine),
 - des fils à haute adhérence tréfilés, laminés à froid, ou étirés,
 - des produits finis, panneaux ou rouleaux ;

La garantie des caractères mécaniques, d'adhérence et dimensionnels est confirmée :

- d'une part, par la certification NF – Aciers pour Béton Armé (Gestion de la certification assurée par l'AFCAB¹),
- d'autre part, par la marque ADETS attribuée à tous les producteurs de l'Association pour tous les treillis soudés standard et spéciaux, destinés aux marchés nationaux et internationaux.

1.1,2. L'économie

L'économie d'utilisation du treillis soudé par rapport à une armature de fabrication traditionnelle est le produit de deux facteurs :

- gain de poids, dû à une gamme de diamètres certifiés étendue ;
- gain de temps global sur l'armature mise en œuvre résultant du cumul des gains de temps sur le façonnage, l'assemblage, la manutention et la pose.

¹ AFCAB : Association Française de Certification des Armatures du Béton.

1.1,3. La sécurité d'emploi

Elle se manifeste notamment au niveau :

- du personnel : moins de manutention signifie moins de risques d'accidents.

Autre exemple de sécurité accrue de personnel : pendant les travaux, la partie de treillis située au droit d'une ouverture dans une dalle de plancher peut être conservée et permettre ainsi d'éviter des chutes de personnel (Fig. 1.1).

- de la bonne exécution du travail sur le chantier.

Il n'y a plus de manques possibles dans la nappe d'armatures ou de risques de voir utiliser des fils de section plus faible que celle imposée par le calcul.

- de la facilité du contrôle sur le chantier.



Fig.1.1

1.2. CARACTÉRISTIQUES DU TREILLIS SOUDÉ

1.2,1. NORMALISATION

En mai 1988, le CEN (Comité Européen de Normalisation) charge l'ECISS (European Committee for Iron and Steel Standardization ou Comité européen de standardisation du fer et de l'acier : organisme chargé d'élaborer les normes européennes des aciers sous l'égide du CEN) de la rédaction d'une norme européenne concernant les aciers pour béton armé. La norme paraît en mai 2005 sous la référence EN 10080². Elle est adoptée comme norme française sous NF EN 10080.

La norme NF EN 10080 ne spécifie que les prescriptions générales et les définitions relatives aux caractéristiques de performance des aciers pour le béton armé.

Le 05/12/2006, la norme EN 10080 est retirée de la liste des normes harmonisées car l'annexe ZA prévoit que les caractéristiques de performance soient indiquées selon les classes techniques, alors que la norme elle-même ne définit ni les classes techniques ni les caractéristiques de performance technique correspondantes. En conséquences à la date de parution du présent ouvrage, la norme EN 10080 ne peut plus servir de support au marquage « CE ».

Cependant, elle continue d'exister et sert de support aux normes nationales NF A 35-080-1³ et NF A 35-080-2⁴. Ces dernières reposent sur la norme NF EN 10080 et définissent les classes techniques et les caractéristiques de performance technique correspondantes pour le marché français.

1.2,2. CONFORMITÉ AUX NORMES

Les treillis soudés ADETS se divisent en deux catégories.

- **Les treillis soudés dits « de surface », qui sont conformes à la norme NF A 35-024⁵**
Treillis soudés de surface constitués de fils de diamètre inférieur à 5mm.
- **Les treillis soudés dits « de structure », qui sont conformes à la norme NF A 35-080-2**
Treillis soudés.

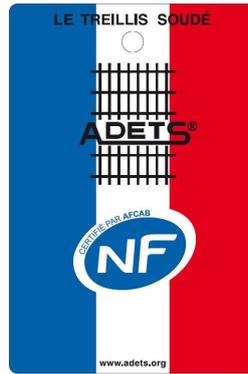
La conformité aux normes NF A 35-024 et/ou NF A 35-080-2, est certifiée par l'AFCAB qui délivre son certificat aux producteurs qui respectent les prescriptions des normes et les règles de la certification de la marque « NF - Aciers pour béton armé ».

² NF EN 10080 : *Aciers pour l'armature du béton – Aciers soudables pour béton armé – Généralités.*

³ NF A 35-080-1 : *Aciers pour béton armé – Aciers soudables – partie 1 : Barres et couronnes.*

⁴ NF A 35-080-2 : *Aciers pour béton armé – Aciers soudables – partie 2 : Treillis soudés.*

⁵ NF A 35-024 : *Aciers pour béton armé – Treillis soudés de surface constitués de fils de diamètre inférieur à 5 mm.*



LE TREILLIS SOUDÉ ADETS® EST UN PRODUIT CERTIFIÉ



- ACIERS POUR BÉTON ARMÉ

CELA VOUS GARANTIT LES AVANTAGES SUIVANTS :

- la conformité des produits à leur norme de référence,
- l'origine identifiable des produits,
- le contrôle par un organisme extérieur accrédité.

Des producteurs qui s'engagent à :

- mettre en œuvre un système de gestion de la qualité,
- assurer le contrôle final et la validation des lots de fabrication,
- traiter les réclamations clients et mettre en place les actions correctives,
- assurer la maîtrise de leurs procédés.

A PROPOS DE LA MARQUE NF

C'est la marque nationale de conformité aux normes. Elle a pour objectifs :

- de renforcer la confiance des clients,
- de faire progresser la qualité dans la construction,
- d'aider à développer des marchés et renforcer l'image de marque de ceux qui l'utilisent.

Les usines certifiées apposent la marque



sur les étiquettes des fardeaux de treillis soudés.



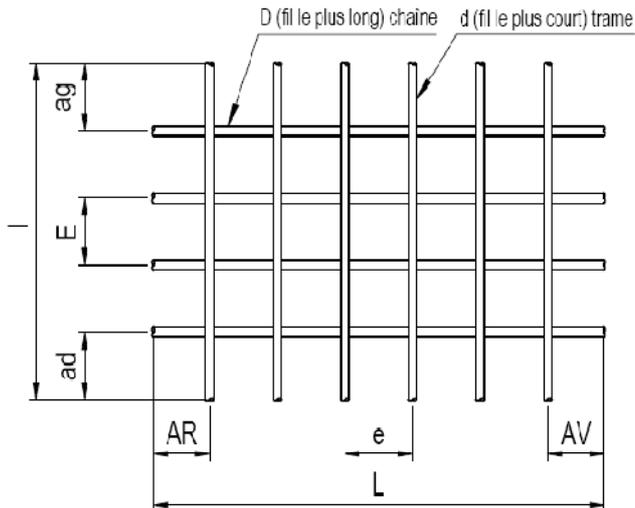
LA MARQUE **NF** GARANTIT LA QUALITÉ DU TREILLIS SOUDÉ DANS VOS CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ.

1.3. LES TREILLIS SOUDÉS STANDARD ADETS

Les treillis soudés standard ADETS sur stock, dont la consommation est importante et régulière justifie qu'ils soient disponibles sur stock, chez les négociants et les producteurs.

Ils se présentent sous la forme de rouleaux et de panneaux.

DESIGNATIONS DE LA GEOMETRIE DES TREILLIS SOUDES ADETS



ADETS	NF EN 10080	Légende
L	L	Longueur du panneau
l	B	Largeur du panneau
D	d_L	Diamètre des fils longitudinaux
d	d_C	Diamètre des fils transversaux
E	PL	Espacement des fils longitudinaux
e	P_C	Espacement des fils transversaux
ad	u_4	Longueur d'about droit
ag	u_3	Longueur d'about gauche
AV	u_1	Longueur d'about avant
AR	u_2	Longueur d'about arrière

CARACTERISTIQUES GENERALES DES PRODUITS ADETS

Les treillis soudés ADETS sont constitués de fils à haute adhérence.

Les treillis soudés standard comprennent 18 produits sur stocks disponibles sur près de 10 000 points de distribution en France dont :

- 5 treillis soudés de surface (NF A 35-024),
- 13 treillis soudés de structure (NF A 35-080-2).

Ces treillis soudés sont conçus pour une utilisation rationnelle et économique dans le cadre de l'application des Normes Européennes de calcul du béton armé (Eurocode 2), aux normes d'exécution (NF EN 16370⁶) et aux normes NF-DTU. Ces treillis soudés, qui sont fabriqués exclusivement par les titulaires du droit d'usage de la marque ADETS[®] (voir la liste des adhérents sur le site de l'ADETS : www.adets.org), bénéficient du droit d'usage de la marque NF - Aciers pour Béton Armé, accordé par l'AFCAB (www.afcab.org), organisme certificateur mandaté par AFAQ/AFNOR Certification.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DE TRACTION

Les caractéristiques mécaniques de traction des treillis soudés ADETS[®] sont en tous points conformes aux spécifications des classes techniques des normes NF A 35-024 et NF A 35-080-2.

CARACTERISTIQUES D'ADHERENCE

Les caractéristiques d'adhérence sont en tous points conformes à celles décrites dans les normes NF A 35-024 et NF A 35-080-2. Les valeurs spécifiées de $f_{R,min}$ et celles spécifiées de $f_{p,min}$ sont identiques suivant la norme NF A 35-080-2. Les formules utilisées pour la détermination de f_R et de f_p , telles que données dans la norme NF EN ISO 15630-1, sont littéralement identiques.

⁶ NF EN 13670 : Exécution des structures en béton.

Tableau 1.1* : SECTIONS NOMINALES DES DIAMÈTRES DE FILS NORMALISÉS

D ou d mm	Section 1 fil cm ²	Sections en cm ² /mètre linéaire												
		Espacement en mm												
		50 100d*	75 150d*	100 200d*	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
cm ² /m														
4,5	0,159	3,18	2,12	1,59	1,27	1,06	0,91	0,80	0,71	0,64	0,58	0,53	0,49	0,45
5,0	0,196	3,93	2,62	1,96	1,57	1,31	1,12	0,98	0,87	0,78	0,71	0,65	0,60	0,56
5,5	0,238	4,75	3,17	2,38	1,90	1,58	1,36	1,19	1,06	0,95	0,86	0,79	0,73	0,68
6,0	0,283	5,65	3,77	2,82	2,26	1,88	1,62	1,41	1,26	1,13	1,03	0,94	0,87	0,81
6,5	0,332	6,64	4,43	3,31	2,65	2,21	1,90	1,65	1,47	1,33	1,21	1,10	1,02	0,95
7,0	0,385	7,70	5,13	3,85	3,08	2,57	2,20	1,92	1,71	1,54	1,40	1,28	1,18	1,10
7,5	0,442	8,84	5,89	4,42	3,53	2,95	2,52	2,20	1,96	1,77	1,61	1,47	1,36	1,26
8,0	0,503	10,05	6,70	5,03	4,02	3,35	2,87	2,51	2,23	2,01	1,88	1,67	1,55	1,44
8,5	0,567	11,355	7,57	5,67	4,54	3,78	3,24	2,84	2,52	2,27	2,06	1,89	1,74	1,62
9,0	0,636	12,72	8,48	6,36	5,09	4,24	3,63	3,18	2,83	2,54	2,31	2,12	1,96	1,82
9,5	0,709	14,18	9,45	7,09	5,67	4,73	4,05	3,54	3,15	2,83	2,58	2,36	2,18	2,03
10,0	0,785	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,92	3,49	3,14	2,85	2,61	2,42	2,24
11,0	0,950	19,01	12,67	9,50	7,60	6,34	5,43	4,74	4,22	3,80	3,45	3,16	2,92	2,71
12,0	1,131	22,62	15,08	11,31	9,04	7,54	6,46	5,66	5,02	4,52	4,11	3,76	3,48	3,23
14,0	1,539	30,78	20,52	15,39	12,3	10,2	8,79	7,70	6,84	6,16	5,60	5,13	4,74	4,40
16,0	2,011	42,20	26,81	20,11	16,0	13,4	11,49	10,0	8,94	8,04	7,31	6,70	6,19	5,75

* d = fils doubles.

Tableau 1.2 : POIDS NOMINAUX**

D ou d (mm)	Poids d'un m en kg	Poids en kg/m ² dans un seul sens												
		Espacement en mm												
		50 100d*	75 150d*	100 200d*	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
4,5	0,125	2,50	1,67	1,25	1,00	0,83	0,72	0,63	0,56	0,50	0,45	0,42	0,38	0,36
5,0	0,154	2,08	2,05	1,54	1,23	1,03	0,88	0,77	0,68	0,62	0,56	0,51	0,47	0,44
5,5	0,187	3,74	2,49	1,87	1,49	1,24	1,07	0,93	0,83	0,75	0,68	0,62	0,58	0,53
6,0	0,222	4,44	2,96	2,22	1,78	1,48	1,27	1,11	0,99	0,89	0,81	0,74	0,68	0,63
6,5	0,260	5,20	3,47	2,60	2,08	1,73	1,49	2,30	1,16	1,04	0,95	0,87	0,80	0,74
7,0	0,302	6,04	4,03	3,02	2,42	2,01	1,73	1,51	1,34	1,21	1,10	1,01	0,93	0,86
7,5	0,347	6,94	4,63	3,47	2,78	2,31	1,98	1,74	1,54	1,39	1,26	1,16	1,07	0,99
8,0	0,395	7,90	5,27	3,95	3,16	2,63	2,26	1,98	1,76	1,58	1,44	1,32	1,22	1,13
8,5	0,445	9,90	5,93	4,45	3,56	2,97	2,54	2,23	1,98	1,78	1,62	1,48	1,37	1,27
9,0	0,499	9,98	6,65	4,99	3,99	3,33	2,85	2,50	2,22	2,00	1,82	1,66	1,54	1,43
9,5	0,556	11,12	7,42	5,56	4,45	3,71	3,18	2,78	2,47	2,23	2,02	1,85	1,71	1,59
10,0	0,617	12,34	8,22	6,17	4,94	4,12	3,53	3,09	2,73	2,46	2,24	2,05	1,90	1,76
10,5	0,680	13,60	9,07	6,80	5,44	4,53	3,89	3,40	3,02	2,72	2,47	2,27	2,09	1,94
11,0	0,746	14,92	9,95	7,46	5,97	4,97	4,26	3,73	3,32	2,98	2,71	2,48	2,30	2,13
11,5	0,815	16,30	10,87	8,15	6,52	5,43	4,66	4,08	3,62	3,26	2,96	2,72	2,51	2,33
12,0	0,888	17,76	11,84	8,88	7,10	5,92	5,07	4,44	3,91	3,55	3,23	2,96	2,71	2,54
14,0	1,210	24,20	16,14	12,10	9,68	8,06	6,91	6,05	5,38	4,84	4,40	4,03	3,73	3,46
16,0	1,580	31,62	21,08	15,80	12,59	10,54	9,03	7,90	7,02	6,32	5,75	5,27	4,87	4,52

* d = fils doubles.

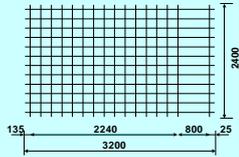
** Ce tableau n'est valable que pour des abouts égaux à la demi-maille dans les deux sens.

Exemple : Treillis 6x7/150x300.

Le poids par m² s'obtient en additionnant les valeurs trouvées dans chaque direction :Fils Ø 6 / mm avec espacement de 150 mm..... 1,48 kg/m²,Fils Ø 7 / mm avec espacement de 300 mm 1,01 kg/m²,Poids total 2,49 kg/m² de treillis.

Tableau 1.3 : PRODUITS STANDARDISÉS SUR STOCK – Caractéristiques nominales

TREILLIS SOUDÉS DE SURFACE (NF A 35-024)

Désignation ADETS	Section S cm ² /m	S _s cm ² /m	E mm	D mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale Kg/m ²	Surface 1 rouleau ou 1 panneau m ²	Masse 1 rouleau ou 1 panneau kg	Colisage
RAF R®	0,80	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	100/100 100/100	12 167	50,00* 2,40	1,043	120,00	125,10	1
PAF R®	0,80	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	150/150 100/100	12 12	3,60 2,40	1,042	8,64	9,00	100
RAF C®	0,80	0,80 0,80	200 200	4,5 4,5	100/100 100/100	12 200	40,00* 2,40	1,250	96,00	120,00	1
PAF C®	0,80	0,80 0,80	200 200	4,5 4,5	100/100 100/100	12 18	3,60 2,40	1,250	8,64	10,80	100
PAF V®	0,99	0,80 0,99	200 160	4,5 4,5	135/25 100/100	12 16		7,68	9,60	100	

*Rouleaux : diamètre extérieur minimum autorisé = 500 mm.

TREILLIS SOUDÉS DE STRUCTURE (NF A 35-080-2)

Désignation ADETS	Section S cm ² /m	S _s cm ² /m	E mm	D mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale Kg/m ²	Surface 1 panneau m ²	Masse 1 panneau kg	Colisage
ST 10®	1,19	1,19 1,19	200 200	5,5 5,5	100/100 100/100	12 24	4,80 2,40	1,870	11,52	21,54	50 ou 80
ST 20®	1,89	1,89 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81	40
ST 25®	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49	40
ST 30®	2,83	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	3,226	14,40	46,46	30
ST 35®	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30
ST 50®	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84	20
ST 60®	6,36	6,36 2,54	100 250	9 9	125/125 50/50	24 24	6,00 2,40	6,986	14,40	100,60	16
ST 15 C®	1,42	1,42 1,42	200 200	6 6	100/100 100/100	12 20	4,00 2,40	2,220	9,60	21,31	70
ST 25 C®	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 40	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30
ST 25 CS®	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 20	3,00 2,40	4,026	7,20	28,99	40
ST 40 C®	3,85	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98	20
ST 50 C®	5,03	5,03 5,03	100 100	8 8	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	7,900	14,40	113,76	15
ST 65 C®	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71	10

*L'ancien ST 60 diamètres 9 x 8 mm, mailles 100 x 200 mm peut encore être produit temporairement dans les DOM-TOM.

Note : Il convient que la longueur d'about ne soit pas inférieure à 25 mm (NF A35-080-2).

Tableau 1.4 :

SECTIONS REALISABLES (cm²/m) AVEC LES PANNEAUX STANDARDS ADETS (liste non exhaustive)

	S _M cm ² /m	s _m cm ² /m	Disposition		
			P ₁	P ₂	Schéma
1	1,19	1,19	ST 10		A
2	1,42	1,42	ST 15 C		A
3	1,88	1,28	ST 20		A
4	2,38	2,38	ST 10	ST 10	B
5	2,57	1,28	ST 25		A
6	2,57	2,57	ST 25 C		A
7	2,83	1,28	ST 30		A
8	3,16	3,16	ST 20	ST 20	C
9	3,76	2,56	ST 20	ST 20	B
10	3,85	1,28	ST 35		A
11	3,85	3,16	ST 25	ST 20	C
12	3,85	3,85	ST 40 C		A
13	4,11	3,16	ST 30	ST 20	C
14	4,11	3,85	ST 30	ST 25	C
15	4,11	4,11	ST 30	ST 30	C
16	4,45	2,56	ST 20	ST 25	B
17	4,45	3,85	ST 20	ST 25 C	B
18	4,71	2,56	ST 20	ST 30	B
19	5,03	1,68	ST 50		A
20	5,03	5,03	ST 50 C		A
21	5,14	2,56	ST 25	ST 25	B
22	5,14	3,85	ST 25	ST 25 C	B
23	5,14	5,14	ST 25 C	ST 25 C	B
24	5,66	2,56	ST 30	ST 30	B
25	5,73	2,56	ST 20	ST 35	B
26	5,73	5,13	ST 20	ST 40 C	B
27	6,36	2,51	ST 60		A
28	6,36	6,36	ST 65 C		A
29	6,68	2,56	ST 30	ST 35	B
30	6,68	5,13	ST 30	ST 40 C	B
31	6,71	6,71	ST 50	ST 50	C
32	6,91	2,96	ST 20	ST 50	B
33	7,6	7,6	ST 25 C	ST 50 C	B
34	7,7	2,56	ST 35	ST 35	B
35	7,7	7,7	ST 40 C	ST 40 C	B
36	8,24	3,79	ST 20	ST 60	B
37	8,24	7,64	ST 20	ST 65 C	B
38	8,88	2,96	ST 35	ST 50	B
39	8,93	3,79	ST 25	ST 60	B
40	8,93	5,08	ST 60	ST 25 C	B
41	8,93	8,93	ST 25 C	ST 65 C	B
42	10,06	3,36	ST 50	ST 50	B
43	10,06	10,06	ST 50 C	ST 50 C	B
44	10,21	6,36	ST 60	ST 40 C	B
45	10,21	10,21	ST 40 C	ST 65 C	B
46	11,39	4,19	ST 50	ST 60	B
47	11,39	8,04	ST 50	ST 65 C	B
48	11,39	11,39	ST 50 C	ST 65 C	B
49	12,72	5,02	ST 60	ST 60	B
50	12,72	8,87	ST 60	ST 65 C	B
51	12,72	12,72	ST 65 C	ST 65 C	B

SCHEMAS DES DISPOSITIONS PROPOSEES

SCHEMA A

1 Panneau

P

$\left\{ \begin{array}{l} S \\ s \end{array} \right.$

$S_M = S$
 $s_m = s$

SCHEMA B

2 Panneaux superposés
parallèlement

P₁

$\left\{ \begin{array}{l} S_1 \\ s_1 \end{array} \right.$

P₂

$\left\{ \begin{array}{l} S_2 \\ s_2 \end{array} \right.$

$S_M = S_1 + S_2$
 $s_m = s_1 + s_2$

SCHEMA C

2 Panneaux superposés
perpendiculairement

P₁

$\left\{ \begin{array}{l} S_1 \\ s_1 \end{array} \right.$

P₂

$\left\{ \begin{array}{l} S_2 \\ s_2 \end{array} \right.$

$S_M = S_1 + s_2$
 $s_m = S_2 + s_1$

1.3,1. Exemples de mise en œuvre

Cette gamme a pour objectif de satisfaire aux prescriptions des Normes Européennes de calcul des structures en béton (Eurocode 2), le cas échéant pendant la période de recouvrement avec selon soit les Règles parasismiques PS-MI 89⁷ révisées 92 soit les règles de l'Eurocode 8. Tout dimensionnement de section de treillis soudé doit être établi par un Bureau d'Etudes compétent. Les dispositions constructives doivent respecter la condition de la figure 1.14 (EC 2-1-1, Fig 8.1e)).

Tableau 1.5

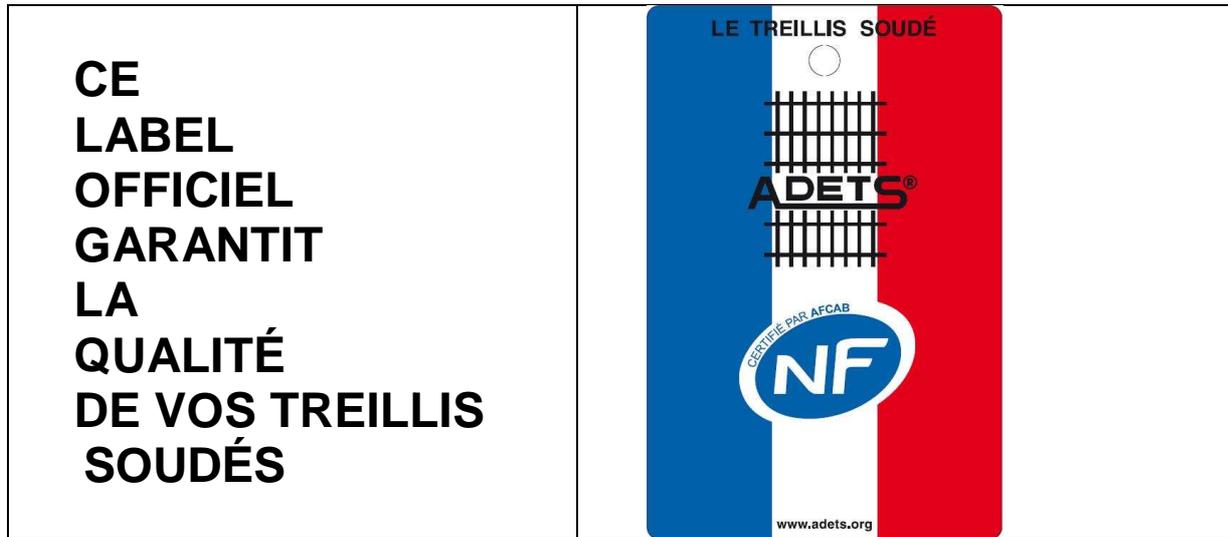
UTILISATION	PRODUITS	APPLICATION
Dallages Maisons Individuelles	ST 25 CS [®] ST 25 C [®]	
Dallages à usage industriel ou assimilés	ST 15 C [®]	Dallage non armé d'épaisseur 15 à 23 cm
	Tous treillis de structure (ST [®])	Dallage non armé d'épaisseur > 23 cm et dallage armé.
Dallages à usage autre qu'industriel ou assimilés	ST 10 [®] / PAF C [®]	Dallage non armé
	ST 50 C [®]	Dallage armé au % minimum
	Tous treillis de structure (ST [®])	Dallage armé
Voile / Murs en béton banché	PAF V [®] ST 10 [®]	Armatures de peau des murs extérieurs
Plancher poutrelles hourdis (tables de compression)	ST 10 [®]	Parasismique ^{6,8*}
	PAF C [®] / PAF R [®] RAF C [®] / RAF R [®]	Selon l'entre - axes des poutrelles
Réservoirs en béton	ST 65 C [®] ST 60 [®] ST 50 [®] ST 50 C [®]	Selon l'épaisseur des parois D et d ≥ à 8 mm
Autres applications	Tous treillis de structure (ST [®])	

*Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » (JORF n°0248 du 24 octobre 2010, page 19097, texte n° 5) modifié par l'Arrêté du 19 juillet 2011 (JORF n°0173 du 28 juillet 2011, page 12858, texte n°10) et Décret n° 2010-125 (du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français (JORF n° 0248 du 24 octobre 2010, page 19087, texte n° 3).

⁷ Règles PS-MI 89, révisées 92 : *Règles de construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés.*

⁸ NF EN 1998-1 : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Règles générales, actions sismiques et règles pour bâtiments.*

LA MARQUE **ADETS** LABEL DE QUALITÉ



Attention aux contrefaçons !

● Notre Association qui groupe en son sein, depuis de nombreuses années, les producteurs de treillis soudé adhérents à l'**A.D.E.T.S.**, rappelle que **seules** les fabrications munies de la marque **ADETS**, sous la forme de l'étiquette tricolore (bleu – blanc - rouge), ou présente sur les étiquettes de production, répondent à la **GARANTIE** offerte par ses membres. Cette marque ADETS est synonyme de **QUALITÉ** et de **GARANTIE OFFICIELLE** pour tous les utilisateurs.

● Une garantie impliquant toujours un contrôle, il est prudent de ne pas utiliser du treillis soudé de n'importe quelle provenance sans s'assurer auparavant que les **caractères** mécaniques et géométriques ainsi que la résistance au cisaillement des joints soudés ont bien été contrôlés et satisfont aux prescriptions des normes françaises.

● La marque ADETS garantit également des **livraisons conformes aux normes Européennes de calcul du béton armé (Eurocode 2), aux normes d'exécution (NF EN 13670⁶) et aux normes NF-DTU.**

● **Seules les Sociétés ci-dessous désignées disposent du droit d'usage de la marque ADETS. Leurs usines de fabrication sont certifiées NF - Aciers pour Béton Armé (gestion de la certification assurée par l'A.F.C.A.B.).** La marque ADETS, les désignations et modèles des produits ADETS sont déposés à l'**Institut National de la Propriété Industrielle** et ne peuvent être utilisés que par les sociétés adhérentes à l'**ADETS**. Toute utilisation de la marque, des désignations ou des modèles, par des tiers non adhérents, pourra faire l'objet de poursuites pour contrefaçon et/ou concurrence déloyale.

Dans votre intérêt et pour votre sécurité "soyez vigilants"

ASSOCIATION TECHNIQUE POUR LE DÉVELOPPEMENT DE L'EMPLOI DU TREILLIS SOUDÉ

Siège Social : 25, avenue du Val – Z.I. de Limay-Porcheville F – 78440 GARGENVILLE

Tel : 01 34 77 01 72 – Fax : 01 34 77 13 21

<http://www.adets.org> - E mail : adets@wanadoo.fr

MEMBRES ADHÉRENTS

Voir site internet de l'ADETS: www.adets.org – onglet adhérents.

1.3,2. Application du treillis soudé

Les applications du treillis soudé découlent directement des avantages décrits précédemment : QUALITÉ - SÉCURITÉ - ÉCONOMIE.

C'est ainsi que l'avantage de l'utilisation de treillis soudé, en panneaux prêts à l'emploi, n'est plus à démontrer pour les applications classiques du bâtiment, telles que :

- dalles pleines, planchers champignons, planchers spéciaux, prédalles foraines ;
- voiles porteurs ;
- radiers, dallages.

Les treillis soudés sont également utilisés en préfabrication de :

- prédalles
- voiles
- escaliers
- acrotères
- caniveaux
- murs de soutènement
- collecteurs, tuyaux.

D'autres applications, parfois moins connues de certains utilisateurs, sont possibles et procurent les mêmes avantages, plus particulièrement dans les TRAVAUX PUBLICS, où l'utilisation des panneaux constitués de fils à haute adhérence permet d'avoir des armatures rigides dont LA SECTION PEUT ATTEINDRE 20cm²/m (par exemple : Ø 16 tous les 10 cm, soit 20 cm²/m) :

- voussoirs de tunnels
- voussoirs de ponts
- réservoirs
- centrales d'épuration (voiles droits, voiles courbes, radiers...)
- silos
- fosses
- murs de soutènement

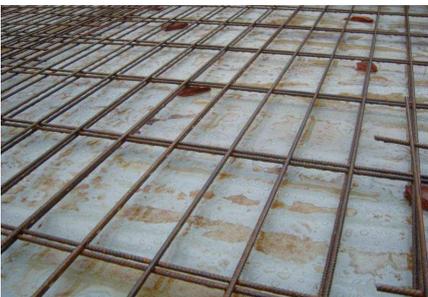


Fig.1.2

1.4. LES TREILLIS SOUDÉS SPÉCIAUX ET OPTIMISÉS

Les treillis soudés spéciaux sont conçus spécifiquement pour chaque ouvrage en fonction des cotes de coffrage et des sections d'acier de dimensionnement.

Les utilisateurs qui souhaitent une solution « sur mesure », peuvent consulter les producteurs membres de l'ADETS. Ces derniers apporteront leur aide dans la conception d'une nomenclature de treillis spéciaux spécifiquement adaptés à l'ouvrage à réaliser.

Les domaines d'application des treillis spéciaux sont multiples.

- Pour le bâtiment

Ils sont souvent employés pour le ferrailage des planchers et des voiles. Les contextes favorables à une utilisation efficace de treillis soudés spéciaux étant les suivants :

- Grandes surfaces de planchers ou de voiles ⇔ garantie de séries de fabrication minimum.
- Répétitivité des zones ou ouvrages ⇔ limitation des types de treillis soudés.

- Pour le génie civil

Les évolutions techniques permettent aujourd'hui de proposer des treillis soudés constitués de fils de diamètres allant jusqu'au HA16 mm. La possibilité de doubler les fils longitudinaux offre une alternative avantageuse à un ferrailage classique en barres pour des fortes sections. Leur utilisation peut ainsi être intéressante pour des radiers, des tranchées couvertes, des murs de soutènement, etc.

Tableau 1.6 : Sections d'acier courantes*

D ou d [mm]	Poids unitaire au ml [kg/ml]	Section unitaire [cm ²]	Section S ou s [cm ² /mètre linéaire] en fonction de E ou e [mm]									
			Espacement E ou e [mm]									
			50 ou 100d**	75 ou 150d**	100 ou 200d**	125	150	200	250	300	350	400
			[cm ² /ml]									
4,0	0,099	0,126	2,52	1,68	1,26	1,01	0,84	0,63	0,50	0,42	0,36	0,32
4,5	0,125	0,159	3,18	2,12	1,59	1,27	1,06	0,80	0,64	0,53	0,45	0,40
5,0	0,154	0,196	3,93	2,62	1,96	1,57	1,31	0,98	0,78	0,65	0,56	0,49
5,5	0,187	0,238	4,75	3,17	2,38	1,90	1,59	1,19	0,95	0,79	0,68	0,60
6,0	0,222	0,283	5,65	3,77	2,82	2,26	1,89	1,42	1,13	0,94	0,81	0,71
6,5	0,260	0,332	6,61	4,41	3,30	2,64	2,20	1,65	1,32	1,10	0,95	0,83
7,0	0,302	0,385	7,70	5,13	3,85	3,08	2,57	1,93	1,54	1,28	1,10	0,96
7,5	0,347	0,442	8,84	5,89	4,42	3,53	2,95	2,21	1,77	1,47	1,26	1,11
8,0	0,395	0,503	10,05	6,70	5,03	4,02	3,35	2,52	2,01	1,67	1,44	1,26
8,5	0,445	0,567	11,355	7,57	5,67	4,54	3,78	2,84	2,27	1,89	1,62	1,42
9,0	0,499	0,636	12,72	8,48	6,36	5,09	4,24	3,18	2,54	2,12	1,82	1,59
9,5	0,556	0,709	14,15	9,43	7,08	5,66	4,72	3,49	2,82	2,36	2,03	1,77
10,0	0,617	0,785	15,71	10,47	7,85	6,28	5,23	3,93	3,14	2,61	2,24	1,96
11,0	0,746	0,950	19,01	12,67	9,50	7,60	6,33	4,75	3,80	3,16	2,71	2,38
12,0	0,888	1,131	22,62	15,08	11,31	9,04	7,54	5,66	4,52	3,76	3,23	2,83
14,0	1,210	1,539	30,83	20,55	15,42	12,33	10,28	7,71	6,17	5,14	4,41	3,86
16,0	1,580	2,011	42,25	26,84	20,14	16,11	13,43	10,07	8,05	6,71	5,76	5,04

* Autres sections, nous consulter.

** Barres doubles.

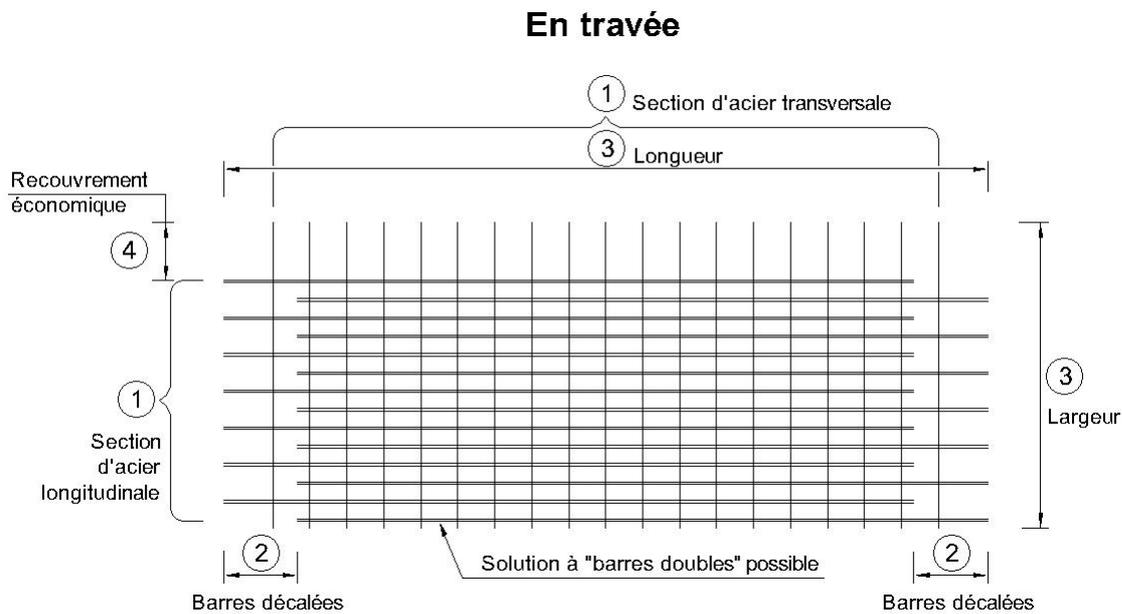
Les diamètres des fils constitutifs des treillis soudés spéciaux, indiqués dans le tableau ci-dessus, sont conformes aux normes NF A 35-024 (diamètres inférieurs à 5 mm) et NFA 35-080-2 (diamètres ≥ 5 mm).

- **Ferrailage de plancher en béton armé - sources d'optimisation :**

- o optimisation des sections d'acier afin de s'approcher au mieux des sections de calcul ;
- o décalage des fils de chaîne pour alléger les panneaux tout en respectant la courbe - enveloppe des moments de flexion ;
- o optimisation des dimensions pour limiter les coupes, chutes et recouvrement inutiles ;
- o recouvrement économique avec bords allégés ;
- o barres de montage pour les treillis de « chapeaux » (pas de recouvrement trans-versal).

Remarque : Ces optimisations sont possibles en l'absence de fortes charges ponctuelles.

Exemples types de panneaux optimisés :



Sur appui ("chapeaux")

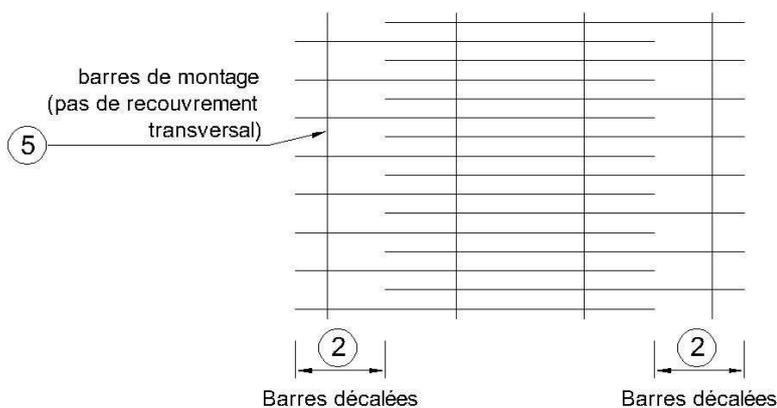
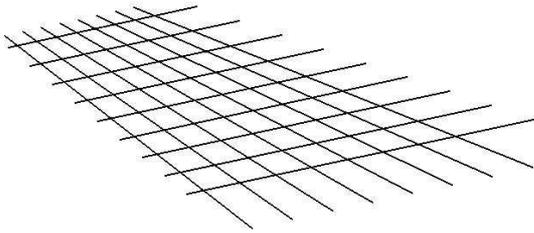


Fig. 1.3

Les panneaux peuvent être :

Bidirectionnels



Unidirectionnels

(avec barres de montage en répartition)

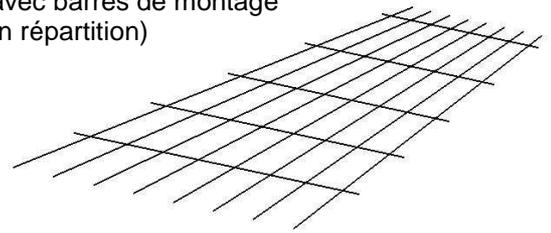


Fig. 1.4

1.5. LES TREILLIS SOUDÉS SPÉCIAUX FAÇONNÉS

Les treillis soudés spéciaux façonnés peuvent être pliés, cintrés ou assemblés, pour offrir des variantes intéressantes au ferrailage traditionnel en armatures coupées - façonnées – assemblées.

Ils peuvent ainsi répondre à des besoins pour des ouvrages tels que des murs de soutènement, des caniveaux, des voussoirs, etc., coulés en œuvre ou constitués d'éléments préfabriqués (voir les photos).

La norme de référence pour les treillis soudés façonnés est la NF A 35-027⁹, pour laquelle il existe une certification NF-AFCAB.



Fig.1.5

Fig.1.6



⁹ NF A 35-027 : Produits en acier pour béton armé – Armatures.

2. DONNÉES DE BASE POUR LE CALCUL

2.1. DONNÉES CONCERNANT LE BÉTON

L'Eurocode 2¹⁰ est applicable pour des bétons conformes à la norme du béton NF EN 206-1¹¹ et correspondants aux classes de résistance indiquées au tableau 1.7.

2.1,1. Résistances caractéristiques

2.1,1.1. Compression

1) Dans le présent code, la résistance en compression du béton est désignée par les classes de résistance liées à la résistance caractéristique (fractile 5%), Cf. tableau 1.7.

2) La résistance caractéristique mesurée sur des éprouvettes cylindres, notée f_{ck} est déterminée à 28 jours d'âge. Elle est compatible avec une qualité maximale C_{max} du béton.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : La limite de C_{max} est C90/105.

Pour un âge t différent de 28 jours, on peut admettre que la résistance en compression du béton $f_{ck}(t)$, est donnée par les expressions :

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

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

Il est possible de fonder des valeurs plus précises sur des essais, notamment pour $t \leq 3j$.

3) 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 la NF EN 12390¹², la résistance moyenne en compression du béton à différents âges t , peut être estimée à l'aide des expressions (3.1) et (3.2).

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

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

4) La norme NF EN 206-1 (art. 8.2.1) fixe le contrôle de conformité des bétons à propriétés spécifiées.

$\beta_{cc}(t)$: coefficient dépendant de l'âge t du béton

s : coefficient fonction du ciment =

0,20	pour les CEM 42,5R et CEM 52,5N et R (classe R) ¹³
0,25	pour les CEM 32,5R et CEM 42,5N (classe N)
0,38	pour les CEM 32,5N (classe S)

2.1,1.2. Traction

1) La résistance à la traction f_{ct} se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction uni-axiale centrée. Lorsqu'elle est déterminée comme la

¹⁰ NF EN 1992 : *Calcul des structures en béton*. Partie 1-1 : *Règles générales et règles pour les bâtiments* (désignée ci-après EC 2-1-1). Partie 2 : *Calcul du comportement au Feu* (EC 2-1-2).

¹¹ NF EN 206-1 : *Béton*. Partie 1 : *Spécification, performances, production et conformité*.

¹² NF EN 12390 : *Essai pour béton durci*.

¹³ NF EN 197-1 : *Ciment – Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants*.

résistance en traction par fendage $f_{ct,sp}$, il est possible de considérer une valeur approchée :

$$f_{ct} = 0,9f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

2) L'évolution de la résistance en traction avec l'âge dépend fortement des conditions de cure et de séchage, ainsi que des dimensions des éléments structuraux considérés. En première approximation, on peut admettre que la résistance en traction $f_{ctm}(t)$ vaut :

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

$\beta_{cc}(t)$ est donné par l'expression (3.2), α vaut 1 (si $t < 28$ jours) ou $2/3$ ($t \geq 28$ jours) et f_{ctm} est donné dans le tableau 1.7.

Tableau 1.7 (EC 2-1-1, Tab.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	$f_{ctm} = 0,30x f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1+(f_{cm}/10))$ >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	$f_{ctk,0,05} = 0,7x f_{ctm}$ 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	$f_{ctk,0,95} = 1,3x f_{ctm}$ 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)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Cf. Fig.3.2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Cf. Fig.3.2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Cf. Fig.3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Cf. Fig.3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Cf. Fig.3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Cf. Fig.3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

2.1,1.3. Autres caractéristiques mécaniques. Celles utiles au calcul pour chaque résistance caractéristique f_{ck} sont portées au Tableau 1.7.

2.1,2. Diagramme contraintes-déformations

2.1,2.1. Aux état-limites de service (E.L.S)

La contrainte de compression du béton doit être limitée afin d'éviter des fissures longitudinales, des microfissures ou encore des niveaux élevés de fluage. Dans les parties exposées à des environnements des classes d'exposition XD, XF et XS (Tab. 4.1) :

$$\sigma_{cd} \leq k_1 f_{ck}$$

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_1 = 0,6$.

2.1,2.2. A l'état-limite ultime de résistance (E.L.U)

Souvent est considérée une relation contrainte-déformation simplifiée du béton (Fig. 1.7). Elle est représentée par un diagramme parabolique plafonné (parabole-rectangle).

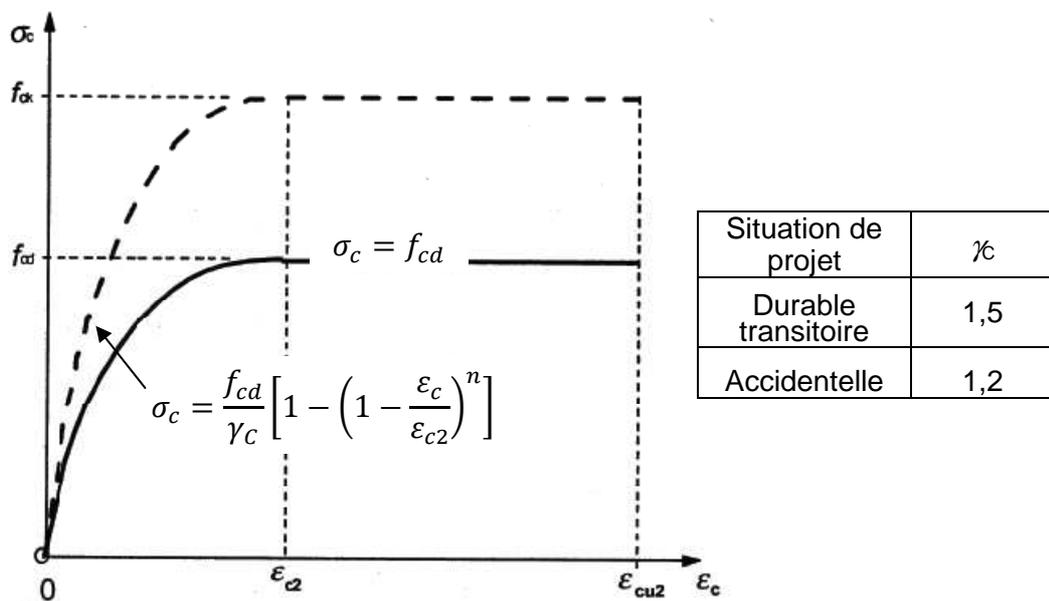
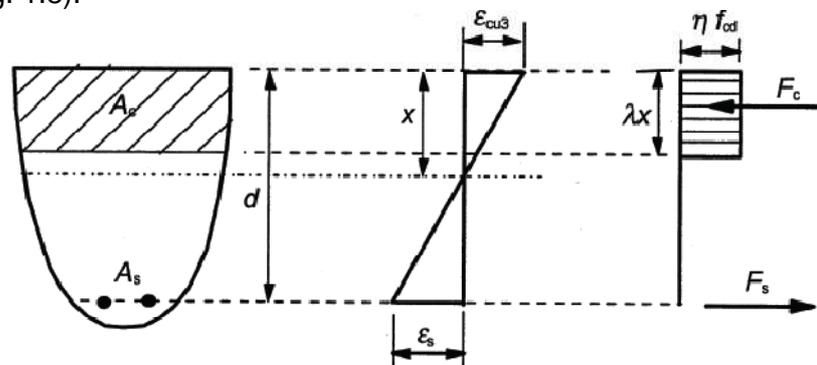


Fig. 1.7 (EC 2-1-1, Fig. 3.3) : Diagramme parabolique-rectangle pour le béton comprimé

Il est également admis comme distribution des compressions dans le béton, un diagramme rectangulaire plafonné (Fig. 1.8).

Fig. 1.8 (EC 2-1-1, Fig. 3.5) : Diagramme rectangulaire plafonné



	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	expressions
λ	0,8	$0,8 - (f_{ck} - 50)/400$	(3.19) et (3.20)
η	1,0	$1,0 - (f_{ck} - 50)/200$	(3.21) et (3.22)

Tableau 1.8 (EC 2-1-1, Tab. 4.1) : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement, conformément à l'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.	Surface en béton soumise 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 classe 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 Déverglçage.	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel.
XF2	Saturation modérée en eau, avec agents de déverglçage.	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglçage.
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglçage.	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, sans agents de déverglçage ou en eau de mer.	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglçage. Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglçage et au gel. Zones des structures marines soumises aux projections et expo-ées 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 concerne à la fois la protection des armatures et la résistance du béton aux attaques (Cf. EC 2-1-1, Annexe E).

En plus des conditions du tableau 1.8, d'autres formes particulières d'actions agressives ou d'actions indirectes sont à considérer.

i) Attaque chimique due par exemple à :

- utilisation du bâtiment ou de l'ouvrage (stockage de liquides, etc.) ;
- acides ou sulfates en solution (NF EN 206-1, ISO 9690) ;
- chlorures contenus dans le béton (NF EN 206-1) ;
- réactions alcali-granulats (NF EN 206-1, normes nationales).

ii) Attaque physique due, par exemple, à :

- variation de température,
- abrasion (EC 2-1-1, clause 4.4.1.2 (13)),
- pénétration d'eau (NF EN 206-1).

EC 2-1-1, Annexe Nationale - 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 classées 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 classées 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 classées 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 classés 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 classés 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 (Annexe E en E.2 ou Annexe Nationale de la norme NF EN 206-1, en NA 4.1, Fig. NA.2 et NOTE).

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

Les classes de référence à retenir uniquement pour l'enrobage des armatures sont définies au tableau 1.9.

NOTE 7 : Les exemples informatifs donnés pour les classes XA1, XA2 et XA3 sont à comprendre et préciser comme suit :

- éléments de structures en contact avec un sol agressif ou un liquide agressif,
- ouvrages de Génie Civil soumis à des attaques chimiques (par exemple certains bâtiments de catégorie E suivant les indications des Documents Particuliers du Marché).

NOTE 8 : Les risques de lixiviation et d'attaque par l'eau pure (par exemple, la condensation) sont à traiter dans les classes d'exposition XA1, XA2 et XA3 selon leur sévérité.

Tableau 1.9 (EC 2-1-1/NA, Tab. 4.1/NA)

		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 AE XD1 si le béton est formulé avec AE	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

2.1,3. Déformations longitudinales du béton

2.1,3.1. Module de déformation élastique longitudinale

Les déformations élastiques du béton dépendent largement de la composition de celui-ci, notamment des granulats. Le module d'élasticité du béton dépend du module d'élasticité de ses constituants.

Des valeurs approchées de E_{cm} , module sécant entre $\sigma_c = 0$ et $0,4f_{cm}$, sont données dans le tableau 1.7 pour des bétons contenant des granulats de quartzite.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Le module d'élasticité du béton donné par le tableau 1.7 s'applique directement pour les granulats de poids volumique compris entre 25 kN/m^3 et 27 kN/m^3 . C'est généralement le cas des granulats de type silico-calcaire.

L'évolution du module d'élasticité avec le temps peut être estimée par :

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0,3} \quad (3.5)$$

$E_{cm}(t)$ et $f_{cm}(t)$: valeurs à l'âge t (jours).

E_{cm} et f_{cm} : valeurs déterminées à 28 jours.

2.1,3.2. Coefficient de dilatation thermique, à défaut d'informations plus précises, il peut être pris égal à $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

2.1,3.3 Coefficient de Poisson peut être pris égal à 0,2 pour le béton non fissuré, et à zéro pour le béton fissuré.

2.1,3.4. Fluage du béton

Le fluage dépend de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge.

Le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ est fonction du module tangent $E_c (= 1,05 E_{cm})$. Dans les cas où une grande précision n'est pas requise, la valeur obtenue à l'aide de la figure 1.9, peut être considérée comme le coefficient de fluage, sous réserve que le béton ne soit pas soumis à une contrainte de compression supérieure à $0,45 f_{ck}(t_0)$, à l'âge t_0 du chargement.

La déformation de fluage du béton à $t = \infty$, $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'âge du béton t_0 , est donnée par :

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Si la compression dépasse $0,45f_{ck}(t_0)$, on se reportera à l'annexe B de la norme NF EN 1992-2 (Pont).

Les valeurs de la figure 1.9 sont valables pour :

- des températures ambiantes comprises entre - 40 °C et + 40 °C ;
- et une humidité relative comprise entre RH = 40 % et RH = 100 %.

2.1,3.5. Retrait du béton

La déformation totale de retrait se compose de la déformation due au retrait de dessiccation ε_{cd} et de la déformation due au retrait endogène ε_{ca} .

i) La valeur finale du retrait de dessiccation $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$

$\varepsilon_{cd,0}$: Valeurs moyennes probables, avec un coefficient de variation de l'ordre de 30% (Tab. 1.10).

Tableau 1.10 (EC 2-1-1, Tab.3.2) : Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné $\varepsilon_{cd,0}$ (‰) pour le béton avec des ciments CEM de classe N

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidité Relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

k_h : fonction du rayon moyen h_0 (Tableau 1.11).

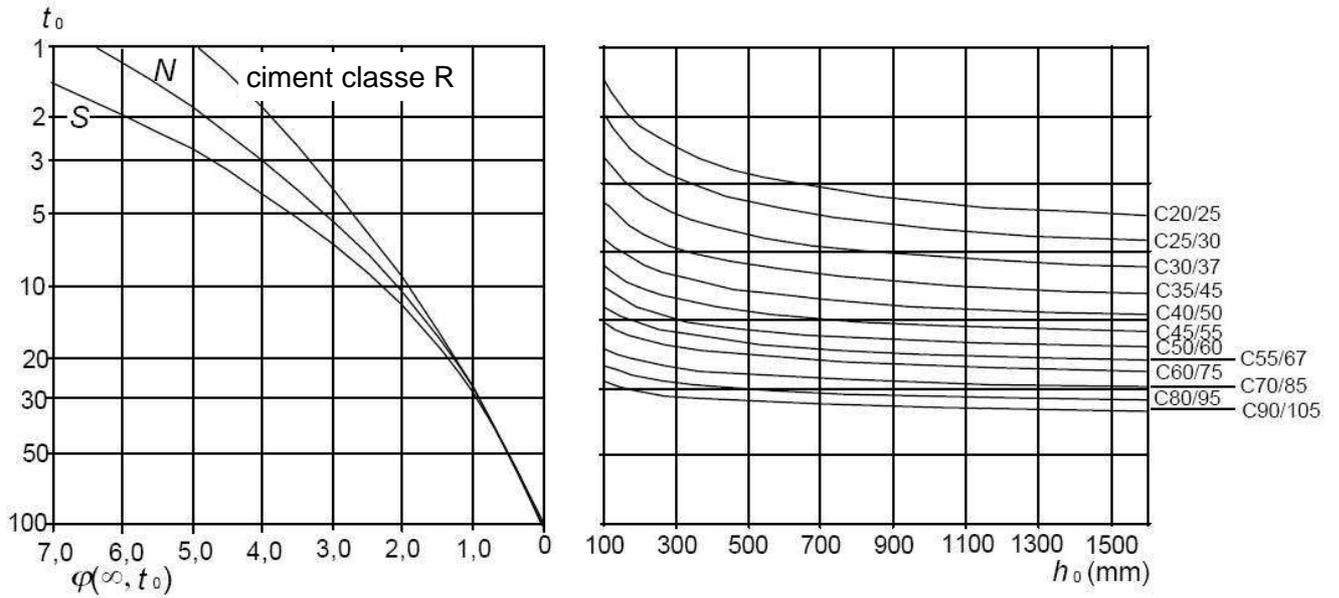
h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tableau 1.11 (EC 2-1-1, Tab.3.3) : Valeurs de k_h

ii) La déformation finale due au retrait endogène est calculée par l'expression :

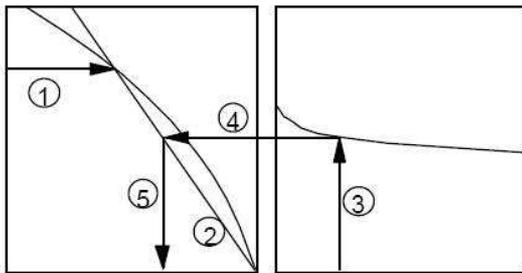
$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (3.12)$$

Fig. 1.9 (EC 2-1-1, Fig. 3.1) : Méthode de détermination du coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$ pour le béton dans des conditions d'environnement normales



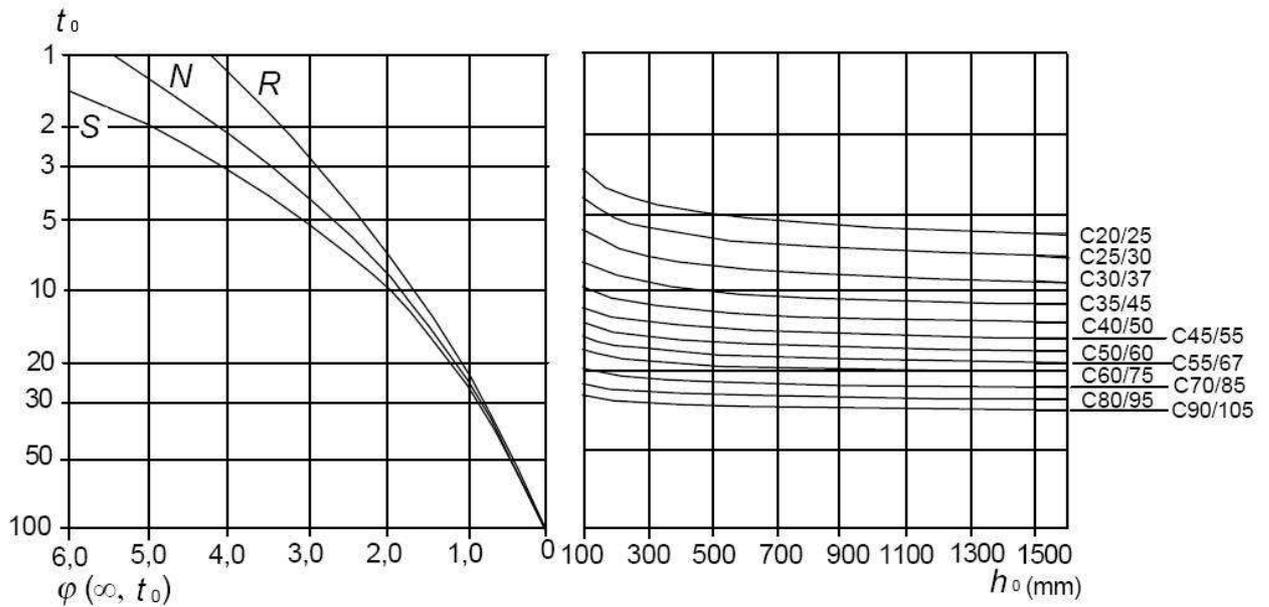
a) Environnement intérieur – RH = 50%

h_0 : rayon moyen = 2 fois l'aire de la section transversale A_c sur le périmètre u de la partie exposée.



Note :

- le point d'intersection des droites 4 et 5 peut également se situer au-dessus du point 1
- pour $t_0 > 100$, il est suffisamment précis de supposer $t_0 = 100$ (et d'utiliser la tangente)



b) Environnement extérieur - RH = 80%

2.1,4. Résistances de calcul

2.1,4.1. Résistance de calcul en compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

γ_c est le coefficient partiel relatif au béton et α_{cc} , un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

Tableau 1.12

Situation de projet	γ_c
Durable transitoire	1,5
Accidentelle	1,2

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $\alpha_{cc} = 1$.

2.1,4.2. Résistance de calcul en traction

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

α_{ct} , un 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.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $\alpha_{ct} = 1$.

2.2. DONNÉES CONCERNANT L'ACIER DE BÉTON ARMÉ

L'EC 2-1-1 s'applique aux armatures à haute adhérence et soudables, **y compris les treillis soudés**. Il ne couvre pas les barres comportant un revêtement spécial. Les propriétés requises pour les aciers de béton armé doivent être vérifiées par application des procédures d'essais indiquées dans la norme NF EN 10080.

2.2,1. Propriétés

Le comportement des armatures de béton armé est défini par les propriétés ci-après :

- limite d'élasticité (f_{yk} ou $f_{0,2k}$) : valeur caractéristique de la charge à la limite d'élasticité ;
- limite supérieure réelle d'élasticité ($f_{y,max}$) ;
- résistance en traction (f_t) ;
- ductilité (ϵ_{uk} et f_t/f_{yk}) ;
- aptitude au pliage ;
- caractéristiques d'adhérence f_R , l'Annexe C de la NF EN 1992-1-1 indique la valeur minimale admise pour une adhérence correcte ;
- dimensions de la section et tolérances ;
- résistance de fatigue (optionnelle) ;
- soudabilité ;
- résistance au cisaillement des soudures dans le cas des treillis soudés.

2.2.2. Caractéristiques mécaniques

Les propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation de l'EC 2-1-1, sont données dans le tableau ci-après.

Tableau 1.13 (EC 2-1-1, Tab. C1)

Forme du produit		Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	–
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 à 600						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t / f_y)_k$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ε_{uk} (%)		$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Aptitude au pliage		Essai de pliage/dépliage			–			
Résistance au cisaillement		-			$0,25^* A f_{yk}$ (A : aire du fil)			Minimum
Tolérance maximale vis-à-vis de la masse nominale (barre ou fil individuel) (%)	Dimension nominale de la barre (mm) ≤ 8 > 8				$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

* La norme NF A 35-080-2 exige un coefficient supérieur ou égal à **0,30**

EC 2-1-1, Annexe Nationale : La valeur maximale de f_{yk} à utiliser est 500 MPa en général et 600 MPa sous réserve d'une justification effective à l'E.L.S, y compris de l'ouverture des fissures (Tab. 1.36).

NOTE : L'EN 10080 fait référence à une limite d'élasticité R_e qui se rapporte à la valeur caractéristique, à la limite supérieure et à la limite inférieure, sur la base du niveau de qualité à long terme de la production. Néanmoins, les méthodes d'évaluation et de vérification de la limite d'élasticité données dans l'EN 10080 constituent un moyen suffisant d'évaluation de f_{yk} .

Les propriétés sont valables pour des températures des armatures dans la structure terminée comprises entre - 40°C et 100°C. En outre, il convient de restreindre tout pliage et tout soudage des armatures effectués sur le chantier aux champs de température tels qu'autorisés dans la norme NF EN 13670.

L'acier de béton armé doit présenter une ductilité adéquate, définie par :

- le rapport de la résistance en traction à la limite d'élasticité : $k = (f_t / f_{yk})_k$;
- l'allongement sous charge maximale ε_{uk} (tableau 1.13).

NOTE : Dans la norme NF EN 10080, ε_{uk} est noté A_{gt} .

2.2.3. Caractéristiques d'adhérence

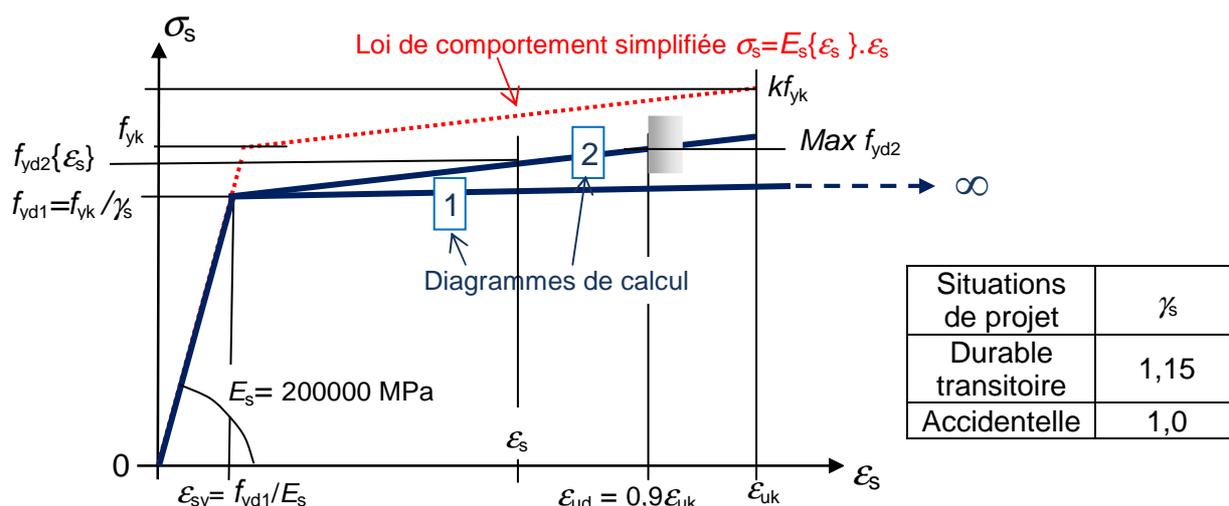
L'adhérence des aciers pour béton armé est assurée par le respect de la spécification des normes NF A 35-024 (diamètres inférieurs à 5 mm) et NF A 35-080-2 (diamètre ≥ 5 mm).

2.2.4. Soudage

Le procédé de soudage des treillis ADETS (assemblages en croix, par points, par résistance électrique) est conforme à l'EC 2-1-1 (Tab. 3.4).

2.2.5. Données concernant l'état limite ultime

Selon l'EC 2-1-1, clause 3.2,7, les aciers de béton armé sont définis dans les calculs par les diagrammes contrainte - déformation simplifiés de la figure 1.10.



NOTE : La valeur de k est donnée dans l'EC 2-1-1, annexe C.

Fig. 1.10 (EC 2-1-1, Fig. 3.8)

2.2.6. Données concernant les états limites de service (E.L.S)

Les contraintes de traction dans les armatures doivent être limitées afin d'éviter les déformations inélastiques ainsi qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable.

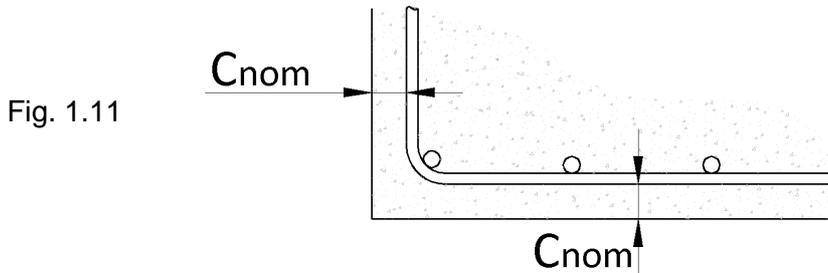
Il est admis vis-à-vis de l'aspect qu'une fissuration ou une déformation inacceptable est évitée si sous la combinaison caractéristique de charges la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas $k_3 f_{yk}$. Lorsque la contrainte est due à un chargement par déformation imposée, la contrainte de traction est limitée à $k_4 f_{yk}$.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_3 = 0,8$ et $k_4 = 1$.

2.3. ASSOCIATION BÉTON-TREILLIS SOUDÉS

2.3.1. Enrobage des armatures de béton armé

2.3.1.1. Exigences de durabilité de l'armature (EC 2-1-1, Section 4, Fig. 1.11).



L'enrobage « c_{nom} » est la distance entre la surface de l'armature (épingle, étriers et cadres compris, ainsi que armatures de peau, le cas échéant) la plus proche de la surface du béton et cette dernière.

L'enrobage nominal, à spécifier sur les plans, est défini comme l'enrobage minimal c_{min} , plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

La valeur de c_{min} à utiliser est la plus grande valeur satisfaisant à la fois aux exigences en ce qui concerne l'adhérence et les conditions d'environnement.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

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

Tableau 1.14 (EC 2-1-1, Tab. 4.2) : Enrobage minimal $c_{min,b}$ requis vis-à-vis de l'adhérence

Exigences vis-à-vis de l'adhérence	
Disposition des armatures	Enrobage minimal $c_{min,b}$ *)
Armature individuelle	Diamètre de la barre
Paquet	Diamètre équivalent $\varnothing_n = \varnothing x (\text{nombre de barres})^{1/2}$

*) Si la dimension nominale du plus gros granulats est supérieure à 32 mm, la valeur de $c_{min,b}$ est majorée de 5 mm.

2) $c_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement et des **classes structurales**.

La classe structurale pour la durée d'utilisation de projet de 50 ans, est la classe **S4**. La classe minimale recommandée est la **classe S1**. L'Annexe E de l'EC 2-1-1 indique les résistances indicatives correspondantes du béton. Le tableau 1.15 fournit les modifications recommandées pour la classe structurale.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : La classe structurale à utiliser pour les bâtiments et ouvrages de génie civil courants est **S4**, pour des bétons conformes au tableau N.A.F.1 ou N.A.F.2 - selon le cas - de l'Annexe Nationale de la norme NF EN 206-1.

Les valeurs de $c_{\min, \text{dur}}$ pour les armatures de béton armé sont données au tableau 1.16, en fonction de la classe structurale. Lorsqu'un élément de structure est concerné par plusieurs classes d'exposition, l'exigence la plus sévère sera retenue.

Tableau 1.15 (EC 2-1-1, Tab. 4.3NF/NA) : Classification structurale et modulations de la classe structurale, pour la détermination des enrobages minimaux $c_{\min, \text{dur}}$ au tableau 1.16.

Critère	Classe d'exposition selon le 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 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C55/67 : minoration de 1	≥ C35/45 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C45/55 et < C70/85 : minoration de 1
	≥ 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

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.

²⁾ Ce critère ne s'applique que dans le cas des éléments pour lesquels une bonne compacité des enrobages peut être garantie, à savoir :

- 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.

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

Tableau 1.16 (EC 2-1-1, Tab.4.4N/NA) : 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 la NF 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

3) $\Delta c_{dur,\gamma}$: marge de sécurité

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$.

4) $\Delta c_{dur,st}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $\Delta c_{dur,st} = 0$. Toutefois, sur justification spéciale et à condition d'utiliser des aciers dont la résistance à la corrosion est éprouvée (certains aciers inox ou galvanisés, par exemple), pour la durée d'utilisation et dans les conditions d'exposition du projet, les documents particuliers du marché pourront fixer la valeur de $\Delta c_{dur,st}$.

5) $\Delta c_{dur,add}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire, valeur recommandée = 0 en l'absence de justification.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $\Delta c_{dur,add} = 0$, sauf pour les revêtements adhérents justifiés vis à vis de la pénétration des agents agressifs pendant la durée d'utilisation de projet, ces revêtements sont alors réputés faisant partie intégrante de la structure. L'enrobage minimal ne peut être inférieur à $c_{\min,b}$ et à 10mm.

6) Δc_{dev} : écart tenant compte des tolérances d'exécution, majorant l'enrobage minimal c_{\min} pour le calcul de l'enrobage nominal c_{nom} au niveau du projet. Ainsi, l'enrobage minimal c_{\min} est augmenté de la valeur absolue de l'écart adopté susceptible de le réduire. La valeur recommandée est : $\Delta c_{dev} = 10$ mm.

Pour les bâtiments, l'écart adopté est donné par la norme NF EN 13670, à en tenir compte lors du choix de l'enrobage nominal de calcul qui est indiqué sur les plans, à moins qu'une valeur autre que l'enrobage nominal soit spécifiée (valeur minimale par exemple).

Dans certains cas, l'écart d'exécution étant déjà adopté et par conséquent la tolérance Δc_{dev} peut être réduite.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : La valeur à utiliser pour Δc_{dev} est ainsi définie.

- Lorsque la réalisation est soumise à un système d'assurance qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures avant coulage du béton, il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérance d'exécution, de sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$$

- Lorsqu'on peut garantir l'utilisation d'un appareil de mesure précis pour la surveillance ainsi que le rejet des éléments non conformes (éléments préfabriqués, par exemple), il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérance d'exécution, de sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0$$

- Lorsque la conception et l'exécution des éléments d'ouvrages, y compris leur ferrailage, sont soumis à un système d'assurance qualité couvrant toutes les phases de la conception à l'exécution et comprenant les impositions suivantes et ce pour toutes les classes d'exposition :

- i) en phase de conception et dessin : élaboration des dessins de détail à une grande échelle des ferraillements sensibles (coupe sur bandeau, lisse, parapet,...), précisant les enrobages et les façonnages ;
- ii) en phase de ferraillement : réception des aciers façonnés et contrôle de leurs dimensions ;
- iii) en phase mise en place dans coffrage : élaboration des plans de calage des aciers (type de cales, fréquence des cales, fixation des cales,...) ; réception des ferraillements et contrôle des enrobages avant coulage ;
- iv) en phase de mise en œuvre du béton : le cas échéant et en tant que de besoin, confection d'un élément témoin,

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0$$

Dans le cas d'un béton coulé au contact de surfaces irrégulières, l'enrobage nominal est généralement majoré en prenant une marge plus importante pour le calcul. La majoration est choisie en rapport avec la différence causée par l'irrégularité, l'enrobage nominal devant être au moins égal à :

k_1 (mm) pour un béton coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation (y compris béton de propreté) ;
et k_2 (mm) dans le cas d'un béton coulé au contact direct du sol.

L'enrobage des armatures est également majoré pour toute surface présentant des irrégularités, telle que surface striée ou béton à granulats apparents, afin de tenir compte de l'irrégularité de la surface.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_1 = 30$ mm et $k_2 = 65$ mm, pour les fondations superficielles. Pour des fondations profondes, on se reportera aux normes correspondantes.

Dans le cas de **parements irréguliers** (béton à granulats apparents, par exemple), augmenter l'enrobage minimal d'au moins 5 mm.

En ce qui concerne **l'abrasion du béton**, une attention particulière est portée aux granulats, conformément à la NF EN 206-1. Une option consiste à tenir compte de l'abrasion du béton en augmentant l'enrobage (épaisseur sacrificielle). Dans ce cas, l'enrobage minimal c_{min} est augmenté de k_1 (valeurs recommandée : 5 mm) pour la classe d'abrasion XM1 (abrasion modérée), de k_2 (10 mm) pour la classe XM2 (abrasion importante) et de k_3 (15 mm) pour la classe XM3 (abrasion extrême).

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Les valeurs des k_i sont celles recommandées.

2.3.1.2. Résistance à l'incendie (EC 2-1-2 et Arrêté du 14/03/2011¹⁴)

1) Rappel des critères selon les Eurocodes

La résistance au feu d'une structure, d'une partie de structure ou d'un élément de structure, c'est son aptitude à remplir les fonctions exigées (fonction porteuse ou séparative) pour un niveau de chargement, une exposition au feu et une durée donnés.

Fonction **R** : résistance mécanique.

Fonction **E** : étanchéité aux flammes et gaz.

Fonction **I** : isolation thermique.

L'exigence ainsi rédigée **EI 90**, signifie que la résistance au feu requise d'un élément **non porteur** est pour une durée de 90 minutes.

REI 90 désigne la résistance au feu d'un élément **porteur** pour une durée de 90 minutes.

2) Actions thermiques selon la norme NF EN 1991-1-2¹⁵

La norme définit deux familles de modèles de feu :

¹⁴ Arrêté du 14/03/2011 : *Résistance au feu des éléments de construction.*

¹⁵ NF EN 1991-1-2 : Actions sur les structures – Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu.

- courbes nominales températures-temps ;
- modèles de feu naturel.

3) Pour une vérification simplifiée, l'EC 2-1-2, fournit dans la section 5 des tableaux de valeurs de la **distance nominale a** (distance entre l'axe de l'acier et le parement) afin que soit assurée la résistance pendant la durée requise. Les tableaux sont établis pour des éléments structuraux poteaux, voiles porteurs ou non, éléments tendus, poutres isostatiques ou continues, dalles isostatiques ou continues, planchers dalles ou nervurés.

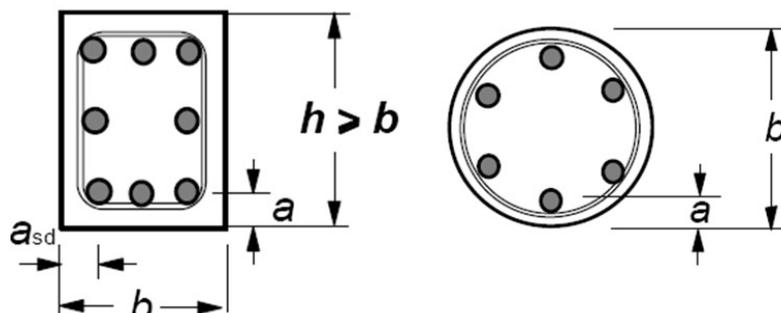
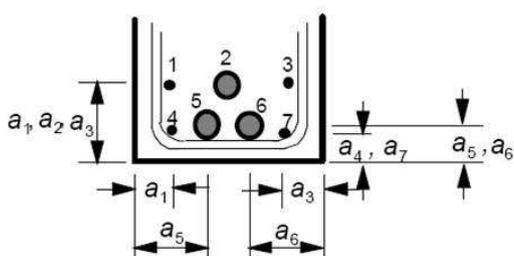


Fig. 1.12 (EC 2-1-2, Fig. 5.2) : Sections transversales d'éléments de structure montrant la distance nominale a de l'axe au parement



$$a_m = \frac{\sum A_i \cdot a_i}{\sum A_i} \leq \text{valeur tabulée} \quad (5.5)$$

Chaque barre prise individuellement, sa distance de l'axe au parement a_i soit au moins égale à celle requise pour le degré R30 lorsque les barres sont disposées sur un seul lit, ou à la moitié de la distance moyenne de l'axe au parement a_m lorsque les barres sont disposées sur plusieurs lits.

Fig. 1.13 (EC 2-1-2, Fig. 5.3) : Dimensions utilisées pour calculer, dans le cas de plusieurs lits, la distance moyenne de l'axe au parement a_m .

Les valeurs données dans les tableaux s'appliquent aux bétons de masse volumique normale (2000 à 2600 kg/m³, Cf. NF EN 206-1) réalisés à partir de granulats siliceux. Si des granulats calcaires ou légers sont utilisés dans les poutres ou les dalles, les dimensions minimales de la section droite peuvent être réduites de 10 %.

L'utilisation des valeurs tabulées n'impose aucune vérification complémentaire concernant :

- la capacité résistante à la torsion ou à l'effort tranchant et l'ancrage des armatures ;
- l'éclatement, à l'exception des armatures de peau. La vérification pour ces dernières est nécessaire en l'absence d'essais démontrant que la chute de béton ne survient pas lorsque la distance de l'axe de l'armature au parement est supérieure ou égale à 70 mm. Ce treillis de peau doit avoir une maille ≤ 100 mm et un diamètre $\varnothing \geq 4$ mm.

Le tableau 1.17 présente, à titre d'exemple, le cas des dalles sur appuis simples sans moment sur appuis.

- L'épaisseur minimale des dalles h_s indiquée, permet d'assurer de manière satisfaisante la fonction séparative (critères **E** et **I**).
- Ce tableau donne les valeurs minimales des distances à l'axe des armatures à la sous-face des dalles pour les résistances au feu normalisé **R 30** à **R 240**.

Tableau 1.17 (EC 2-1-2, Tab. 5.8) : Dimensions et distances minimales à l'axe des armatures à la sous-face pour les dalles sur appuis simples, sans moment sur appuis à un ou deux sens porteurs en béton armé

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)			
	Epaisseur de La dalle h_s (mm)	Distance a de l'axe des armatures à la sous-face		
		Un seul sens porteur	Deux sens porteurs	
1	2	3	$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 \leq l_y/l_x \leq 2$
			4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x et l_y sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (selon deux directions à angle droit), l_y étant la portée la plus longue.

La distance a des axes des armatures à la sous-face indiquée dans les colonnes 4 et 5 concerne les dalles appuyées sur 4 côtés et à deux sens porteurs. Si tel n'est pas le cas, il convient de traiter les dalles comme des dalles à un seul sens porteur.

* L'enrobage exigé par l'EC 2-1-1 est normalement déterminant.

La norme NF EN 1992-1-2 indique, dans le tableau 1.18, les taux de réduction de la résistance avec les températures élevées, pour des armatures de la classe N.

Tableau 1.18 (EC 2-1-2, extrait Tab. 3.2a) : Valeurs pour la classe N des paramètres contrainte-déformation aux températures élevées des aciers de béton armé, laminés à chaud ou formés à froid.

Température de L'acier θ [°C]	$f_{s,y,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	Laminé à chaud	Formé à froid	Laminé à chaud	Formé à froid
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

EC 2-1-1, Annexe Nationale : les valeurs des paramètres contrainte/déformation à utiliser sont celles de la classe N et selon le mode d'obtention (laminage à froid ou laminage à chaud) si celui-ci peut être justifié. En l'absence de justification, les valeurs des aciers tréfilés à froid de la classe N seront systématiquement utilisées.

2.3.2. Conditions générales de pliage des armatures

2.3.2.1. Diamètres admissibles des mandrins de cintrage vis-à-vis de l'endommagement des armatures

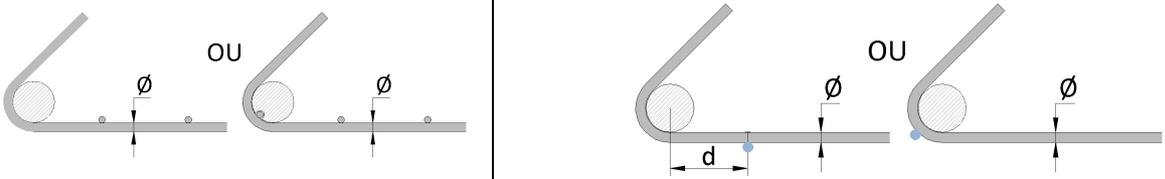
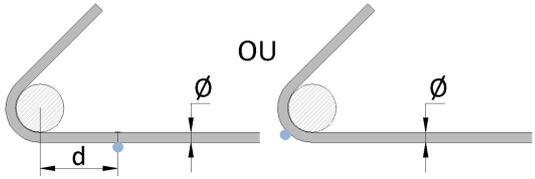
Afin d'éviter d'endommager les armatures, la barre est pliée avec un mandrin de diamètre supérieur ou égal à $\phi_{m,\min}$ (Tab. 1.19).

Tableau 1.19 (EC 2-1-1, Tab.8.1N/NA) : Diamètre minimal $\phi_{m,\min}$ du mandrin 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 (Fig. 1.14).
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$\phi_{m,\min} \geq 4 \phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	$\phi_{m,\min} \geq 7 \phi$

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

Diamètre minimal du mandrin	
	
$\phi_{m,\min} \geq 5\phi$	$d \geq 3\phi : \phi_{m,\min} \geq 5\phi$ $d < 3\phi$ ou soudure dans la partie courbe : $\phi_{m,\min} \geq 20\phi$

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 la norme NF EN ISO 17660¹⁶ : Soudage – Soudage des aciers d'armatures.

2.3.2.2. Diamètres admissibles des mandrins de cintrage vis-à-vis d'écrasement du béton

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 :

- soit l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas 5ϕ au-delà de l'extrémité de la partie courbe, soit 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 1.19. En cas contraire, le diamètre du mandrin ϕ_m est augmenté selon l'expression 8.1 :

$$\phi_m = \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left[\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right] \quad (8.1)$$

F_{bt} : 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, la valeur de a_b est égale à l'enrobage majoré de $\phi/2$.

¹⁶ NF EN ISO 17660 : Soudage – Soudage des aciers d'armatures.

f_{cd} est limitée à la valeur de résistance correspondant à la classe de béton C55/67.

2.3.3. Ancrage des barres d'armatures

Les barres, fils ou treillis soudés sont ancrés de manière à assurer une bonne transmission des forces par adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout éclatement du béton.

2.3.3.1. Forme d'ancrage des barres longitudinales

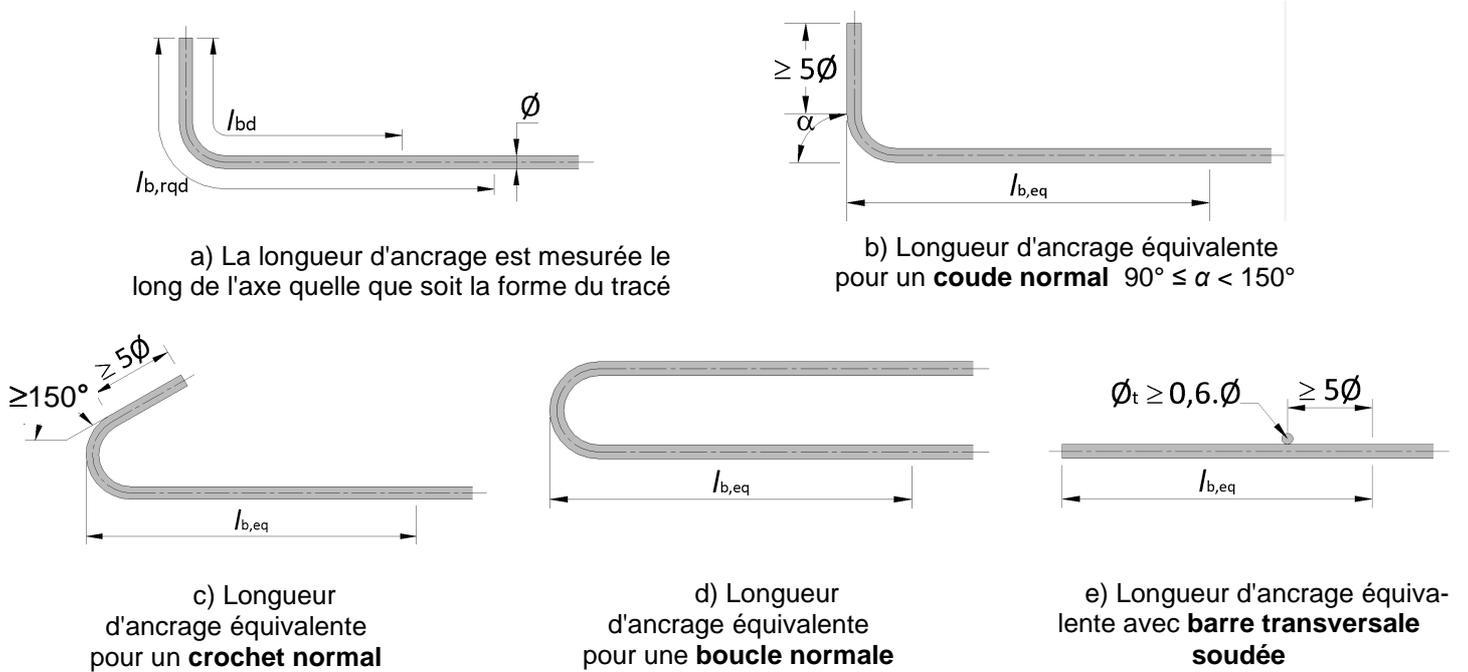


Fig. 1.14 (EC 2-1-1, fig. 8.1) : Méthodes d'ancrage autres que le scellement droit

2.3.3.2. Contrainte ultime d'adhérence

Pour éviter la ruine de l'adhérence, la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} pour les armatures à haute adhérence, peut être prise égale à :

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ et $f_{ctk,0,05}$: résistance de calcul en traction du béton (Tab. 1.7), limitée à la classe C60/75.

η_2 : facteur lié au diamètre de la barre : $\eta_2 = 1,0$ pour $\varnothing \leq 32$ mm, sinon $\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$.

η_1 : coefficient lié aux conditions d'adhérence (Fig. 1.15).

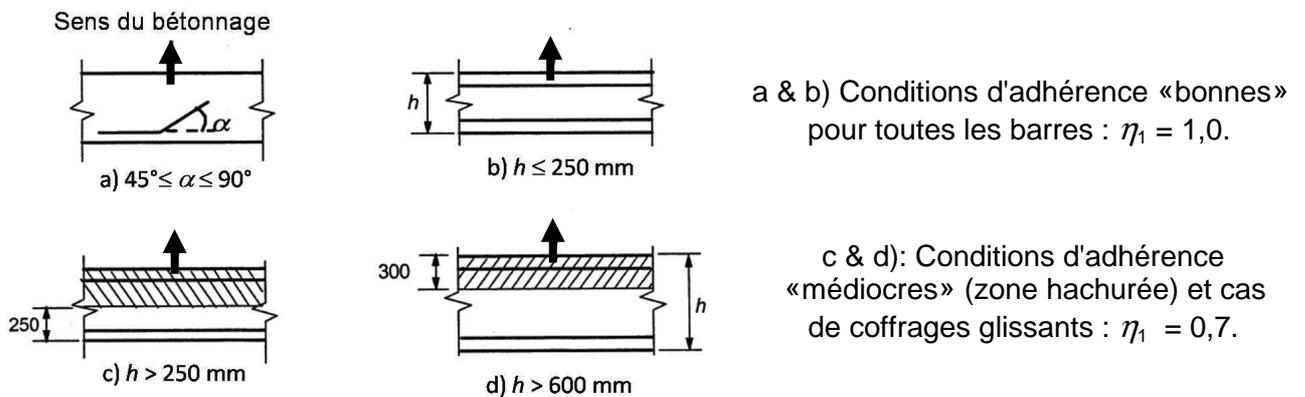


Fig. 1.15 (EC 2-1-1, Fig. 8.2) : Illustration des conditions d'adhérence.

2.3.3.3. Longueur d'ancrage de référence

En admettant la contrainte d'adhérence constante et égale à f_{bd} , la longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ nécessaire pour ancrer l'effort $A_s \sigma_{sd}$ dans une barre droite vaut :

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

σ_{sd} : contrainte de calcul de la barre au point à partir duquel l'ancrage est mesuré.

Lorsque les treillis soudés sont constitués de fils ou barres doubles, le diamètre ϕ est remplacé dans l'expression (8.3) par le diamètre équivalent $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

2.3.3.4. Longueur d'ancrage de calcul

1) La longueur d'ancrage de calcul vaut :

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

Les valeurs des coefficients α_i sont définies dans le tableau 1.20.

α_1 : tient compte de l'effet de la forme des barres, l'enrobage étant supposé correct.

α_2 : de l'effet de l'enrobage minimal (Fig. 1.16).

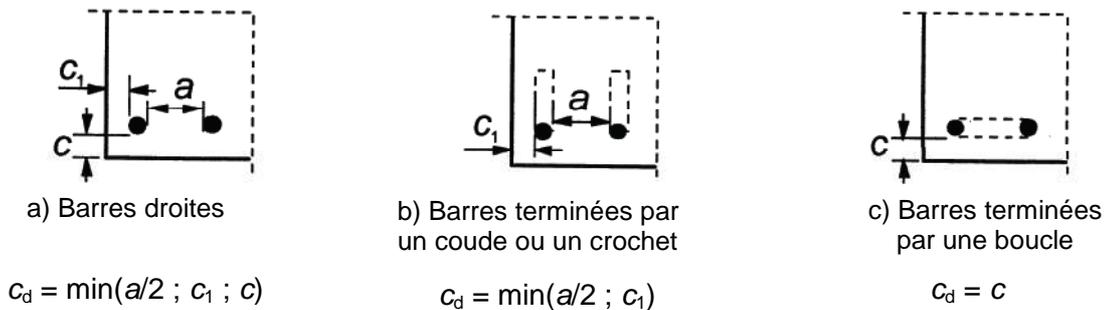


Fig. 1.16 (EC 2-1-1, Fig. 8.3) : Valeurs de c_d pour les poutres et les dalles

α_3 : tient compte de l'effet de confinement des armatures transversales .

α_4 : de l'effet de confinement dû à une ou plusieurs barres transversales ($\phi_t > 0,6\phi$) soudées le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul).

α_5 : de l'effet de la pression orthogonale au plan de fendage le long de l_{bd} .

Une limitation minimale est imposée au produit : $(\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \geq 0,7$ (8.5)

La longueur d'ancrage minimale $l_{b,min}$ est, en l'absence de toute autre limitation :

- ancrages de barres tendues : $l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100 \text{ mm}\}$ (8.6)

- ancrages de barres comprimées : $l_{b,min} \geq \max\{0,6l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100 \text{ mm}\}$ (8.7)

2) Une simplification consistant à considérer que l'ancrage de barres tendues, selon les formes de la figure 1.14, peut être assuré moyennant la prise en compte d'une longueur d'ancrage équivalente $l_{b,eq}$ définie sur la même figure dont la valeur est :

$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$, pour les formes b) à d) ;

$l_{b,eq} = \alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$, pour la forme e) de la figure 1.14 .

Tableau 1.20 (EC 2-1-1, Tab. 8.2) : Valeurs des coefficients α_1 , α_2 , α_3 , α_4 et α_5

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armature de béton armé	
		tendue	comprimée
Forme des barres.	Droit	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Autre (Cf. Fig. 1.14 b),c) et d))	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\emptyset$ sinon $\alpha_1 = 1,0$ (Cf. Fig. 1.16 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Enrobage.	Droit	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \emptyset) / \emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Autre (Cf. Fig. 1.14 b),c) et d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\emptyset) / \emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (Cf. Fig. 1.16 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales non soudées aux armatures principales.	Tous types	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales soudées*.	Tous types, positions et diamètres comme indiqué sur la figure 1.14 e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinement par compression transversale.	Tous types	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

*Dans le cas d'un appui direct, l_{bd} peut être inférieure à $l_{b,min}$ sous réserve qu'au moins un fil transversal soit soudé à l'intérieur de l'appui. Il convient que ce fil soit situé à 15 mm au moins du nu de celui-ci.

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$$

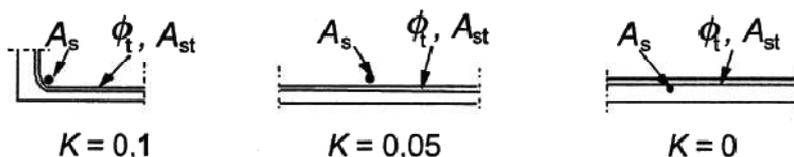
ΣA_{st} : aire de la section des armatures transversales le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul)

$\Sigma A_{st,min}$: aire de la section minimale d'armatures transversales est égale à $0,25 A_s$ pour les poutres; et 0 pour les dalles

A_s : aire de la section d'une barre ancrée individuelle de diamètre maximal

p : pression transversale aux E.L.U le long de l_{bd} , en MPa

K : valeurs apparaissant sur la figure 1.17.

Fig. 1.17 (EC 2-1-1, Fig. 8.4) : Valeurs de K pour les poutres et les dalles

2.3.3.5. Ancrage au moyen de barres soudées

Un ancrage peut être réalisé au moyen de barres transversales soudées (Fig. 1.18) s'appuyant sur le béton, sous réserve de démontrer que la qualité des assemblages soudés est correcte.

1) La barre transversale (de diamètre compris entre 14 mm et 32 mm) lorsqu'elle est soudée du côté intérieur de la barre principale, apporte une résistance à l'entraînement F_{btd} .

Pour le calcul de $l_{b,rqd}$ selon l'expression (8.3), σ_{sd} peut alors être réduit de la quantité F_{btd}/A_s , où A_s représente l'aire de la section de la barre à ancrer.

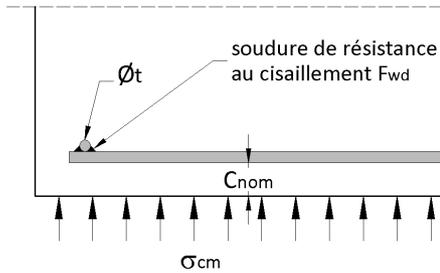


Fig. 1.18 (EC 2-1-1, Fig. 8.6) : Barre transversale soudée servant à l'ancrage

$$F_{btd} = l_{td} \phi_t \sigma_{td} \leq F_{wd} \quad (8.8N/NA)$$

F_{wd} : valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la soudure (donnée sous la forme de la force $A_s f_{yd}$ minoré par un coefficient multiplicateur, par exemple $0,5 A_s f_{yd}$.

f_{yd} : est la limite d'élasticité de calcul de la barre à ancrer.

l_{td} : longueur de calcul de la barre transversale : $l_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$.

l_t : longueur de la barre transversale, limitée à l'espacement des barres à ancrer

ϕ_t : diamètre de la barre transversale.

σ_{td} : contrainte dans le béton $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/y \leq 3f_{cd}$.

σ_{cm} : contrainte de compression dans le béton perpendiculairement aux deux barres (valeur moyenne, positive en compression).

y : une fonction $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$.

x : une fonction tenant compte de la géométrie $x = 2(c/\phi_t) + 1$.

c : enrobage perpendiculairement aux deux barres

EC 2-1-1, Annexe Nationale : L'ancrage additionnel à utiliser pour un acier de treillis soudé du fait de ses aciers transversaux soudés, soit F_{btd} est donnée par l'expression (8.8N/NA).

Si deux barres de même diamètre sont soudées chacune sur un côté de la barre à ancrer, la résistance à l'entraînement F_{btd} peut être doublée, sous réserve que la barre extérieure soit convenablement enrobée (EC 2-1-1, Section 4).

Si deux barres sont soudées du même côté, avec un espacement minimal de 3ϕ , la force F_{btd} est multipliée par un facteur 1,41.

2) Dans le cas des barres de diamètre nominal inférieur ou égal à 12 mm, la résistance à l'entraînement F_{btd} d'une barre transversale soudée dépend essentiellement de la résistance de calcul de l'assemblage soudé, qui peut être déterminée par l'expression :

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s f_{cd} \frac{\phi_t}{\phi_l} \quad (8.9)$$

F_{wd} : valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la soudure.

ϕ_t : diamètre nominal de la barre transversale : $\phi_t \leq 12$ mm.

ϕ_l : diamètre nominal de la barre à ancrer : $\phi_l \leq 12$ mm.

Si on utilise deux barres transversales soudées espacées au minimum de ϕ_t , la résistance à l'entraînement F_{wd} est multipliée par un facteur 1,41.

2.3.3.6. Cas des treillis soudés ADETS certifiés

La norme NF A 35-080-2 exige que la résistance au cisaillement des assemblages soudés des treillis soudés soit au moins égale à 30% de la limite apparente d'élasticité du fil de plus gros diamètre. Les treillis soudés certifiés NF-AFCAB présentent cette garantie.

Exemple d'ancrage d'une armature de flexion, composée de TS (ST 65C), d'une dalle à son appui sur un voile (Fig. 1.19).

Données : - Béton de la classe C25/30 ($f_{ck} = 25$ MPa)

- Classe d'exposition XC1 : $c = 25$ mm

- Autres : $1 \leq \cot\theta < 2,5$ (§ 3.6,2.), $\sigma_{sd} = 435$ MPa et $\sigma_{cm} = 1,0$ MPa

- TS certifiés NF-AFCAB : $F_{wd} \geq 0,3A_s f_{yd}$, mais l'EC 2-1-1 limite à $0,25f_{yd}$ et $16A_s \phi_t f_{cd}/\phi_l$.

Pour une barre transversale :

$$F_{wd} = 0,25A_s f_{yd} = 6,91 \text{ kN} < 16A_s \frac{\phi_t}{\phi_l} f_{cd} = 16,96 \text{ kN}$$

Dans le cas de deux barres transversales soudées, la résistance à l'entraînement F_{wd} s'élève alors à $6,91 \times 1,41 = 9,75 \text{ kN}$, puisqu'elles sont ici espacées de 100 mm.

Pour un béton de qualité C25/30 :

$$f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,8 / 1,5 = 2,7 \text{ MPa} \quad (\S 2.3.3.2.).$$

Cas d'ancrage droit : $\alpha_1 = 1$ et

$$c_d = \min \left[\frac{(100 - 9)}{2}; 25 \text{ mm} \right] = 25 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{(c_d - \phi)}{\phi} = 0,733, \quad \alpha_3 = 1 \text{ et } \alpha_5 = 1 - 0,04 \sigma_{cm} = 0,96$$

Et le produit : $(\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) = 0,70 \geq 0,70$. La longueur d'ancrage de calcul est selon :

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd}$$

L'effet des armatures soudées est déjà pris en compte par la réduction F_{wd} , aussi $\alpha_4 = 1,0$.

Tableau 1.21

Barres transversales	F_{wd} (kN)	$\sigma'_{sd} = \sigma_{sd} - \frac{F_{wd}}{A_s}$	$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma'_{sd}}{4 f_{bd}}$	$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd}$
1) Au moins 1, au forfait	0	435,0 MPa	363 mm	179 mm > AR+5 ϕ = 95 mm
2) Calcul avec 1	6,91	326,3 MPa	272 mm	191 mm > AR+5 ϕ = 95 mm
3) Calcul avec 2	9,75	281,7 MPa	235 mm	165 mm < AR+100+5 ϕ = 195 mm

Sans la prise en compte de barre transversale soudée, l_{bd} est : $363 \times 0,70 = 254 \text{ mm}$. Le calcul avec le forfait $\alpha_4 = 0,7$ (2^e ligne) conduit à une longueur 179 mm. Pour l'exemple traité d'épaisseur de voile de 180 mm, compte tenu de la disposition constructive de la Fig. 1.14e) la solution 1) est retenue. L'arrangement pratique est montré sur la figure 1.19.

2.3.4. Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales

L'ancrage de ces armatures est normalement réalisé au moyen de coudes et de crochets, ou à l'aide d'armatures transversales soudées, en prévoyant une barre à l'intérieur du crochet ou du coude.

L'ancrage doit être conforme à la figure 1.20. Par ailleurs, le soudage est réalisé conformément à l'EN ISO 17660, les soudures présentant une résistance conforme à la résistance au cisaillement F_{wd} .

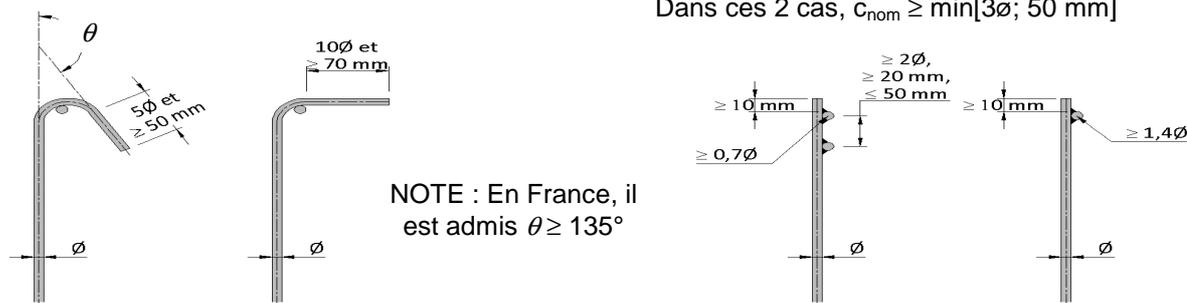


Fig. 1.20 (EC 2-1-1, Fig. 8.5) : Ancrage des armatures transversales

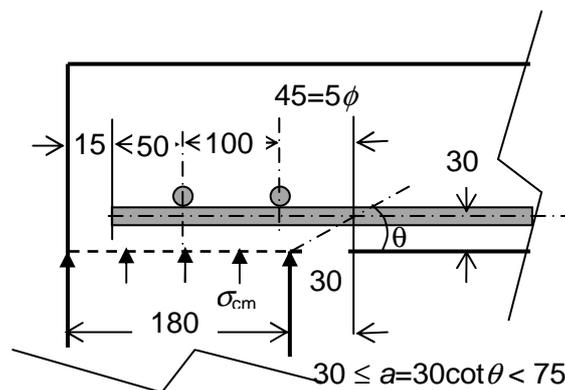


Fig. 1.19

2.3,5. Recouvrements – Règles générales

La transmission des efforts d'une barre à l'autre s'effectue par :

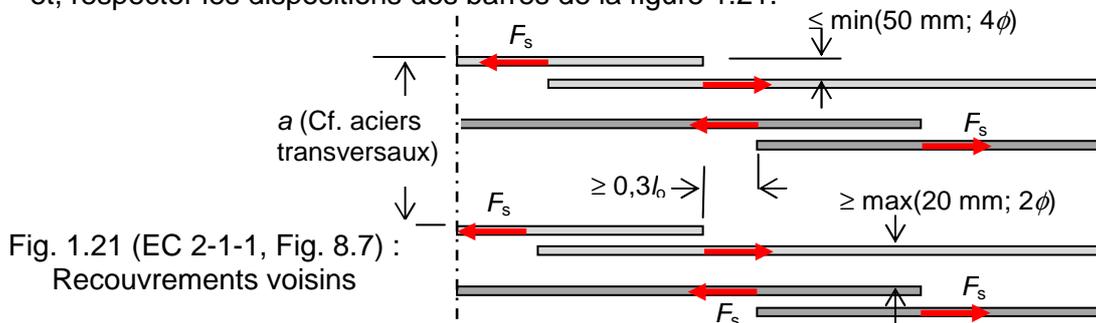
- recouvrement des barres, avec ou sans coudes ou crochets
- soudage
- ou par organes mécaniques assurant la transmission à la fois des efforts de traction et de compression ou des efforts de compression uniquement.

Cela afin qu'il ne se produise pas d'éclatement du béton au voisinage des jonctions ou n'apparaisse de fissures ouvertes qui affecteraient le comportement de la structure.

2.3,5.1. Dispositions constructives

Il convient normalement de :

- décaler les recouvrements et de ne pas les disposer dans des zones fortement sollicitées (rotules plastiques, par exemple) ;
- disposer les recouvrements de manière symétrique quelle que soit la section ;
- et, respecter les dispositions des barres de la figure 1.21.



Lorsque les dispositions de la figure 1.21 sont respectées, des exceptions sont possibles. 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, cette proportion est réduite à 50 %.

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

2.3,5.2. Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement de calcul vaut :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \geq \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\} \quad (8.10)$$

$l_{b,rqd}$ est calculé au moyen de l'expression (8.3).

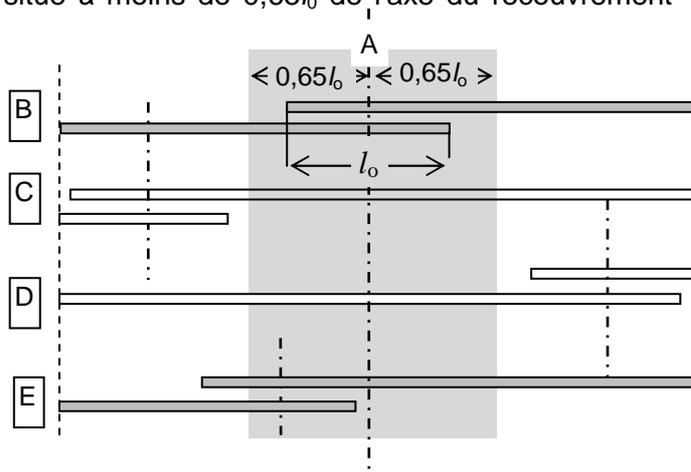
α_i : coefficients dont la valeur est donnée dans le tableau 1.20. Toutefois, pour le calcul de α_3 , il convient de prendre $\Sigma A_{st,min} = 1,0 A_s (\sigma_{sd}/f_{yd})$, A_s est l'aire d'une des barres comportant un recouvrement.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ est limité dans l'intervalle des valeurs 1 et 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. 1.22).

Dans le cas d'exemple, les barres C et D sont en dehors de la zone d'influence A de la zone de recouvrement des barres B.

$$\rho_1 = 50\% \text{ et } \alpha_6 = 1,4$$

Fig. 1.22 (EC 2-1-1, Fig. 8.8) : Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée.



2.3.6. Recouvrements des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence

2.3.6.1. Recouvrements des armatures principales

Les jonctions peuvent être obtenues par recouvrement des panneaux dans un même plan ou dans des plans différents (Fig. 1.23).

Lorsque les panneaux peuvent être soumis à des charges de fatigue, il convient d'opter le recouvrement dans un même plan.

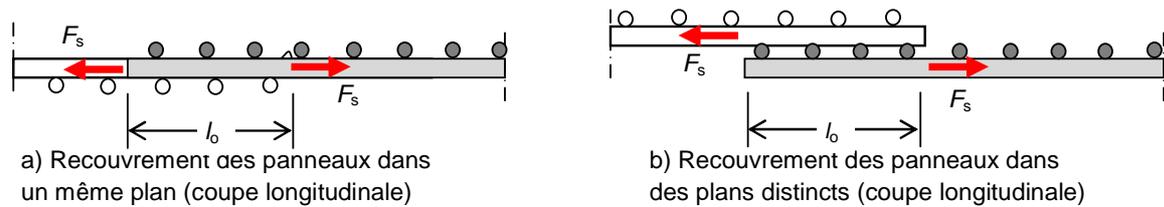


Fig. 1.23 (EC 2-1-1, Fig. 8.10) : Recouvrement des treillis soudés

1) Dans le cas de recouvrement dans un même plan, les barres longitudinales principales doivent respecter les dispositions générales de recouvrement énoncées en § 2.3.5, tout effet favorable des barres transversales de l'autre panneau est ignoré : $\alpha_3 = 1,0$.

2) Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, de manière générale disposer les recouvrements des armatures principales dans des zones où la contrainte dans l'acier aux E. L. U. est inférieure ou égale à $0,8f_{yd}$.

Sinon adopter, pour le calcul de la résistance en flexion pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue. Par ailleurs, lors de la vérification de l'ouverture des fissures à proximité de l'extrémité du recouvrement, du fait de la discontinuité aux extrémités des recouvrements, alors en cas d'emploi des tableaux 1.37 et 1.38, la contrainte dans l'acier est à majorer de 25 %.

Concernant la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section, les conditions suivantes doivent être respectées :

1) Dans le cas du recouvrement des panneaux dans un même plan, la valeur du coefficient α_6 est donnée par l'expression :

$$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$$

2) 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 par unité de longueur $(A_s/s)_{prov}$, où s est l'espacement des fils :

- 100 % , si $(A_s/s)_{prov} \leq 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}$
- 60 % , si $(A_s/s)_{prov} > 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Il convient de décaler au minimum de $1,3l_0$ les jonctions des différents panneaux, l_0 étant la longueur de recouvrement. Une armature transversale additionnelle n'est pas nécessaire dans la zone de recouvrement.

2.3.6.2. Recouvrements des barres de répartition

Toutes les armatures de répartition peuvent être ancrées par recouvrement dans une même section.

Les valeurs minimales de la longueur de recouvrement l_0 peuvent être prises forfaitairement au tableau 1.22, auquel cas la longueur de recouvrement d'armatures de répartition recoupe au moins deux armatures principales. Les valeurs peuvent être aussi définies par le calcul.

Tableau 1.22 (EC 2-1-1, Tab.8.4) : Longueurs (forfaitaires) de recouvrement pour les fils de répartition des treillis soudés

Diamètres des fils de répartition (mm)	Longueurs de recouvrement l_0
$\varnothing \leq 6$	≥ 150 mm, au moins 1 maille (2 soudures) dans la longueur de recouvrement.
$6 < \varnothing \leq 8,5$	≥ 250 mm, au moins 2 mailles (3 soudures).
$8,5 < \varnothing \leq 12$	≥ 350 mm, au moins 2 mailles (3 soudures).

3. OSSATURES ET ÉLÉMENTS COURANTS

3.1. CONCEPTION (EC 0¹⁷)

La structure doit être conçue et dimensionnée pour avoir une résistance structurale, une aptitude au service et une durabilité, avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique, pour la durée de vie escomptée. Pour être durable pendant toute cette durée d'utilisation de projet, la structure doit satisfaire aux exigences d'aptitude au service, de résistance et de stabilité, sans perte significative de fonctionnalité ni de maintenance imprévue excessive.

La structure doit être conçue et réalisée, de sorte qu'elle :

- résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation ;
- reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue ;
- et ne soit pas endommagée par des événements, tels qu'une explosion, un choc et les conséquences d'erreurs humaines, de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale.

En cas d'incendie, la résistance de la structure en béton doit être de niveau approprié pendant la période de temps requise (Cf. NF EN 1991-1-2).

La protection requise à la structure doit être établie en considérant l'utilisation prévue, la durée d'utilisation de projet (Cf. NF EN 1990), le programme de maintenance envisagé ainsi que les actions attendues.

3.2. DURÉE DE PROJET

La durée d'utilisation de projet doit normalement être spécifiée. Lorsqu'elle n'est pas précisée pour le projet individuel, c'est la valeur du tableau 1.23 qui est à prendre en compte.

Tableau 1.23 (EC 0, Tab. 2.1N/NA) – Durée indicative d'utilisation de projet.

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet (années)	Exemples
1	10	Structures provisoires ^{a)}
2	25	Éléments structuraux remplaçables, par ex. poutres de roulement, appareils d'appui
3	25	Structures agricoles et similaires
4	50	Structures de bâtiments et autres structures courantes
5	100	Structures monumentales de bâtiments, ponts, et autres ouvrages de génie civil

a) Les structures ou parties de structures qui peuvent être démontées dans un but de réutilisation ne doivent normalement pas être considérées comme provisoires.

¹⁷ NF EN 1990 (Eurocode 0) : *Eurocodes Structuraux – bases de calcul des structures (désignée par EC 0)*

3.3. CHARGES PERMANENTES (EC 1-1-1)

A titre de renseignements, nous rappelons ci-après, les valeurs nominales des poids volumiques des matériaux de construction et des valeurs nominales des poids volumiques γ (kN/m^3) et de l'angle ϕ ($^\circ$) de talus naturel des matériaux stockés, donnée dans la norme NF EN 1991-1-1, annexe A¹⁸.

Tableaux A.1 et A.2

Matériaux béton et mortier	γ	Matériaux pour maçonnerie	γ
		Éléments de maçonnerie	
Béton (voir EN 206)		éléments en terre crue	prEN 771-1
béton léger		éléments en silicate de calcium	prEN 771-2
classe de masse volumique LC 1,0	9,0 à 10,0 ^{1) 2)}	éléments en béton de granulats	prEN 771-3
classe de masse volumique LC 1,2	10,0 à 12,0 ^{1) 2)}	éléments en béton cellulaire autoclavé	prEN 771-4
classe de masse volumique LC 1,4	12,0 à 14,0 ^{1) 2)}	éléments en pierre reconstituée	prEN 771-5
classe de masse volumique LC 1,6	14,0 à 16,0 ^{1) 2)}	pavés de verre creux	prEN 1051
classe de masse volumique LC 1,8	16,0 à 18,0 ^{1) 2)}	éléments en terre cuite	21,0
classe de masse volumique LC 2,0	18,0 à 20,0 ^{1) 2)}		
béton de poids normal	24,0 ^{1) 2)}	Pierres naturelles,	prEN 771-6
béton lourd	> 1) 2)	granite, syénite, porphyre	27,0 à 30,0
		basalte, diorite, gabbro	27,0 à 31,0
		tachylite	26,0
Mortier		lave basaltique	24,0
mortier de ciment	19,0 à 23,0	grauwacke, grès	21,0 à 27,0
mortier de plâtre	12,0 à 18,0	calcaire dense	20,0 à 29,0
mortier de chaux et de ciment	18,0 à 20,0	autres calcaires	20,0
mortier de chaux	12,0 à 18,0	tuff volcanique	20,0
		gneiss	30,0
		ardoise	28,0

¹⁾ Augmenter de 1 kN/m^3 dans le cas d'un taux d'armatures de béton armé ou précontraint normal.

²⁾ Augmenter de 1 kN/m^3 dans le cas de béton non durci.

Tableau A.3

Matériaux bois	γ	Matériaux bois	γ
Bois (Cf. EN 338 pour les classes de résistance du bois)		Lamellé collé (suite)	
classe de résistance C14	3,5	lamellé homogène GL36h	4,4
classe de résistance C16	3,7	lamellé panaché GL24c	3,5
classe de résistance C18	3,8	lamellé panaché GL28c	3,7
classe de résistance C22	4,1	lamellé panaché GL32c	4,0
classe de résistance C24	4,2	lamellé panaché GL36c	4,2
classe de résistance C27	4,5		
classe de résistance C30	4,6	Contreplaqué	
classe de résistance C35	4,8	résineux	5,0
classe de résistance C40	5,0	bouleau	7,0
classe de résistance D30	6,4	panneaux lamellés et panneaux lattés	4,5
classe de résistance D35	6,7		
classe de résistance D40	7,0	Panneaux agglomérés	
classe de résistance D50	7,8	panneaux de particules	7,0 à 8,0
classe de résistance D60	8,4	panneaux de fibragglo	12,0
classe de résistance D70	10,8	Parallam, panneaux de lamelles minces orientées (OSB), wafer board	7,0
Lamellé collé (Cf. EN 1194 pour les classes de résistance du bois)		Panneaux de fibres	
lamellé homogène GL24h	3,7	panneaux durs et extra-durs	10,0
lamellé homogène GL28h	4,0	panneaux de fibres de moyenne densité (MDF)	8,0
lamellé homogène GL32h	4,2	panneaux tendres	4,0

¹⁸ NF EN 1991-1-1 (Eurocode 1) : Actions sur les structures. Partie 1-1 – Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (désignée par EC 1-1-1).

Tableaux A.4 et A.5

Matériaux Métaux	γ	Autres	γ
aluminium	27,0	Verres	
laiton	83,0 à 85,0	verre brisé	22,0
bronze	83,0 à 85,0	verre en feuilles	25,0
cuivre	87,0 à 89,0	Matières plastiques	
fonte	71,0 à 72,5	plaques acryliques	12,0
fer forgé	76,0	billes de polystyrène expansé	0,3
plomb	112,0 à 114,0	mousse de verre expansé	1,4
acier	77,0 à 78,5		
zinc	71,0 à 72,0		

Tableau A.7

Matériaux stockés utilisés dans l'industrie du bâtiment	γ	Angle de talus naturel ϕ (°)
Granulats (Cf. EN 206)		
légers	9,0 à 20,0 ¹⁾	30
normaux	20,0 à 30,0	30
lourds	> 30,0	30
Sable et gravier , en vrac	15,0 à 20,0	35
Sable	14,0 à 19,0	30
Laitier de haut fourneau		
blocs	17,0	40
granulé	12,0	30
expansé et broyé	9,0	35
Sable de brique , briques concassées, briques broyées	15,0	35
Vermiculite		
expansée, granulats pour béton	1,0	—
brute	6,0 à 9,0	—
Bentonite		
en vrac	8,0	40
tassée	11,0	—
Ciment		
en vrac	16,0	28
en sacs	15,0	—
Cendres volantes	10,0 à 14,0	25
Verre en feuilles	25,0	—
Plâtre , broyé	15,0	25
Cendres volantes de lignite	15,0	20
Chaux	13,0	25
Calcaire , poudre	13,0	25 à 27
Magnésite , broyée	12,0	—
Matières plastiques		
polyéthylène, polystyrène en granulés	6,4	30
polychlorure de vinyle en poudre	5,9	40
résine polyester	11,8	—
colles à base de résine	13,0	—
Eau douce	10,0	

¹⁾ Cf. Tableau A.1 pour les classes de masse volumique des bétons légers.

Tableau A.8

Produits stockés – Produits agricoles	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle de talus naturel \varnothing [°]
Cour de ferme		
Fumier (minimum 60% de matières solides)	7,8	-
Fumier (avec paille sèche)	9,3	45
Fientes sèches de poules	6,9	45
Lisier (maximum 20% de matières solides)	10,8	-
Engrais artificiels		
NPK, granulés	8,0 à 12,0	25
Scories de déphosphoration, broyées	13,7	35
Phosphates, granulés	10,0 à 16,0	30
Sulfate de potassium	12,0 à 16,0	28
Urée	7,0 à 8,0	24
Fourrage, vert, non tassé	3,5 à 4,5	-
Céréales		
Grains entiers (teneur en eau \leq 14% sauf indic. contraire)		
Cas général	7,8	30
Orge	7,0	30
Drêches (humides)	8,8	-
Graines de fourrage	3,4	30
Maïs, vrac	7,4	30
Maïs, sacs	5,0	-
Avoine	5,0	30
Colza	6,4	25
Seigle	7,0	30
Blé, vrac	7,8	30
Blé, sacs	7,5	-
Herbe en bottes	7,8	40
Foin		
Balles	1,0 à 3,0	-
Balles rondes	6,0 à 7,0	-
Peaux	8,0 à 9,0	-
Houblon	1,0 à 2,0	25
Malt	4,0 à 6,0	20
Farines		
Broyées	7,0	45
Paquets	7,0	40
Tourbe		
Sèche, en vrac, tassée	1,0	35
Sèche, comprimée en balles	5,0	-
Humide	9,5	-
Fourrage ensilé	5,0 à 10,0	-
Paille		
Vrac (sèche)	0,7	-
Balles	1,5	-
Tabac en balles	3,5 à 5,0	-
Laine		
Vrac	3,0	-
balles	7,0 à 13,0	-

Tableau A.9

Produits stockés – Produits alimentaires	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle de talus naturel ϕ [°]
Œufs , sur plateaux	4,0 à 5,0	-
Farine		
Vrac	6,0	25
Sacs	5,0	-
Fruits		
Pommes		
- Vrac	8,3	30
- Cageots	6,5	-
Cerises	7,8	-
Poires	5,9	-
Framboises, plateaux	2,0	-
Fraises, plateaux	1,2	-
Tomates	6,8	-
Sucre		
Tas peu compact	7,5 à 10,0	35
Dense et en sac	16,0	-
Légumes verts		
Choux	4,0	-
Laitues	5,0	-
Légumineuses		
Fèves		
- Cas général	8,1	35
- Soja	7,4	30
Pois	7,8	-
Légumes racines		
Cas général	8,8	-
Betteraves	7,4	40
Carottes	7,8	35
Oignons	7	35
Navets	7	35
Pommes de terre		
Vrac	7,6	35
Cageots	4,4	-
Betteraves à sucre		
Séchées et découpées en cossettes	2,9	35
Crués	7,6	-
râpées	10,0	-

Tableau A.10

Produits stockés — Liquides	Poids volumique γ [kN/m ³]
Boissons	
bière	10,0
lait	10,0
eau douce	10,0
vin	10,0
Huiles naturelles	
huile de ricin	9,3
glycérol (glycérine)	12,3
huile de lin	9,2
huile d'olive	8,8
Liquides et acides organiques	
alcool	7,8
éther	7,4
acide chlorhydrique (40 % en poids)	11,8
alcool dénaturé	7,8
acide nitrique (91 % en poids)	14,7
acide sulfurique (30 % en poids)	13,7
acide sulfurique (87 % en poids)	17,7
térébenthine, white spirit	8,3
Hydrocarbures	
aniline	9,8
benzène	8,8
goudron	10,8 à 12,8
créosote	10,8
naphta	7,8
paraffine (kérosène)	8,3
benzine (gazoline)	6,9
pétrole brut	9,8 à 12,8
gazole	8,3
fioul	7,8 à 9,8
fioul lourd	12,3
huile lubrifiante	8,8
essence	7,4
gaz liquéfié	
butane	5,7
propane	5,0
Autres liquides	
mercure	133
peinture au minium	59
blanc de plomb, dans huile	38
boues en suspension à plus de 50 % en volume	10,8

Tableau A.11

Produits stockés — Combustibles solides	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle de talus naturel ϕ [°]
Charbon de bois		
avec air inclus	4	—
sans air inclus	15	—
Charbon		
briquettes, vrac	8	35
briquettes, empilées	13	—
boulets	8,3	30
charbon, brut de mine	10	35
charbon en bacs de lavage	12	—
poussière de charbon	7	25
coke	4,0 à 6,5	35 à 45
mixtes de mine	12,3	35
déchets de lavage des houillères, en tas	13,7	35
tous autres types de charbons	8,3	30 à 35
Bois de chauffage		
	5,4	45
Lignite		
briquettes, vrac	7,8	30
briquettes, empilées	12,8	—
humide	9,8	30 à 40
sèche	7,8	35
poussière	4,9	25 à 40
coke basse température	9,8	40
Tourbe		
noire, sèche, mottes compactes	6 à 9	—
noire, sèche, tas non compacté	3 à 6	45

Tableau A.12

Produits stockés Produits industriels et divers	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle de talus naturel ϕ [°]
Livres et documents		
livres et documents	6,0	—
rangement compact	8,5	—
Étagères et classeurs	6,0	—
Vêtements et chiffons , en paquets	11,0	—
Glace, blocs	8,5	—
Cuir , en tas	10,0	—
Papier		
en rouleaux	15,0	—
en piles	11,0	—
Caoutchouc	10,0 à 17,0	—
Sel gemme	22,0	45
Sel	12,0	40
Sciure		
sèche, en sacs	3,0	—
sèche, en vrac	2,5	45
humide, en vrac	5,0	45
Goudron, bitume	14,0	—

3.4. CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS (EC 1-1-1)

3.4,1. actions

Les charges d'exploitation des bâtiments sont celles provoquées par l'occupation des locaux.

Les valeurs indiquées dans la présente section tiennent compte de l'usage normal que les personnes font des locaux; des meubles et objets mobiles (cloisons mobiles, rangements, marchandises des conteneurs, par exemple); des véhicules ; des événements rares prévus tels que concentrations de personnes ou de mobilier, ou déplacement ou empilage d'objets susceptibles de se produire à l'occasion d'une réorganisation ou d'un changement de décoration.

Les charges d'exploitation spécifiées dans la présente partie sont modélisées, par des charges uniformément réparties, par des charges linéiques ou des charges concentrées ou encore par des combinaisons de ces charges.

Pour déterminer les charges d'exploitation, classer les planchers et les toitures en catégories classés en fonction de leur utilisation.

Les équipements lourds spéciaux ne sont pas pris en compte dans les charges indiquées ici, il convient de se mettre d'accord avec le client et/ou l'administration concernée pour ce qui est de la valeur des charges.

Tableau 1.24 (EC 1-1-1, Tab. 6.1) : Catégories d'usages des bâtiments

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation, chambres et salles des hôpitaux, chambres d'hôtels et de foyers, cuisines et sanitaires.
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception Des surfaces des catégories A, B et D) ^{a)}	<p>C1 : Espaces équipés de tables etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception.</p> <p>C2 : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente.</p> <p>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 administratif, hôtels, hôpitaux, gares.</p> <p>C4 : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastiques, scènes.</p> <p>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.</p>
D	Commerces	<p>D1 : Commerces de détail courants</p> <p>D2 : Grands magasins.</p>

^{a)} L'attention est attirée sur les effets dynamiques pour C4 et C5.

3.4.2. Valeurs caractéristiques des charges d'exploitation

3.4.2.1. Bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs

1) Catégories

Les surfaces des bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs doivent être classées selon leur usage spécifique, comme indiqué dans le tableau 1.24.

Indépendamment de cette classification, les effets dynamiques doivent être pris en compte dès lors qu'on s'attend à ce que l'occupation des locaux produise des effets dynamiques significatifs.

2) Valeurs caractéristiques des actions d'exploitation

Les surfaces chargées relevant des catégories indiquées dans le tableau 1.24 doivent être calculées en utilisant les valeurs caractéristiques q_k (charge uniformément répartie) et Q_k (charge concentrée appliquée sur une surface carrée de 50 mm de côté).

Tableau 1.25 (EC 1-1-1, Tab. 6.2N/NA) : Charges d'exploitation sur les planchers, Balcons et escaliers dans les bâtiments

Catégorie de la surface chargée	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Catégorie A		
- Planchers	1,5	2,0
- Escaliers	2,5	2,0
- Balcons	3,5	2,0
Catégorie B	2,5	4,0
Catégorie C		
- C1	2,5	3,0
- C2	4,0	4,0
- C3	4,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,5
Catégorie D		
- D1	5,0	5,0
- D2	5,0	7,0

EC 1-1-1, Annexe Nationale : En l'absence de spécification sur la catégorie, les valeurs de la catégorie D1 s'appliquent.

Lorsque cela s'avère nécessaire, il convient d'augmenter q_k et Q_k pour le calcul (pour les escaliers et les balcons, par exemple selon l'occupation et les dimensions).

Pour les vérifications locales, seule une charge concentrée Q_k agissant est prise en considération.

Si un plancher permet une distribution latérale des charges, le poids des cloisons mobiles peut être pris en compte par une charge uniformément répartie q_k à ajouter aux charges d'exploitation supportées par les planchers du **Tableau 1.25**.

Cloisons mobiles de poids propre (kN/m)	≤ 1,0	≤ 2,0	≤ 3,0
q_k [kN/m ²]	0,5	0,8	1,2

3) Dégressions

Un coefficient de réduction α_A peut être appliqué aux valeurs q_k pour les planchers de catégorie unique (Tableau 1.25) et les toitures accessibles (catégorie I du tableau 1.29).

EC 1-1-1, Annexe Nationale : α_A n'est utilisé que pour les catégories A, B, C3, D1 et F.

$$\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (6.1/NA)$$

$A_0 = 3,5 \text{ m}^2$ et A : aire chargée.

Lorsque les charges d'exploitation de plusieurs étages agissent sur les poteaux et les murs, les charges totales peuvent être réduites par l'application d'un coefficient α_n . Lorsque la charge d'exploitation est considérée comme une action d'accompagnement, conformément à la norme EC 0, un seul des deux facteurs ψ (EC 0, Tab. A.1.1) et α_n doit être appliqué.

EC 1-1-1, Annexe Nationale : α_n n'est utilisé que pour les surfaces de catégories d'usage A, B et F.

catégorie	A	B et F
α_n	$\alpha_n = 0,5 + \frac{1,36}{A}$	$\alpha_n = 0,7 + \frac{0,8}{A}$

EC 1-1-1, Annexe Nationale : Les coefficients α_A et α_n ne sont pas considérés en même temps.

3.4.2.2. Aires de stockage et locaux industriels

Tableau 1.26 (EC 1-1-1, Tab. 6.3) : Catégories d'usages des aires de stockages et des locaux industriels

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
E1	Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aires d'accès. $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$ et $Q_k = 7,0 \text{ kN}$	Aires de stockage, y compris de livres et autres documents.
E2	Usage industriel	

La valeur caractéristique de la charge d'exploitation doit être égale à la valeur maximale compte tenu des effets dynamiques le cas échéant. La disposition des charges doit être définie de manière à produire les conditions les plus défavorables admises en service.

Les actions dues aux chariots élévateurs et aux véhicules de transport, sont considérées comme des charges concentrées agissant conjointement avec les charges d'exploitation réparties à prendre en compte, données dans les tableaux 1.25 et 1.26.

3.4.2.3. Actions des chariots élévateurs

Tableau 1.27 (EC 1-1-1, Tab. 6.5 & 6.6) : Dimensions des chariots élévateurs et charges à l'essieu en fonction des classes FL.

classe	Poids à vide [kN]	Charge Levée [kN]	Largeur de l'essieu a[m]	Largeur hors tout b[m]	Longueur hors tout l[m]	Charge à l'essieu Q_k [kN]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60	26
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00	40
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30	63
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00	90
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60	140
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10	170

La charge verticale statique Q_k à l'essieu est majorée par le coefficient dynamique φ selon l'expression (6.3) : $Q_{k,dyn} = \varphi Q_k$ (6.3)

bandages	pneumatiques	$\varphi = 1,40$
	pleins	$\varphi = 2,00$

Les charges horizontales dues à l'accélération ou à la décélération des chariots peuvent être prises égales à 30 % de la charge verticale Q_k à l'essieu. Il n'est pas nécessaire d'appliquer un coefficient dynamique.

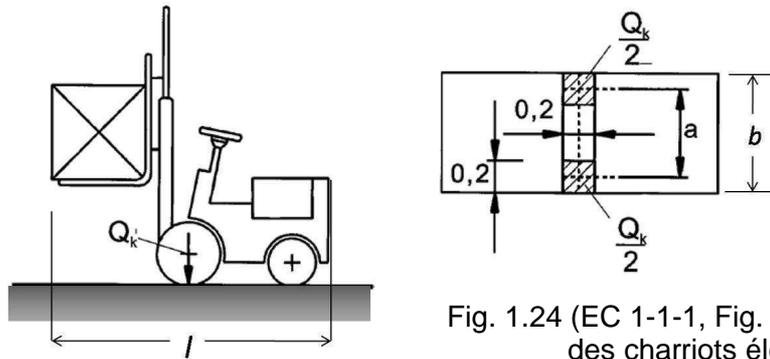


Fig. 1.24 (EC 1-1-1, Fig. 6.1) : Dimensions des charriots élévateurs

3.4.2.4. Garages et aires de circulation accessibles aux véhicules (hors ponts)

Tableau 1.28 (EC 1-1-1, Tab. 6.7 & 6.8/NA) : Aires de circulation et de stationnement dans les bâtiments

Catégorie	Usage spécifique	q_k	Q_k	Exemples
F	Aires de circulation et de stationnement pour VL ¹	2,3 kN/m ²	15 kN	Garages Parcs de stationnement Parkings à plusieurs étages
G	Véhicules de poids moyen ²	5,0 kN/m ²	90 kN	Voies d'accès, Zones de livraison Zones accessibles aux véhicules de lutte incendie (PTAC ≤ 160 kN)

1) PTAC ≤ 30 kN et nombre de places assises ≤ 8, non compris le conducteur.

2) 30 kN < PTAC ≤ 160 kN, à deux essieux.

NOTE 1 - Les accès aux aires de la catégorie F sont délimités par des moyens physiques solidaires de la structure.

NOTE 2 - Les aires des catégories F et G sont signalés au moyen de panneaux appropriés

La charge à l'essieu est appliquée sur deux aires carrées de 100 mm de côté pour la catégorie F, et de 200 mm de côté pour la catégorie G, placées de telle manière qu'elles produiront les effets les plus défavorables.

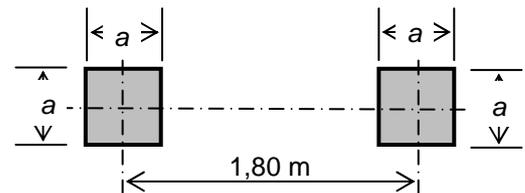


Fig. 1.25 (EC 1-1-1, Fig.6.2) - Caractéristiques de la charge d'essieu

3.4.2.5. Toitures

Tableau 1.29 (EC 1-1-1, Tab. 6.9 & 6.10/NA) : Classification des toitures et charges des toitures de catégorie H

Catégorie		Usage spécifique
H*	Toiture de pente ≤ 15 % + étanchéité	Toitures inaccessibles sauf pour entretien et réparations courants.
	Autres toitures :	
I		Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D.
K (Tab. 1.30)		K Toitures accessibles pour des usages particuliers, hélistations par exemple.

*) La charge répartie q_k couvre une aire rectangulaire de 10 m², dont la forme (de rapport entre longueur et largeur ne dépasse pas 2) et la localisation sont à choisir de la façon la plus défavorable pour la vérification à effectuer.

- Ces charges d'exploitation servent à la justification des éléments structuraux de la toiture.
- Ces charges d'exploitation tiennent compte du matériel spécifique d'exploitation, ainsi que des effets dynamiques.
- Les charges q_k et Q_k (sur carré de 50 mm de côté) ne sont pas appliquées simultanément.
- Ces charges d'exploitation ne sont pas considérées simultanément avec celles de neige ou du vent.

Pour les toitures de la catégorie K servant d'hélistation, il convient de retenir les charges correspondant aux classes d'hélicoptères HC.

Tableau 1.30 (EC 1-1-1, Tab. 6.11) : Toitures de catégorie K pour hélistations, charges d'exploitation

Classe de l'hélicoptère	Poids Q de l'hélicoptère au décollage	Valeur caractéristique de la charge au décollage Q_k	Dimensions de la surface chargée (m x m)
HC1	$Q \leq 20$ kN	$Q_k = 20$ kN	0,2 x 0,2
HC2	20 kN < $Q \leq 60$ kN	$Q_k = 60$ kN	0,3 x 0,3

Le coefficient dynamique φ à appliquer à la charge au décollage Q_k pour tenir compte des effets d'impact peut être pris égal à $\varphi = 1,40$.

EC 1-1-1, Annexe Nationale : $\varphi = 1,50$.

Pour les échelles d'accès et passerelles, lorsque la pente du toit est $< 20^\circ$, il convient de retenir les valeurs des charges d'exploitation de la toiture de catégorie H (Tab. 1.29).

Pour les passerelles intégrées dans un circuit d'évacuation, il convient de prendre les valeurs de q_k , les valeurs d'exploitation des planchers (Tab. 1.25).

Pour les passerelles utilisées pour l'entretien, il convient de retenir une valeur caractéristique minimale Q_k de 1,5 kN.

Les charges suivantes sont à utiliser pour le calcul des cadres, des fermetures des trappes d'accès (autres que vitrées), des plafonds suspendus circulables et des éléments analogues :

- i) aucun accès : pas de charge d'exploitation ;
- ii) accès possible : 0,25 kN/m², à répartir sur toute la surface ou sur la surface supportée et une charge concentrée de 0,9 kN disposée de manière à produire les contraintes maximales dans l'élément considéré.

3.5. ANALYSE STRUCTURALE (EC 2-1-1, section 5)

3.5,1. Exigences générales

L'analyse structurale a pour objet de déterminer la distribution soit des sollicitations, soit des contraintes, déformations et déplacements de l'ensemble ou d'une partie de la structure. Si nécessaire, une analyse locale complémentaire doit être effectuée.

Des analyses locales sont nécessaires lorsque l'hypothèse d'une distribution linéaire des déformations relatives ne s'applique plus, par exemple à proximité des appuis, localement au droit de charges concentrées, aux nœuds poutres-poteaux, dans les zones d'ancrage, aux changements de section transversale, ...

Les modèles de comportements couramment utilisés pour l'analyse sont :

- comportement élastique-linéaire,
- comportement élastique-linéaire avec redistribution limitée,
- comportement plastique (incluant notamment la modélisation par bielles et tirants),
- comportement non-linéaire.

Dans les bâtiments, les déformations des éléments linéaires et des dalles dues à l'effort tranchant et à l'effort normal, peuvent être négligées lorsqu'on prévoit qu'elles seront inférieures à 10 % des déformations de flexion.

Les effets du second ordre doivent être pris en compte lorsqu'on prévoit qu'ils affecteront de manière significative la stabilité d'ensemble de la structure ainsi que l'atteinte de l'état-limite ultime (E.L.U) dans des sections critiques.

L'analyse des éléments et des structures, doit tenir compte des effets défavorables des imperfections géométriques éventuelles de la structure ainsi que des écarts dans la position des charges. Elles doivent être prises seulement en compte aux E.L.U, à la fois dans les situations de projet durables et de projet accidentelles.

3.5,2. Cas de charge et combinaisons de charges

3.5,2.1. Cas de charge simplifié

Les combinaisons d'actions considérées (NF EN 1990, Section 6) doivent tenir compte des cas de charge pertinents, permettant l'établissement des conditions de dimensionnement déterminantes dans toutes les sections de la structure ou une partie de celle-ci.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Les simplifications dans les dispositions de charges à utiliser sont fondées sur le principe que les cas de charge à utiliser sont ceux que l'on utiliserait si les éléments portés reposaient isostatiquement sur les éléments porteurs. Les efforts internes ainsi obtenus sur les éléments porteurs sont forfaitairement majorés ou minorés en fonction de l'hyperstaticité ainsi négligée. Une façon d'estimer ces majorations et minorations est fournie par l'étude des cas (a et b). Par exemple pour les poutres continues des bâtiments, les dispositions de charges simplifiées sont décrites ci-après :

a) une travée sur deux supports les charges variables et les charges permanentes de calcul ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$), les autres travées supportant seulement la charge permanente de calcul.

b) deux travées adjacentes quelconques supportent les charges variables et les charges permanentes de calcul ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$), toutes les autres travées supportant seulement la charge permanente de calcul ($\gamma_G G_k$).

3.5.2.2. Combinaisons d'actions

Pour chaque cas de charge critique, les valeurs de calcul des effets des actions (E_d) doivent être déterminées en combinant les valeurs des actions considérées comme se produisant simultanément. Chaque combinaison d'actions inclut une action variable dominante ou une action accidentelle.

Lorsqu'il y a lieu, il convient de prendre en compte les déformations imposées.

1) E. L. U - Combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires (**combinaisons fondamentales**)

Le format général des effets des actions à considérer, en l'absence d'une action de précontrainte, prend en compte la valeur de calcul de l'action variable dominante et les valeurs de combinaison de calcul des actions variables d'accompagnement comme suit :

$$(E_d) = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

La notation « + » signifie « doit être combiné à »

Appliqué aux ouvrages de bâtiments :

Tableau 1.31 (EC 0, Tab. A1.2(B)) : Valeurs de calcul d'actions (STR/GEO)

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale le cas échéant	Autres
Eq. 6.10	$1,35 G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	/	$1,5 \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

$\gamma_{Q,1}$ et $\gamma_{Q,i} = 1,5$ si défavorable et 0 si favorable.

Dans ce qui suit, les actions variables sont celles considérées au tableau 1.34.

2) Combinaisons d'actions pour les situations particulières de projet, sans la précontrainte

Pour les **situations de projet accidentelles**, le format général des effets des actions est :

$$(E_d) = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } A_d \text{ "+" } (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.11b)$$

et pour les situations de projet sismiques :

$$(E_d) = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.12b)$$

Appliquées aux ouvrages de bâtiments :

Tableau 1.32 (EC 0, Tab. A1.3) : Valeurs de calcul d'actions à utiliser dans les combinaisons d'actions accidentelles et sismiques

Situation de projet	Actions permanentes		Action sismique ou accidentelle dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale le cas échéant	Autres
Accidentelle*	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	A_d	$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Sismique	$G_{k,j,\text{sup}}$	$G_{k,j,\text{inf}}$	γA_{Ek} ou A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

*) Dans le cas de situations de projet accidentelles, l'action variable principale peut être prise avec sa valeur fréquente ou, comme dans des combinaisons d'actions sismiques, avec sa valeur quasi-permanente. Le choix sera dans l'Annexe Nationale, en fonction de l'action accidentelle considérée.

EC 0, Annexe Nationale : Lorsque l'action accidentelle est l'incendie, la valeur de calcul de l'action variable d'accompagnement principale est définie par l'annexe nationale de la norme NF EN 1991-1-2.

Pour les autres actions accidentelles, la valeur de calcul de l'action variable d'accompagnement principale est, sauf indication contraire donnée dans l'annexe nationale d'application de la norme européenne correspondante, la valeur quasi-permanente.

3) E. L. S - Combinaisons d'actions, en l'absence de la précontrainte

- La combinaison **caractéristique**, normalement utilisée pour des états-limites irréversibles a pour format général :

$$(E_d) = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

- La combinaison **fréquente** est normalement utilisée pour des états-limites réversibles :

$$(E_d) = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

- La combinaison **quasi-permanente** est normalement utilisée pour des effets à long terme et pour l'aspect de la construction :

$$(E_d) = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Tableau 1.33 (EC 0, Tab. A1.4) : Valeurs de calcul d'actions à utiliser dans la combinaison d'actions pour des ouvrages de bâtiments.

Combinaison	Actions permanentes G_d		Actions variables Q_d	
	Défavorables	Favorables	Dominante	Autres
Caractéristique	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Fréquente			$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi-permanente			$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

3.5.2.3. Valeurs des coefficients ψ pour des actions courantes dans les bâtiments

Tableau 1.34 (EC 0, Tab. A1.1) : valeurs de coefficients ψ pour les bâtiments

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments (NF 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 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (NF EN 1991-1-3) *			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\ 000$ m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\ 000$ m a.n.m	0,50	0,20	0
NA : Charges de neige sur les bâtiments à Saint-Pierre-et-Miquelon	0,70	0,5	0,2
Charges dues au vent sur les bâtiments (NF EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (NF EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

* Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.

3.5.3. Modélisation structurale

Les éléments d'une structure sont classés, selon leur nature et leur fonction, en poutres, poteaux, dalles, voiles, plaques, arcs, coques, ...

Pour les bâtiments, par exemple une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à 3 fois la hauteur totale de la section, sinon c'est une poutre-cloison. Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale.

La portée utile l_{eff} des poutres et dalles dans les bâtiments est définie sur la figure 1.26 (EC 2-1-1, Fig. 5.4). l_{eff} d'un élément suivant l'expression est calculée :

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

l_n est la distance libre entre nus des appuis ;

a_1 et a_2 , à chaque extrémité de la travée, sont déterminées à partir des valeurs appropriées a_i de la figure 5.4,

t : profondeur d'appui (Fig. 5.4 d).

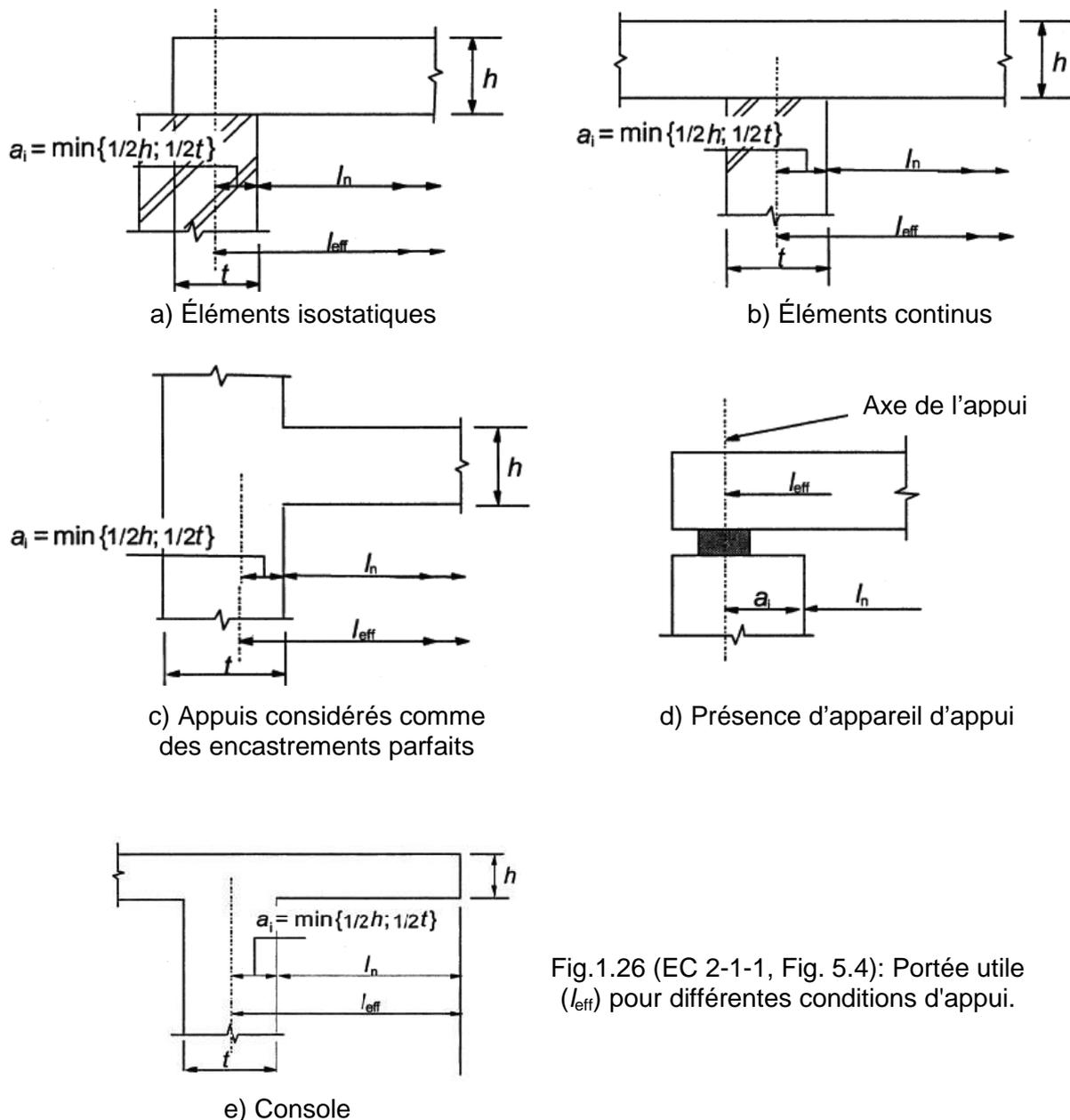


Fig.1.26 (EC 2-1-1, Fig. 5.4): Portée utile (l_{eff}) pour différentes conditions d'appui.

3.5,4. Analyse élastique-linéaire

Le calcul des éléments aux E.L.S comme aux E.L.U peut être effectué selon une analyse linéaire basée sur la théorie de l'élasticité. La méthode peut être utilisée pour la détermination des efforts internes moyennant les hypothèses suivantes :

- i) sections non fissurées,
- ii) relations contrainte-déformation linéaires, et
- iii) valeurs moyennes du module d'élasticité des éléments.

Pour les effets des déformations d'origine thermique, des tassements et du retrait aux E.L.U, une rigidité réduite peut être admise, correspondant aux sections fissurées, en négligeant la participation du béton tendu mais en incluant les effets du fluage. Aux E.L.S, il convient de considérer une évolution graduelle de la fissuration.

3.5,5. Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments

Cette analyse permet de prendre en compte de l'incidence de toute redistribution des moments sur l'ensemble des aspects du dimensionnement. Elle peut être utilisée pour la vérification des éléments structuraux aux E.L.U.

Les moments aux E.L.U, déterminés par l'analyse élastique-linéaire, peuvent être redistribués, sous réserve que la nouvelle distribution des moments continue à équilibrer les charges appliquées.

Dans les poutres ou les dalles continues sollicitées principalement en flexion et dont le rapport entre les portées adjacentes est compris entre 0,5 et 2, une redistribution des moments fléchissants peut être effectuée sans vérification explicite de la capacité de rotation, sous réserve que :

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \text{ pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \text{ pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.10b)$$

$\delta \geq k_5$, lorsque les armatures utilisées appartiennent à des classes B ou C

$\delta \geq k_6$, lorsque les armatures utilisées appartiennent à la classe A (Tableau 1.13)

δ : rapport du moment après redistribution au moment élastique de flexion

x_u : profondeur de l'axe neutre à l'état-limite ultime après redistribution

d : hauteur utile de la section

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Les valeurs des coefficients sont $k_1 = 0,44$, $k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$, $k_3 = 0,54$, $k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$, $k_5 = 0,7$, $k_6 = 0,8$ et ε_{cu2} : déformation ultime de la section, telle qu'indiquée dans le Tableau 1.7.

En principe, la redistribution n'est pas à faire dans les cas où la capacité de rotation ne peut être établie de manière fiable (dans les angles des portiques précontraints, par exemple).

3.5,6. Autres méthodes d'analyse

- L'**analyse plastique**, utilisée pour les vérifications aux E.L.U. Pour que le mécanisme envisagé se produise, il convient de vérifier que la ductilité des sections critiques est suffisante.
- La **modélisation par bielles et tirants**, utilisée en général pour le dimensionnement des régions sans discontinuité (état fissuré des poutres et des dalles) ainsi que pour le dimensionnement aux E.L.U et la définition des dispositions constructives des régions de discontinuité. En général, les régions de discontinuité s'étendent jusqu'à une distance h de la discontinuité (h : hauteur de la section de l'élément).
- L'**analyse des effets du second ordre** en présence d'une charge axiale.

3.6. ÉTATS LIMITES ULTIMES ELU (EC 2-1-1, section 6)

3.6,1. Flexion simple et flexion composée en béton armé

3.6,1.1. Ruine des matériaux de sections fléchies en béton armé

Les méthodes de calcul présentées s'appliquent aux régions sans discontinuité des poutres, dalles et autres éléments analogues dont les sections demeurent approximativement planes avant et après le chargement.

La détermination du moment résistant ultime de sections droites de béton armé ou de béton précontraint s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les sections planes restant planes ;
- les armatures adhérentes au béton (armatures de béton armé ou armatures de précontrainte), qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent ;
- la résistance en traction du béton est négligée ;
- les contraintes dans le béton comprimé se déduisent du diagramme contrainte-déformation de calcul donné en § 2.1,2.2. (Fig.1.7) ;
- les contraintes dans les armatures de béton armé se déduisent des diagrammes de calcul donnés en § 2.2,5. (Fig. 1.10).

Les calculs de vérification de la résistance admettent de façon conventionnelle qu'un E.L.U est atteint lorsque le diagramme des déformations relatives passe par une limite signifiant l'atteinte de la déformation ultime pour un matériau constitutif, c'est aussi fonction du type de flexion. Ces points représentatifs sont désignés pivots, A, B ou C.

Pivot A : Atteinte de la déformation relative limite en traction des armatures de béton armé.

Pivot B : Atteinte de la déformation relative limite du béton en compression.

Pivot C : Atteinte du raccourcissement relatif limite du béton sous l'action d'une compression associée à une faible flexion.

La déformation en compression du béton doit être limitée à ϵ_{cu2} , ou ϵ_{cu3} , selon le diagramme contrainte-déformation utilisé (Fig. 1.7 et Tab. 1.7). Celles des armatures de béton armé doivent être limitées à ϵ_{ud} dans le cas du diagramme 2 (Fig. 1.10).

La figure 1.27 montre les déformations relatives limites dans le cas d'une section en béton armé. Les valeurs numériques pour le béton sont portées au tableau 1.7, et celles relatives à l'acier d'armature au tableau 1.13.

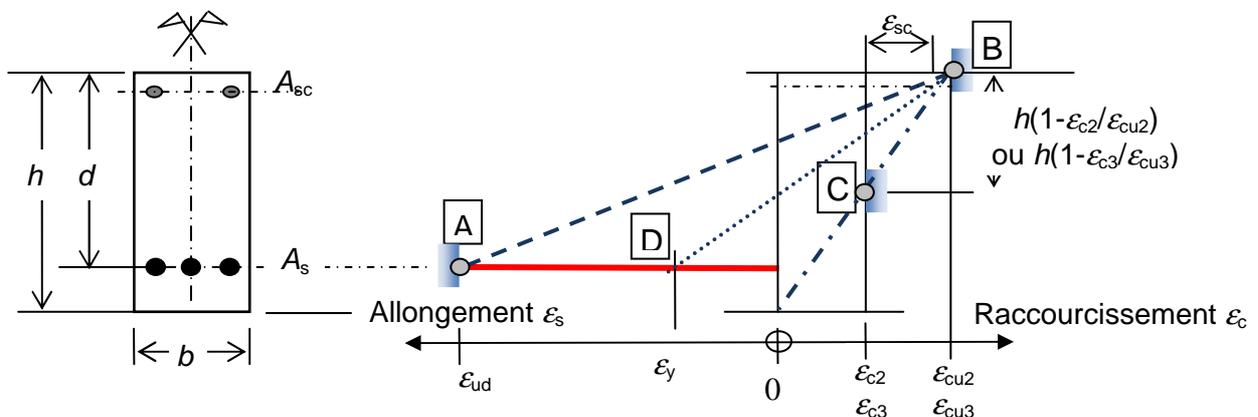


Fig. 1.27 (EC 2-1-1, Fig. 6.1) : E.L.U - Diagrammes des déformations relatives admissibles

3.6,1.2. E.L.U d'une section rectangulaire simplement fléchie

Dans les conditions des hypothèses précédentes, les diagrammes de déformations et de contraintes normales sont schématisés sur la Fig. 1.28.

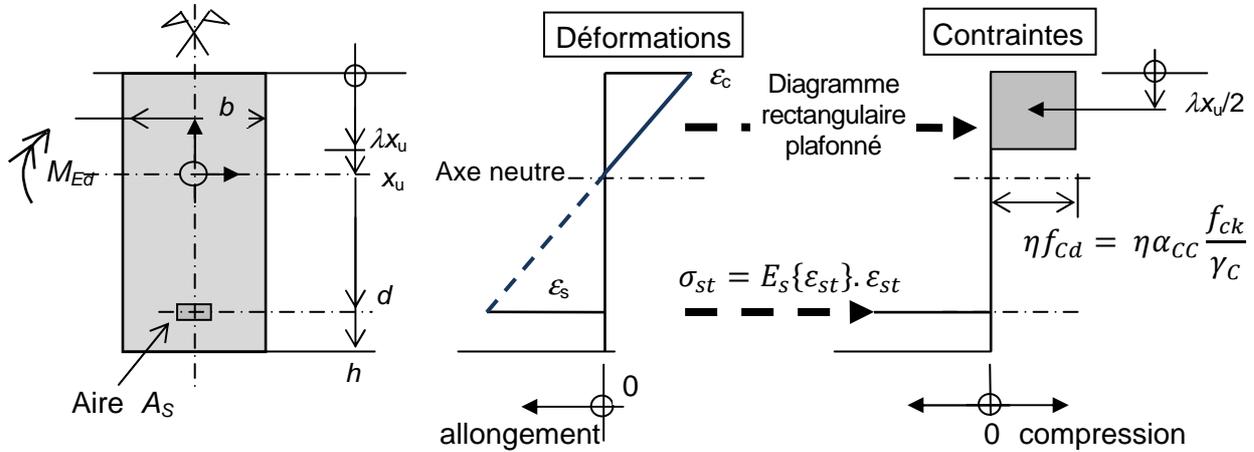


Fig. 1.28 : Diagrammes de déformations et de contraintes normales d'une section fléchie en béton armé.

Les déformations relatives du béton et de l'armature à un même niveau étant égales :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_c = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c$$

$n = E_s/E_c$ est appelé coefficient d'équivalence, bien que variable en fonction du niveau de contrainte et du temps, par simplification sa valeur est généralement prise égale à 15.

Du fait du comportement plastique d'un et/ou deux matériaux, l'écriture des conditions d'équilibre de la section droite nécessite la connaissance des lois de comportement non-linéaire, c'est-à-dire en deçà de leur limite d'élasticité :

- béton en compression : $\sigma_c = E_c \{ \varepsilon_c \} \cdot \varepsilon_c$

- acier en traction : $\sigma_{st} = E_s \{ \varepsilon_{st} \} \cdot \varepsilon_{st}$

La condition d'équilibre de la section droite.

- Effort normal : 0 (effet des actions extérieures) = $\int_0^{x_u} \sigma_c \{ u \} b \{ u \} du - A_s \sigma_{st}$ (forces intérieures)

- Moment fléchissant par rapport à l'axe neutre : $M_{Ed} = \int_0^{x_u} \sigma_c \{ u \} b \{ u \} u du - A_s \sigma_{st} (d - x_u)$

Généralement afin de simplifier les calculs, il est retenu :

- pour le béton, une loi distribution de contraintes du type diagramme rectangulaire plafonné (Fig. 1.8) ;

- et, pour l'acier, les modèles bi-linéaires de la figure 1.10.

Ainsi ces équations d'équilibre s'écrivent : $0 = b \lambda x_u (\eta f_{cd}) - A_s \sigma_{st}$

En général, l'emploi au mieux des performances disponibles des armatures est recherché :

$$\sigma_{st} = f_{yd} = (f_{yd1} \text{ ou } f_{yd2})$$

alors la position de l'axe est donnée par l'expression :

$$x_u = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda (\eta \cdot f_{cd})}$$

L'équilibre du moment peut être considéré par rapport :

- soit au point de passage de la résultante de compression dans le béton :

$$M_{Ed} = A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda x_u}{2} \right)$$

- soit par rapport au centre de gravité de l'armature :

$$M_{Ed} = b(\lambda x_u)(\eta f_{cd}) \left(d - \frac{\lambda x_u}{2} \right)$$

L'équation est généralement écrite sous la forme adimensionnelle (moment réduit) :

$$\frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \eta \left(1 - \frac{\lambda x_u}{2d} \right)$$

Dans les cas courants de résistance : $f_{ck} \leq 50$ MPa : $\eta = 1$ et $\lambda = 0,8$, en posant $\mu_u = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$ et $\alpha = \frac{x_u}{d}$, cela conduit à une équation du 2^e degré en α :

$$\mu_u = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)$$

La solution est :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

Lorsqu'il est possible d'atteindre simultanément les deux déformations limites, du béton et de l'armature, la section de béton armé est utilisée de façon la plus économique. Cette situation est représenté par le diagramme doublement limite AB, de la figure 1,27.

Un diagramme situé au-dessus du tracé AB passe par le pivot A. Il correspond à un épuisement de la capacité portante de l'armature. Un diagramme en-dessous de celui AB, correspondant à un épuisement de la portance de la membrure comprimée de la section, passe par le pivot B. Néanmoins pour être économique, il convient de ne pas descendre en dessous du diagramme BD, sinon l'armature travaillera de façon peu économique c'est-à-dire en dessous de sa limite d'élasticité.

Par ailleurs si le moment correspondant au diagramme AB est inférieur au moment sollicitant M_{Ed} , la membrure comprimée devient insuffisante et doit être renforcée, soit par une armature en compression A_{sc} (Fig. 1.27), soit choisir un béton de meilleure résistance f_{ck} .

La hauteur relative du béton comprimé - ou la valeur du paramètre $\alpha = x_u/d$ - permet d'indiquer le type de comportement aux E.L.U de la section considérée. Le tableau 1.35 fournit les valeurs de α - et celle correspondante du moment réduit μ_u - dans le cas de $f_{ck} \leq 50$ MPa et du diagramme de calcul 1 pour l'acier d'armature (Fig. 1.10).

Tableau 1.35 : Domaine des différents pivots d'une section rectangulaire fléchie

Pivot	A	B	C
Diagramme frontière	AB	BD	
$\mu_u = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$	0,056	0,372	
$\alpha = \frac{x_u}{d}$	0,072	0,617	1,0
$A_s = \frac{M_{Ed}}{d(1 - 0,4\alpha)\sigma_s}$	$\sigma_s = f_{yd1}$ ou $1,07f_{yd1}$	$\sigma_s = E_s\{\varepsilon_s\}\varepsilon_s$ $\varepsilon_s = \varepsilon_{su2}(1 - \alpha)/\alpha$	/

3.6,1.3. E.L.U d'une section rectangulaire en flexion composée

Considérons une section droite d'une poutre soumise à la fois à un effort normal N_{Ed} suivant l'axe longitudinal Gx et un moment fléchissant M_{Ed} d'axe Gz. Généralement ce

torseur des efforts internes, issu d'une analyse structurale, est pris au centre de gravité G de la section de béton armé non fissuré, voire de la section brute de béton. En fonction de la nature de l'effort N_{Ed} , traction (comptée < 0) ou compression, et de l'intensité du moment M_{Ed} , la section droite peut se trouver dans un des trois états suivants.

- Toute la section est entièrement tendue, et donc entièrement fissurée si la résistance en traction est négligée.
- La section est partiellement fissurée.
- Et la section est totalement comprimée.

Pour déterminer la situation concernée, les notions du noyau central et du centre de pression sont introduites. Le centre de pression C est le point où la composante du moment du torseur des efforts internes s'annule.

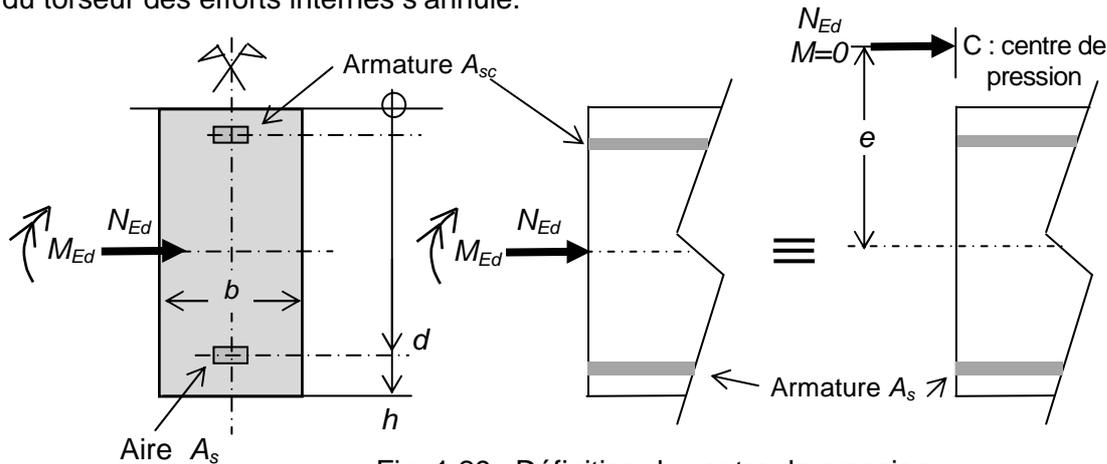


Fig. 1.29 : Définition du centre de pression

1) Cas de la section complètement tendue.

Cela se produit lorsque l'effort normal N_{Ed} est une traction et le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central de la section droite. Le béton est fissuré si sa contrainte de traction dépasse sa résistance en traction f_{ctm} . Afin d'assurer encore l'équilibre des actions extérieures, deux lits d'armatures sont disposés chacun près d'un parement extrême, supérieur et inférieur sur la figure 1.29. La part de l'effort de traction N_{Ed} reprise par chacun d'eux, est déterminée par la condition d'équilibre (équation du barycentre).

2) Cas de la section partiellement tendue.

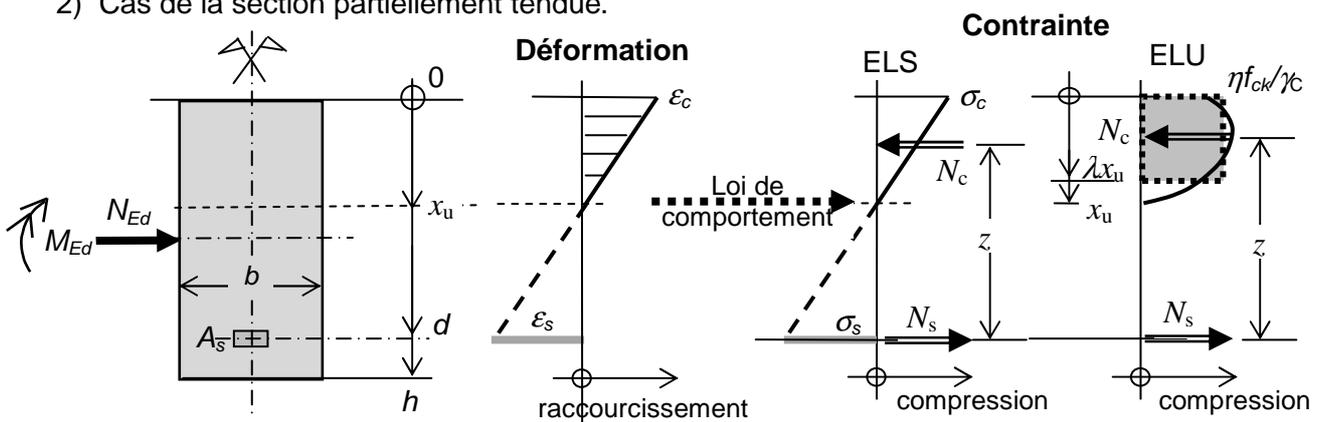


Fig. 1.30 – Diagrammes de déformations relatives et de contraintes normales dans le cas de la section partiellement tendue.

Calcul de dimensionnement – Analogie à la flexion simple

Condition d'équilibre : + Efforts normaux : $N_{Ed} = N_c - N_s$, soit encore :

$$N_c = N_{Ed} + A_s \sigma_s = \sigma_s \left(\frac{N_{Ed}}{\sigma_s} + A_s \right)$$

+ Moment fléchissant. Celui extérieur est défini au centre de gravité de l'armature tendue A_s . Son équilibre avec le couple des efforts internes, de compression de la membrure comprimée (béton et le cas échéant armature comprimée) et de traction de la membrure tendue (armature principale), s'écrit.

$$\text{Moment externe : } M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_s = N_c z : \text{moment du couple interne}$$

D'où les deux équations :

$$N_c = N_{Ed} + A_s \sigma_s = \sigma_s \left(\frac{N_{Ed}}{\sigma_s} + A_s \right) = A_f \sigma_s$$

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_s = A_f \cdot \sigma_s z$$

Ecrites sous ces formes, on reconnaît les équations d'équilibre d'une section (fictive) en béton armé soumise à une flexion simple. La section fictive est composée du même coffrage du béton que celui réel, mais comportant une armature fictive de valeur :

$$A_f = \left(\frac{N_{Ed}}{\sigma_s} + A_s \right)$$

La détermination de cette section fictive est alors effectuée selon une démarche semblable à celle de la flexion simple. La section réelle d'armature A_s en découle par soustraction de la contribution due à l'effort normal extérieur :

$$A_s = A_f - \frac{N_{Ed}}{\sigma_s}$$

3) Cas de la section totalement comprimée.

Le calcul s'effectue avec les équations de la flexion composée de la théorie de l'Elasticité avec les caractéristiques de la section rendue homogénéisée, en considérant les imperfections géométriques et le cas échéant les effets du 2^e ordre, requis par l'EC 2-1-1 pour les éléments comprimés.

3.6.2. Effort tranchant

3.6.2.1. Procédure générale de vérification

Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, l'Eurocode 2 définit les grandeurs suivantes.

- V_{Ed} : est l'effort tranchant agissant dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées et de la précontrainte (armatures adhérentes ou non).
- $V_{Rd,c}$: effort tranchant résistant de calcul de l'élément sans armatures d'effort tranchant.
- $V_{Rd,s}$: effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant tendues au maximum admissible de calcul.
- $V_{Rd,max}$: valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément avant écrasement des bielles de compression.

Pour des éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, la vérification à l'effort tranchant est effectuée à une distance inférieure à d du nu de l'appui, sous réserve que l'effort tranchant sur appui n'excède pas $V_{Rd,max}$. L'armature d'effort tranchant requise est conservée jusqu'à l'axe de l'appui.

Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui :

i) $0,5d \leq a_v < 2d$ (ou au centre de l'appareil d'appui s'il est souple), leur contribution à V_{Ed} est réduite par un coefficient $\beta = a_v/2d$, sous réserve que les armatures longitudinales soient totalement ancrées au droit de l'appui ;

ii) $a_v \leq 0,5d$, il convient de prendre la valeur $a_v = 0,5d$.

Mais la valeur de V_{Ed} , calculée sans appliquer la réduction β , doit satisfaire :

$$V_{Ed} = A_w f_{ywd} \sin \alpha \quad (6.19)$$

$A_w f_{ywd}$ est la résistance des armatures qui traversent les fissures d'effort tranchant dans la zone chargée (Fig. 1.31). Seules comptent les armatures d'effort tranchant dans la partie centrale, sur une longueur de $0,75a_v$.

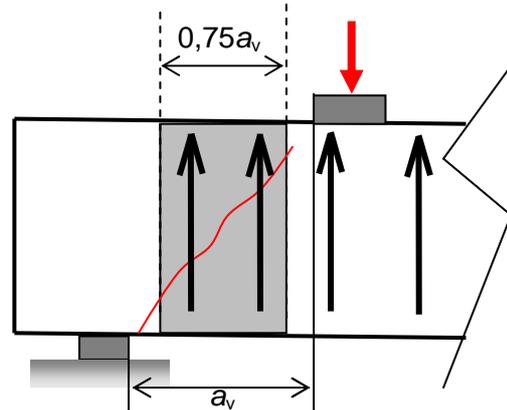


Fig. 1.31 (EC 2-1-1, Fig. 6.6) : Armatures d'effort tranchant dans des travées chargées près de l'appui, avec bielle de transmission directe.

Cette réduction par β ne s'applique que pour le seul calcul des armatures d'effort tranchant et n'est valable que si les armatures longitudinales sont complètement ancrées au droit de l'appui.

3.6.2.2. Cas des éléments sans armature d'effort tranchant

Dans les zones de l'élément où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise. Cependant un ferrailage transversal minimal $A_{sw,min}$ est exigé. Cette quantité minimale peut être omise dans les dalles pleines, nervurées ou alvéolées, lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible ou dans les éléments secondaires qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure (par ex. linteaux de portée ≤ 2 m).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.a \& b)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}}$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$, A_{sl} étant l'aire de l'armature longitudinale tendue, prolongée au-delà de la section considérée sur une longueur supérieure à $(l_{bd} + d)$.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c \text{ (mm}^2\text{)}} < 0,2 f_{cd} \text{ (MPa)}$$

N_{Ed} (Newtons) : effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et/ou à la précontrainte ($N_{Ed} > 0$ pour la compression). L'effet des déformations imposées sur N_{Ed} est négligé.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Les précisions suivantes sont fournies :

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 ; k_1 = 0,15$$

Et la valeur de la contrainte ultime minimale v_{min} vaut :

Type de structure	v_{min}
dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale	$(0,34\sqrt{f_{ck}})/\gamma_C$
autres dalles et poutres	$(0,053\sqrt{k^3 f_{ck}})/\gamma_C$
voiles	$(0,35\sqrt{f_{ck}})/\gamma_C$

3.6.2.3. Éléments nécessitant une armature d'effort tranchant

Dans les régions sans discontinuité de V_{Ed} (par ex. un chargement uniforme), la détermination des armatures d'effort tranchant sur une longueur élémentaire $l = z \cot \theta$ peut être effectuée en utilisant la plus petite valeur de V_{Ed} sur cette longueur.

1) Dans les régions où $V_{Ed} > V_{Rd,c}$

Une armature d'effort tranchant est requise de telle sorte que : $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

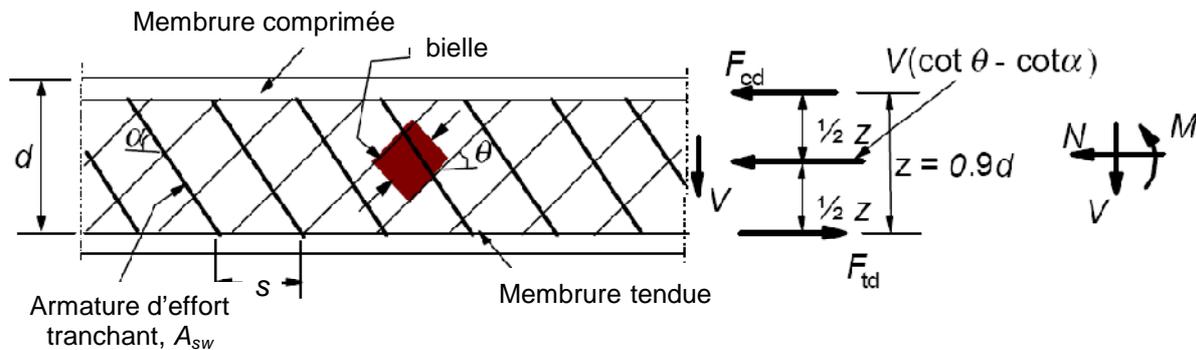


Fig. 1.32 (EC 2-1-1, Fig. 6.5) : Modèle du treillis et notations dans le cas d'éléments comportant une armature d'effort tranchant.

Les limites de l'angle θ (inclinaison de bielles) sont : $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$) (6.7a/NA)

EC 2-1-1, Annexe Nationale : C'est applicable à la compression ou à la flexion simple, en

cas de traction : $\sqrt{1 + \sigma_{ct}/f_{ctm}} \leq \cot \theta \leq 2,5\sqrt{1 + \sigma_{ct}/f_{ctm}}$ (6.7b/NA)

σ_{ct} : contrainte de traction au centre de gravité (< 0).

La résistance à l'effort tranchant d'élément muni d'une armature d'effort tranchant verticale ($\alpha = \pi/2$), est :

$$V_{Rd} = \min \left[V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta ; V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\tan \theta + \cot \theta) \right] \quad (6.8 \text{ \& } 6.9)$$

i) la valeur de v_1 est : $v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$ (6.6N/NA)

ii) Pour les éléments en béton armé (ou en béton précontraint), si la contrainte de calcul des armatures d'effort tranchant $f_{wd} \leq 0,8 f_{yk}$, le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant est donné par :

$f_{ck} \leq 60$ MPa	$v_1 = 0,6$	(6.10aN/NA)
$f_{ck} > 60$ MPa	$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5$	(6.10bN/NA)

Le coefficient α_{cw} prend en compte l'état de contrainte dans la membrure comprimée. Sa valeur est $\alpha_{cw} = 1$ pour les structures non précontraintes.

σ_{cp} est la contrainte de compression (comptée positivement) moyenne dans le béton due à l'effort normal de calcul, à déterminer sur toute la section de béton, en tenant compte des armatures. Ne pas la calculer à une distance inférieure à $0,5d \cot \theta$ du nu de l'appui.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Dans le cas de la flexion composée avec traction, avec une membrure comprimée, α_{cw} est remplacé par $\alpha_{cw,t} = 1 + \sigma_{ct}/f_{ctm}$. Le cas d'une section entièrement tendue et celui d'une section $|\sigma_{ct}| \geq f_{ctm}$ ne sont pas traités.

3.6.2.4. Effet de l'effet tranchant sur la traction de la membrure tendue

Le ferrailage longitudinal doit être dans toutes les sections suffisant pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction agissant, comprenant l'effet des fissures inclinées dans les âmes et les membrures. Pour des éléments avec armatures d'effort tranchant, l'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} peut être calculé au moyen de l'expression :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

$(M_{Ed}/z + \Delta F_{td}) < M_{Ed,max}/z$, où $M_{Ed,max}$ est le moment maximal atteint le long de la poutre.

ΔF_{td} peut être aussi estimé, comme dans le cas d'éléments sans armature d'effort tranchant, en décalant la courbe enveloppe des moments d'une distance a_l :

$$a_l = z (\cot \theta - \cot \alpha)/2 \quad (9.2)$$

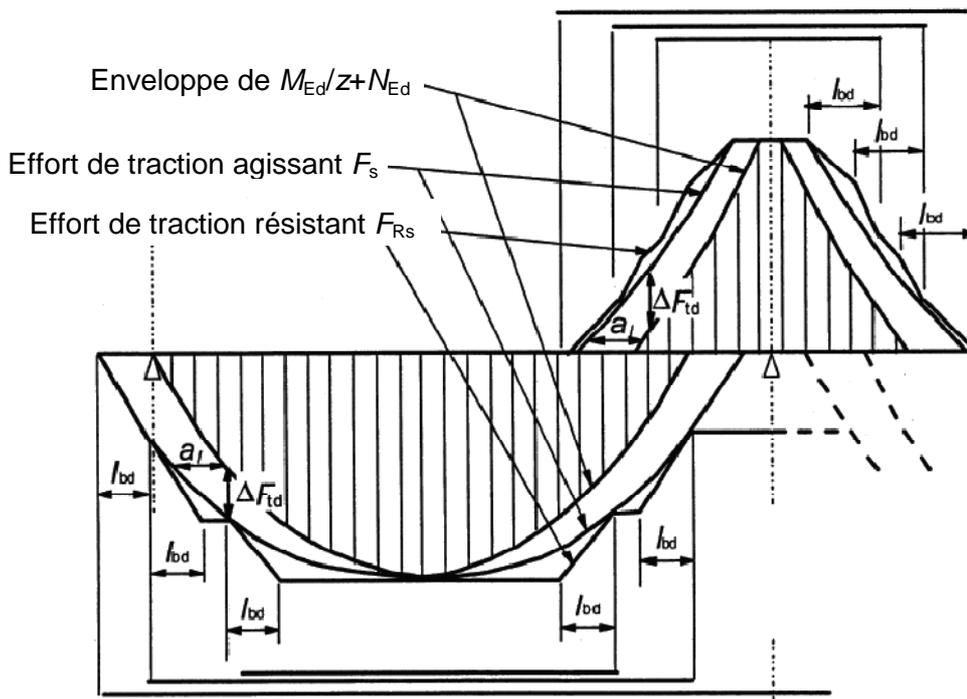


Fig. 1.33 (EC 2-1-1, Fig. 9.2) : Epure d'arrêt des armatures longitudinales tenant compte de l'effet des fissures inclinées et de la résistance des armatures dans leur longueur d'ancrage

3.6.2.5. Dispositions constructives (EC 2-1-1, clause 9.2.2)

- i) L'angle d'inclinaison des aciers d'effort tranchant : $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- ii) L'armature d'effort tranchant peut être composée de :

- cadres étriers ou épingles, entourant les armatures longitudinales tendues, et dans les zones où elles sont comprimées, en proportion au moins 50% de l'armature d'effort tranchant nécessaire ;

- barres relevées ;

- cadres ouverts, échelles, épingles sans entourer les armatures longitudinales à condition d'être correctement ancrés dans du béton comprimé ou tendu.

iii) Le taux minimal d'armature d'effort tranchant :

$$\frac{A_w}{sb_w \sin \alpha} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.5N/NA)$$

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Cette quantité minimale peut être omise dans les dalles pleines, nervurées ou alvéolées, lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible ou dans les éléments secondaires qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure (§ 3.6,2.2).

iv) Espacement des armatures, $s_{l,max}$

longitudinal maximal entre les cours des armatures d'effort tranchant	$s_l \leq s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$ (9.6N/NA)
longitudinal maximal entre les barres relevées	$s_b \leq s_{b,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$ (9.7N/NA)
transversal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles	$s_t \leq s_{t,max} = 0,75d \leq 600mm$ (9.8N/NA)

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $s_{l,max} = 0,9d$, lorsque la hauteur $h \leq 250$ mm .

3.6,3. Cisaillement entre l'âme et les membrures

La résistance au cisaillement de la membrure peut être calculée en considérant la membrure comme un système de bielles de compression, associées à des tirants correspondant aux armatures tendues.

Il convient de prévoir un ferrailage minimal selon § 3.8. (EC 2-1-1, clause 9.3.1).

La contrainte de cisaillement longitudinale v_{Ed} , développée à la jonction entre un côté de la membrure et l'âme, est déterminée par la variation d'effort normal (longitudinal) dans la partie de membrure considérée :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} \quad (6.20)$$

h_f est l'épaisseur de la membrure à la jonction.

Δx : la longueur considérée (Fig. 1.34).

ΔF_d : la variation de l'effort normal dans la membrure sur la longueur Δx .

La valeur maximale que l'on peut admettre pour Δx est égale à la moitié de la distance entre la section de moment nul et la section de moment maximal. Lorsque des charges ponctuelles sont appliquées, la distance Δx est plafonnée à celle entre les charges

L'aire de la section des armatures transversales par unité de longueur, A_{sf}/s_f , peut être déterminée selon l'expression :

$$\frac{A_{sf}}{s_f} f_{yd} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta_f} \quad (6.21)$$

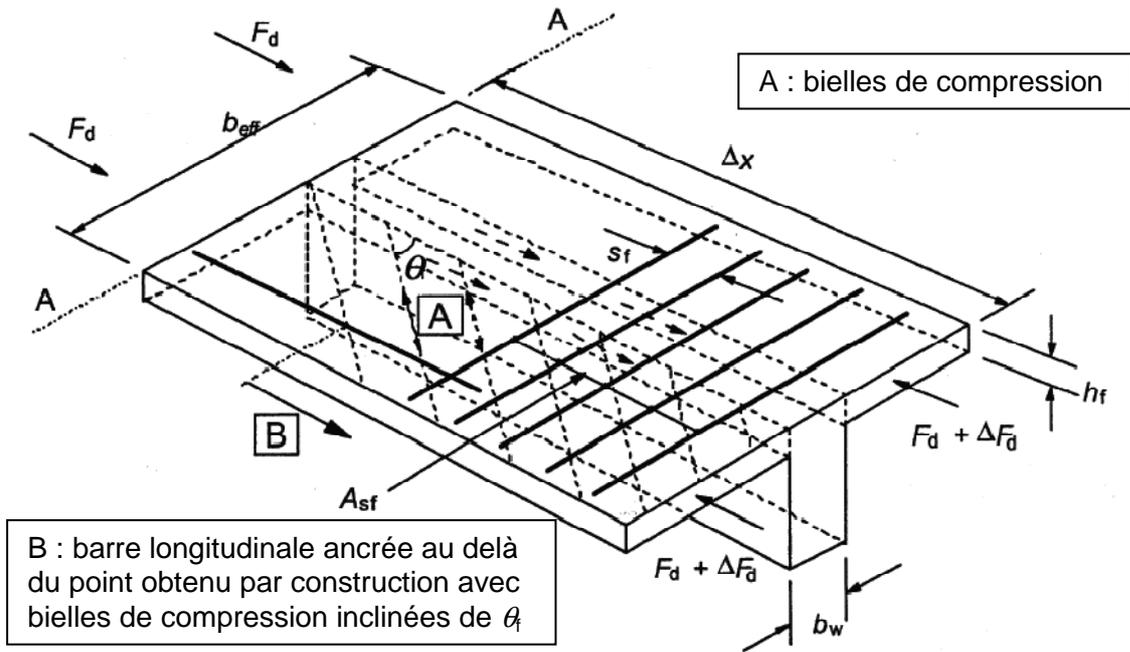


Fig. 1.34 (EC 2-1-1, Fig. 6.7) : Jonction entre âme et membrures - Notations

Afin d'éviter l'écrasement des bielles de compression dans la membrure, la contrainte de cisaillement doit vérifier la condition :

$$v_{Ed} \leq v_{fcd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$

EC 2-1-1, Annexe Nationale :

- i) $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ pour les membrures comprimées ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26^\circ$)
- ii) $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ pour les membrures tendues ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38^\circ$)

Dans le cas où le cisaillement entre membrure et âme est combiné à la flexion transversale, l'aire de la section des armatures est donnée par la valeur calculée avec l'expression (6.21) ou la moitié de celle-ci plus l'aire requise pour la flexion transversale, si l'aire ainsi obtenue est supérieure.

Si $v_{Ed} \leq k f_{ctd}$, aucune armature supplémentaire n'est nécessaire en plus de celles requises pour la flexion.

EC 2-1-1, Annexe Nationale :

- $k = 0,50$ en cas de surface verticale de reprise de bétonnage rugueuse ;
- $k = 1,00$ lorsqu'il n'y a pas de surface verticale de reprise de bétonnage.

Les armatures longitudinales tendues doivent être ancrées dans la membrure au-delà de la bielle nécessaire au report de l'effort dans l'âme dans la section où ces armatures sont requises (Cf. Coupe (A-A) de la figure 1.34).

3.6.4. Cisaillement le long des surfaces de reprise

À l'interface entre des bétons coulés à des dates différentes, outre les exigences précédentes relatives à la résistance à l'effort tranchant, la condition suivante doit être également vérifiée :

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \geq v_{Rdi} \quad (6.23 \text{ et } 6.24)$$

v_{Edi} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface

- β : rapport de l'effort normal (longitudinal) dans le béton de reprise, à l'effort longitudinal total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue, calculé, à chaque fois, pour la section considérée,
- V_{Ed} : effort tranchant transversal,
- z : bras de levier des forces internes de la section composite,
- b_i : largeur de l'interface (Fig 1.35),

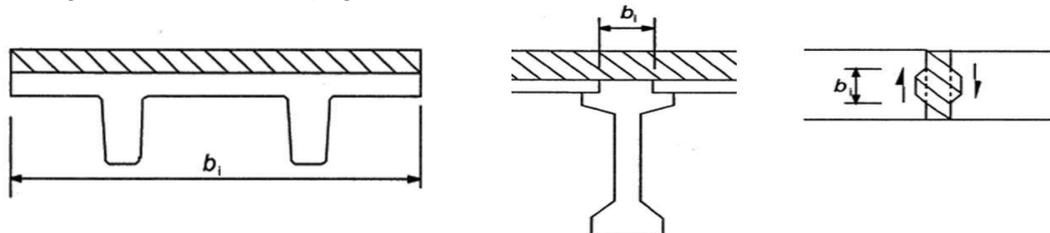


Fig. 1.35 (EC 2-1-1, Fig. 6.8) : Exemples de surfaces de reprise

v_{Rdi} est la valeur de la résistance de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface :

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,3 [1 - f_{ck}/250] f_{cd} \quad (6.25)$$

c et μ sont des coefficients qui dépendent de la rugosité de l'interface,

f_{ctd} : résistance de calcul du béton en traction ($f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c$) (3.16)

σ_n : contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement (compression >0 , avec $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$).
Si σ_n est une traction, prendre alors $c f_{ctd} = 0$.

$$\rho = A_s / A_i$$

A_s : aire de la surface des armatures traversant l'interface, armatures d'effort tranchant comprises, le cas échéant, correctement ancrées de part et d'autre de l'interface.

A_i : aire du joint.

α (Fig. 1.36) : $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

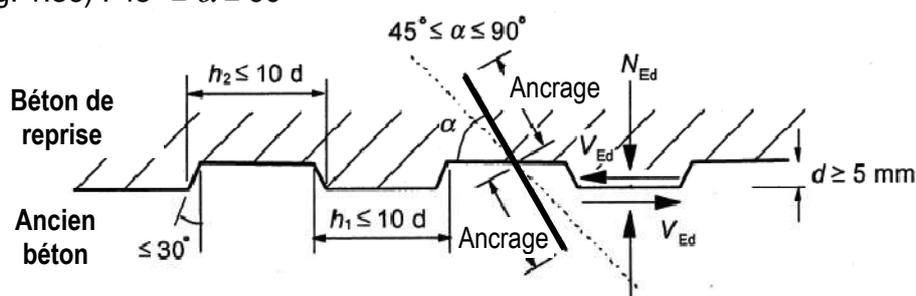


Fig. 1.36 (EC 2-1-1, Fig. 6.9) : Joint de reprise avec indentation.

Sans informations détaillées, les surfaces sont ainsi classées.

Classe	Définition
Très lisse	surface coulée au contact de moules en acier, en matière plastique, ou en bois traité spécialement : $c = 0,025$ à $0,10$ et $\mu = 0,5$
Lisse	surface réalisée à l'aide de coffrages glissants ou surface extrudée ou surface non coffrée laissée sans traitement ultérieur après vibration : $c = 0,20$ et $\mu = 0,6$
Rugueuse	surface présentant des aspérités d'au moins 3 mm de haut espacées d'environ 40 mm, obtenues par striage, lavage direct ou toute autre méthode donnant un comportement équivalent : $c = 0,40$ et $\mu = 0,7$
Avec indentations	Surface présentant des clés comme sur la figure 1.36 : $c = 0,50$ et $\mu = 0,9$

Les armatures transversales (armatures de couture) peuvent être réparties par zones d'espacement constant le long de l'élément (Fig. 1.37).

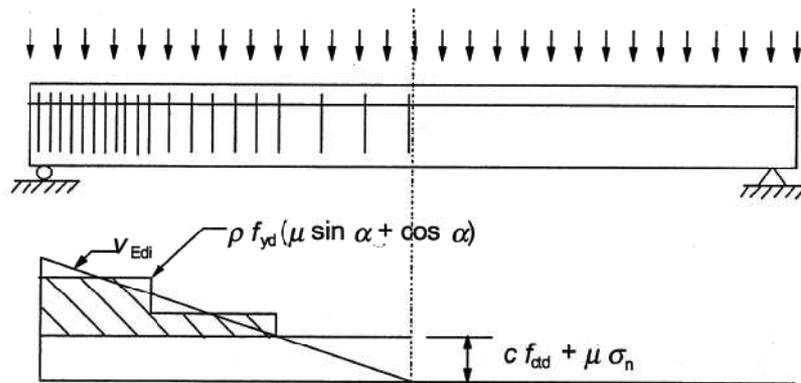


Fig. 1.37 (EC 2-1-1, Fig. 6.10) : Diagramme de cisaillement indiquant les armatures de couture requises.

Lorsque la liaison entre deux bétons différents est assurée par des armatures (poutrelles en treillis), la contribution de l'acier à V_{Rdi} peut être prise égale à la résultante des efforts dans chaque diagonale, sous réserve que $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

La résistance au cisaillement longitudinal de joints coulés en place entre éléments de dalles ou de voiles peut être également ainsi calculée. Toutefois, lorsque le joint peut être significativement fissuré, le coefficient c s'annule ($c = 0$) pour les joints lisses et rugueux, et $c = 0,5$ pour les joints avec indentation.

Par ailleurs, pour la fonction diaphragme entre éléments de plancher préfabriqués avec joints coulés en place, la contrainte de cisaillement longitudinale moyenne V_{Rdi} est limitée à 0,1 MPa pour les surfaces très lisses, et à 0,15 MPa pour les surfaces lisses et rugueuses.

Sous des charges de fatigue ou charges dynamiques, la valeur indiquée pour le coefficient c est divisée par deux.

3.7. ÉTATS LIMITES DE SERVICE E.L.S (EC2-1-1, section 7)

3.7,1. Généralités

Les états-limites de service courants se rapportent à :

- la limitation des contraintes (§ 3.7,3.) ;
- la maîtrise de la fissuration (§ 3.7,4.) ;
- la limitation des flèches (§ 3.7,5.).

Dans le calcul des contraintes et des flèches, les sections sont non fissurées dès lors que la contrainte de traction en flexion n'excède pas $f_{ct,eff}$. La valeur de $f_{ct,eff}$ peut être prise égale à f_{ctm} ou à $f_{ctm,fl}$, mais le même choix est à retenir pour le calcul du ferrailage minimal de traction. Pour le calcul des ouvertures de fissures et de la participation du béton tendu, on peut utiliser f_{ctm} .

3.7,2. Calcul des contraintes normales des matériaux

3.7,2.1. Flexion simple

En conséquence des hypothèses habituelles de calcul de béton armé (planéité de la section droite déformée, comportement élastique des matériaux, adhérence parfaite des armatures avec le béton), le diagramme des contraintes normales est représenté sur la figure 1.38. Le point représentatif de la contrainte dans l'armature divisé par le coefficient d'équivalence $n (= E_s/E_c)$ est aligné sur la droite de répartition des contraintes de compression du béton.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $n = 15$.

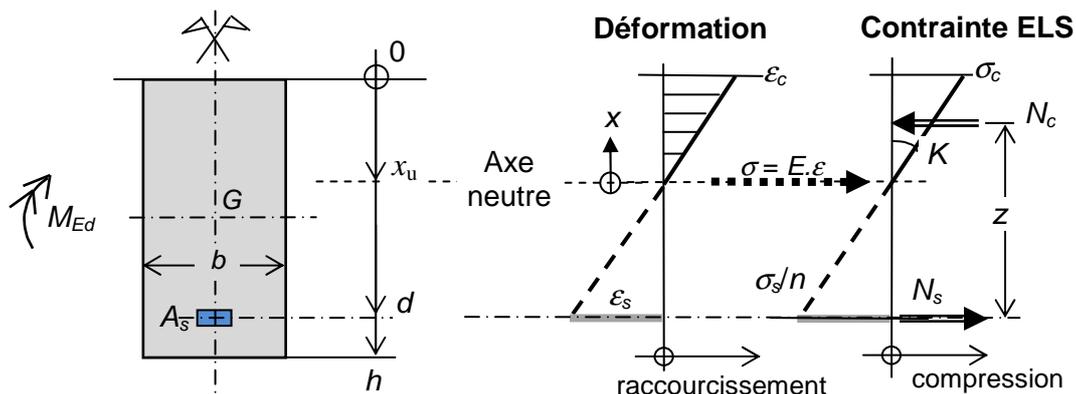


Fig. 1.38 - Diagrammes de déformations relatives et de contraintes normales aux E.L.S

En désignant par K , la pente de ce diagramme des contraintes, les contraintes dans les matériaux sont données par les équations: $\sigma_c\{x\} = Kx$ et $\sigma_s = nK(d - x_u)$.

Ces valeurs sont déterminées avec la connaissance des deux paramètres : K et la hauteur du béton comprimé x_u . Les valeurs de ces grandeurs sont ainsi déterminées par les conditions d'équilibre de la section droite.

Les équations s'écrivent en l'absence d'armature en compression :

- Effort normal : $0 = \int_0^{x_u} b K x dx - n A_s K (d - x_u)$

- Moment pris par rapport à l'axe neutre de la section :

$$M_{Ed} = \int_0^{x_u} b K x^2 dx + n A_s K (d - x_u)^2$$

Soit encore dans le cas d'une section rectangulaire :

$$0 = b \frac{x_u^2}{2} - n A_s (d - x_u), \text{ d'où la valeur de } x_u$$

$$\text{Puis celle de } K = \frac{M_{Ed}}{b \frac{x_u^3}{3} + n A_s (d - x_u)^2}$$

3.7.2.2. Flexion composée

Dans ce cas, il convient de déterminer sur la hauteur de la section droite un point C où le torseur des efforts internes devient ($N_{Ed}, M_{Ed} = 0$) : centre de pression. Sa position est déterminée par l'expression : $e = M_{Ed}/N_{Ed}$

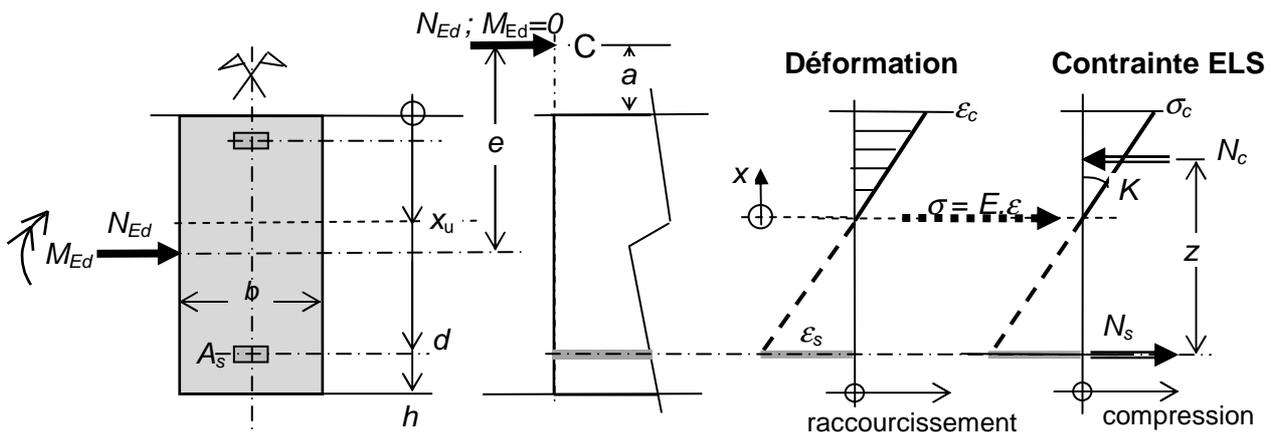


Fig. 1.39 - Diagrammes de déformations relatives et de contraintes normales aux E.L.S dans le cas de la section partiellement tendue

Ecrivons les équations d'équilibre au centre de pression C qui se trouve à une distance a de la face comprimée de la section :

- effort normal : $N_{Ed} = \int_0^{x_u} b K x \cdot dx - n A_s K (d - x_u)$

- moment pris par rapport au point C où le moment M dues aux actions extérieures est nul :

$$M_{Ed} = 0 = \int_0^{x_u} b K x (x_u - x + a) dx - n A_s K (d - x_u) (d + a)$$

La deuxième condition, après simplification par K, est une équation en x_u . Sa valeur connue, celle de K est calculée au moyen de la première équation :

$$K = \frac{N_{Ed}}{\int_0^{x_u} b x dx - n A_s (d - x_u)}$$

Il en résulte les valeurs des contraintes σ_c et σ_s :

$$\sigma_c\{x\} = Kx \text{ et } \sigma_s = nK(d - x_u).$$

3.7.3. Limitation des contraintes

La contrainte de compression dans le béton doit être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales, les micro-fissures ou encore des niveaux élevés de fluage, lorsque ceux-ci pourraient avoir des effets inacceptables pour le fonctionnement de la structure.

Des fissures longitudinales, nuisibles à la durabilité, peuvent apparaître si le niveau des contraintes de compression, sous la combinaison caractéristique de charges, excède une valeur critique $k_1 f_{ck}$ dans les parties exposées à des environnements correspondant aux classes d'exposition XD, XF et XS (Tab. 1.8).

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_1 = 0,6$.

Si, sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $k_2 f_{ck}$, on peut admettre que le fluage reste linéaire.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_2 = 0,45$.

On peut considérer, vis-à-vis de l'aspect, qu'une fissuration ou une déformation inacceptable est évitée si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas $k_3 f_{yk}$ ou $k_4 f_{yk}$ lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_3 = 0,8$ et $k_4 = 1$.

3.7.4. Maitrise de la fissuration

Tableau 1.36 (EC 2-1-1, Tab. 7.1NA) : Valeurs recommandées de w_{max} ¹ (mm)

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes	Éléments en béton précontraint avec armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente de charges	Combinaison fréquente de charges
X0, XC1,	0,40 mm ²	0,20 mm ²
XC2, XC3, XC ⁴	0,30 mm ³	0,20 mm ⁴
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3 ⁵	0,20 mm	Décompression ⁶

1) L'attention est attirée sur le fait que w_{max} est une valeur conventionnelle servant pour le calcul.

2) Sauf demande spécifique des documents particuliers du marché, la maîtrise de la fissuration est supposée assurée par les dispositions constructives minimales données ailleurs que dans la clause 7.3 de l'EC 2-1-1, le calcul de w_{max} n'est alors pas requis.

3) Dans le cas des bâtiments des catégories d'usage A à D (EC 1-1-1), sauf demande spécifique des documents particuliers du marché, la maîtrise de la fissuration est supposée assurée par les dispositions constructives minimales données ailleurs que dans la clause 7.3 de l'EC 2-1-1, le calcul de w_{max} n'est alors pas requis.

4) Pour cette classe d'exposition, en outre, il convient de vérifier la décompression sous la combinaison quasi permanente des charges.

5) Pour la classe XD3, en l'absence de dispositions particulières tenant compte de l'agent agressif en cause, ce sont ces valeurs qui s'appliquent.

6) La décompression impose que le béton situé à moins de 25 mm des armatures de précontrainte adhérentes ou de leurs gaines soit comprimé sous combinaison de charges spécifiée.

La fissuration est normale dans les structures en béton armé, lorsque soumises à des effets d'actions de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant de

chargement direct ou de déformations gênées ou imposées. Néanmoins, elle doit être limitée afin que cela ne risque pas de porter préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore rendre son aspect inacceptable.

3.7.4.1. Ouvertures limites de calcul des fissures

A défaut d'autres exigences spécifiques, des valeurs limites de l'ouverture w_{\max} des fissures calculée sont proposées au tableau 1.36. Ces limitations sont définies en prenant en compte la nature de la structure et le fonctionnement envisagé, ainsi que du coût de la limitation de la fissuration.

3.7.4.2. Section minimale d'armature pour la maîtrise de la fissuration

Si la maîtrise de la fissuration est requise, pour cela une quantité minimale d'armatures adhérentes est nécessaire dans les zones où l'existence de contraintes de traction sont prévisibles. Ce minimum peut être estimé à partir de la condition d'équilibre entre les efforts de traction dans le béton juste avant la fissuration et ceux dans les armatures travaillant à la limite d'élasticité, voire le cas échéant à une contrainte inférieure pour limiter l'ouverture des fissures w_k .

À moins qu'un calcul plus rigoureux démontrant qu'une section réduite peut suffire, les sections minimales d'armatures peuvent être calculées avec l'expression (7.1). Dans le cas des sections profilées telles que poutres en T et poutres-caissons, le ferrailage minimal pour les différentes parties de la section (membrures et âmes) est déterminé séparément.

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

$A_{s,min}$ est la section minimale d'armatures de béton armé dans la zone tendue.

A_{ct} : aire du béton tendu de la section droite. La zone de béton tendue est celle dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.

σ_s : valeur absolue de la contrainte maximale admise dans l'armature immédiatement après la formation de la fissure, prise égale à la limite d'élasticité f_{yk} de l'acier. Une valeur inférieure peut toutefois être adoptée en fonction du diamètre maximal des barres ou de l'espacement maximal des barres.

$f_{ct,eff}$: valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître : $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. Une valeur inférieure $f_{ctm}(t)$ est adoptée si la fissuration peut se produire avant 28 jours d'âge du béton.

k : coefficient tenant compte de l'effet des contraintes non-uniformes **auto-équilibrées** conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées :

$k = 1,0$ pour les âmes telles que $h \leq 300$ mm ou les membrures d'une largeur inférieure à 300 mm ;

$k = 0,65$ pour les âmes telles que $h \geq 800$ mm ou les membrures d'une largeur supérieure à 800 mm.

Les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation

k_c : coefficient tenant compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration ainsi que de la modification du bras de levier :

i) en traction pure : $k_c = 1,0$;

ii) En flexion simple ou en flexion composée :

- sections rectangulaires et âmes des caissons et des sections en T :

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h}{h_*} f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- membrures des caissons et des sections en T :

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

σ_c : contrainte moyenne dans le béton régnant dans la partie de la section considérée :

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} : effort normal agissant à l'état-limite de service dans la partie de la section considérée (positif pour une compression). Sa valeur est déterminée en considérant les valeurs caractéristiques de la précontrainte et de l'effort normal sous la combinaison d'actions appropriée.

$h^* = h$, pour $h < 1,0$ m ; et $h^* = 1,0$ m, pour $h \geq 1,0$ m.

k_1 : coefficient tenant compte des effets de l'effort normal sur la répartition des contraintes :

$k_1 = 1,5$, si N_{Ed} est un effort de compression,
 $k_1 = 2h^*/3h$, si N_{Ed} est un effort de traction.

F_{cr} : valeur absolue de l'effort de traction dans la membrure juste avant la fissuration, du fait du moment de flexion de fissuration calculé avec une traction du béton égale à $f_{ct,eff}$.

3.7.4.3. Maîtrise de la fissuration sans calcul direct

Dans le cas des dalles en béton armé ou précontraint dans les bâtiments, sollicitées à la flexion sans traction axiale significative, aucune disposition particulière n'est nécessaire pour la maîtrise de la fissuration lorsque l'épaisseur totale de la dalle n'excède pas 200 mm et que les dispositions constructives spécifiées dans les clauses 9.3 de l'EC 2-1-1 sont respectées.

Comme simplification, les calculs peuvent être présentés sous la forme de tableaux limitant le diamètre ou l'espacement des armatures. Lorsque les éléments comportent le ferrailage minimal donné ci-dessus, on peut estimer que les ouvertures des fissures ne seront pas excessives :

- si pour des fissures principalement dues aux déformations gênées, les diamètres des barres ne dépassent pas les valeurs données dans le tableau 1.37, la contrainte σ_s de l'acier dans l'expression (7.1) est la valeur obtenue juste après la fissuration ;
- ou, pour des fissures principalement dues aux charges, le respect des dispositions du tableau 1.37 ou celles du tableau 1.38 sont satisfaites. La contrainte de l'acier est calculée sur la base d'une section fissurée sous la combinaison d'actions considérée.

Tableau 1.37 (EC 2-1-1, Tab. 7.2N/NA) : Diamètre maximal des barres ϕ_s^* pour la maîtrise de la fissuration¹

Contrainte de l'acier ¹ [MPa]	Diamètre maximal des barres [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

1) Sous les combinaisons d'actions appropriées.

Tableau 1.38 (EC 2-1-1, Tab. 7.3N/NA) : Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration¹

Contrainte de l'acier ² [MPa]	Espacement maximal des barres [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

1) Les valeurs du tableau sont basées sur les hypothèses suivantes : $c = 25$ mm ; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa ; $h_{cr} = 0,5 h$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k_4 = 1,0$; $k_t = 0,4$ et $k' = 1,0$

2) Sous les combinaisons d'actions appropriées.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Les tableaux 1.37 et 1.38 sont établis sur des hypothèses précisées dans les notes afférentes, auxquelles il faut ajouter les hypothèses complémentaires suivantes pour le tableau 1.38 : $h = 400$ mm et un seul lit d'armatures.

Leur utilisation suppose également la présence d'un ferrailage minimal déterminé par l'expression (7.1) dans laquelle la valeur de σ_s est choisie parmi les valeurs données, soit par le tableau 1.37 en fonction du diamètre de barres utilisées, soit par le tableau 1.38 en fonction de l'espacement. Il est loisible d'effectuer une interpolation linéaire de ces valeurs.

Le diamètre maximal des barres peut être modifié comme suit :

flexion (section partiellement comprimée)	traction (traction axiale)
$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ck}}{2,9} \frac{h_{cr}}{2(h-d)}$ (7.6N/NA)	$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ck}}{2,9} \frac{h_{cr}}{8(h-d)}$ (7.7N/NA)

ϕ_s : diamètre maximal modifié de la barre,

ϕ_s^* : diamètre maximal de la barre donné dans le tableau 1.37,

h : hauteur totale de la section,

h_{cr} : hauteur de la zone tendue juste avant la fissuration, en considérant les valeurs caractéristiques de la force de précontrainte et les forces axiales pour la combinaison quasi-permanente des actions,

d : hauteur utile au centre de gravité du lit extérieur d'armatures.

Lorsque la section est entièrement tendue, $(h-d)$ est la distance minimale entre le centre de gravité des armatures et le parement du béton, si les barres ne sont pas placées de manière symétrique, les deux parements sont à considérer.

On peut admettre que la fissuration due aux sollicitations tangentes est maîtrisée de manière adéquate si les exigences concernant les dispositions constructives données en § 3.6,2.5. (EC 2-1-1, clauses 9.2.2 ; 9.2.3 ; 9.3.2 et 9.4.3) sont respectées.

3.7.4.4. Calcul de l'ouverture des fissures

L'ouverture des fissures w_k , peut être calculée au moyen de l'expression :

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

$s_{r,max}$: l'espacement maximal des fissures.

ε_{sm} : déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de charges considérée, incluant l'effet des déformations imposées et en tenant compte de la participation du béton tendu. Seul est pris en compte l'allongement relatif au-delà de l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau.

ε_{cm} est la déformation moyenne du béton entre les fissures.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

σ_s : contrainte dans les armatures de béton armé tendues, en supposant la section fissurée.

$$\alpha_e = E_s/E_{cm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A'_s + \xi_1 A'_p}{A_{c,eff}} \quad (7.10)$$

$A_{c,eff}$: aire de la section effective de béton autour des armatures tendues (Fig. 1.39), c'est-à-dire l'aire de la section de béton autour des armatures de traction, de hauteur $h_{c,ef}$:

$$h_{c,ef} = \min [2,5(h - d), (h - x)/3 \text{ ou } h/2]$$

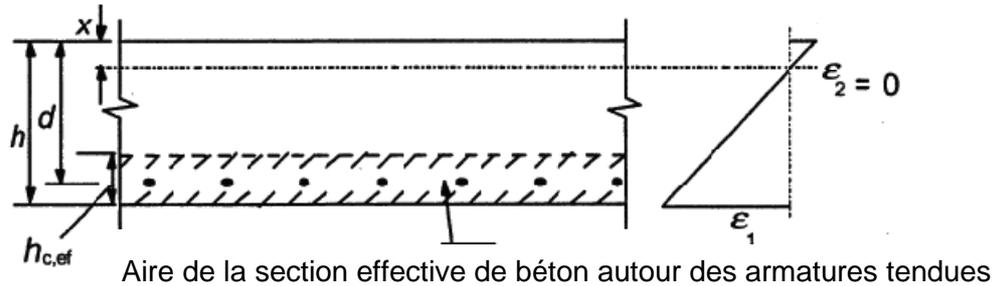


Fig. 1.40 (EC 2-1-1, Fig. 7.1) : Section effective de béton autour des armatures tendues dans une dalle

ξ_1 : rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à celle des armatures de béton armé (EC 2-1-1, expression (7.5)).

k_t : facteur dépendant de la durée de la charge	$k_t = 0,6$	$k_t = 0,4$
Chargement de	Courte durée	Longue durée

Selon la distance de l'entraxe des barres dans la zone tendue, l'espacement final maximal des fissures peut être calculé comme suit :

entraxe des barres	$\leq 5(c + \phi/2)$	$> 5(c + \phi/2)$
$s_{r,max}$	$k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (7.11)$	$Max[k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}}; 1,3(h - x)] \quad (7.14)$

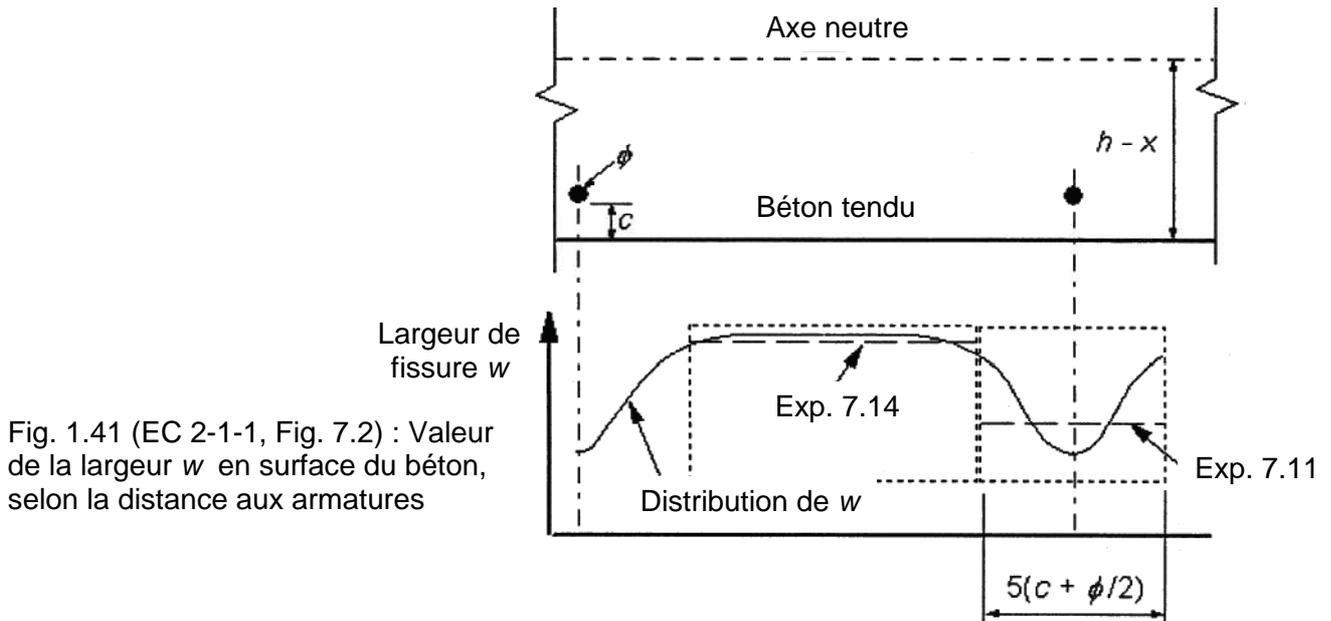


Fig. 1.41 (EC 2-1-1, Fig. 7.2) : Valeur de la largeur w en surface du béton, selon la distance aux armatures

ϕ : diamètre des barres. En cas d'emploi de plusieurs diamètres de barres dans une même section, un diamètre équivalent est défini.

c : enrobage des armatures longitudinales.

k_1 : (coefficient qui tient compte des propriétés d'adhérence des armatures adhérentes) 0,8 pour les barres HA et 1,6 pour les armatures ayant une surface effectivement lisse.

k_2 : (coefficient qui tient compte de la distribution des déformations) : 0,5 en flexion et 1,0 en traction pure. Dans le cas d'une traction excentrée ou pour certaines zones localisées, des valeurs intermédiaires de k_2 sont à considérer que l'on peut déterminer de la manière suivante :

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2 \varepsilon_1) \quad (7.13)$$

ε_1 et ε_2 : respectivement le plus grand et le plus petit allongement relatif en fibre extrême, la section étant supposée fissurée.

Annexe Nationale : $k_4 = 0,425$ et $k_3 = 3,4$ pour des enrobages $c \leq 25$ mm et $k_3 = 3,4(25/c)^{2/3}$

3.7.5. Limitation des flèches

La déformation d'un élément ou d'une structure ne doit pas être préjudiciable à leur bon fonctionnement ou à leur aspect.

Il convient de fixer des valeurs limites appropriées des flèches, en tenant compte de la nature de l'ouvrage, des finitions, des cloisons et accessoires, et de sa destination (bon fonctionnement de machines ou d'appareils supportés par la structure), voire pour éviter la formation de flaques sur les toitures-terrasses.

L'aspect et la fonctionnalité générale de la structure sont susceptibles d'être altérés lorsque la flèche calculée d'une poutre, d'une dalle ou d'une console soumises à des charges quasi-permanentes est supérieure à $l/250$ (l : portée).

La flèche est évaluée par rapport aux appuis à proximité. Une contre-flèche peut être prévue pour compenser en partie ou en totalité la déformation sans toutefois dépasser généralement une limite supérieure de $l/250$.

Les déformations susceptibles d'endommager les éléments de la structure avoisinants doivent être limitées. Pour la déformation après construction, $l/500$ représente normalement

une limite adéquate pour les charges quasi-permanentes. D'autres limites peuvent être envisagées, en fonction de la sensibilité de ces éléments avoisinants.

L'état-limite de déformation peut être vérifié en limitant le rapport portée/hauteur ou bien en comparant une déformation calculée à une valeur limite. C'est généralement le cas des situations courantes, un calcul explicite n'est pas nécessaire, des règles simples, telles que limitation du rapport portée/hauteur (l/d), pouvant être formulées et suffire à éviter les problèmes de flèche préjudiciable. Des vérifications plus rigoureuses sont nécessaires pour les éléments ne satisfaisant pas ces conditions limites ou lorsque d'autres valeurs limites que celles admises dans les méthodes simplifiées sont retenues.

3.7.5.1. Cas de dispense du calcul

Dans la mesure où les poutres ou dalles en béton armé des bâtiments sont dimensionnées de manière à respecter les limites portée/hauteur (l/d) indiquées ci-après, on peut admettre que leur flèche ne dépasse pas les critères de flèches limites fixées précédemment.

La valeur limite du rapport portée/hauteur peut être obtenue à l'aide des expressions (7.16a) et (7.16b), en multipliant le rapport ainsi obtenu par des coefficients de correction pour tenir compte du type d'armatures utilisées ainsi que d'autres paramètres. Aucune contre-flèche n'a été prise en compte pour l'établissement de ces expressions.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (7.16a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right] \quad (7.16b)$$

l/d : valeur limite du rapport portée/hauteur.

K : coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux.

ρ_o : pourcentage d'armatures de référence égal à $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ (MPa).

ρ : pourcentage d'armatures de traction nécessaire à mi-portée (ou sur appui dans le cas des consoles) pour reprendre le moment engendré par les charges de calcul.

ρ' : pourcentage d'armatures de compression nécessaire à mi-portée (ou sur appui dans le cas des consoles) pour reprendre le moment engendré par les charges de calcul.

Les expressions (7.16a) et (7.16b), ont été établies en admettant que la contrainte de l'acier, pour une section fissurée à mi-portée d'une poutre ou d'une dalle, ou sur appui dans le cas d'une console, est égale à 310 MPa sous les charges de calcul aux E.L.S, ce qui correspond à peu près à $f_{yk} = 500$ MPa .

Lorsqu'on admet d'autres niveaux de contrainte, les valeurs obtenues au moyen de l'expression (7.16) sont à multiplier par $310/\sigma_s$. On se place en sécurité en admettant que :

$$310/\sigma_s = 500/(f_{yk} A_{s,req}/A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

σ_s : contrainte de traction de l'acier à mi-portée (ou sur appui pour les consoles) sous les charges de calcul aux E.L.S.

$A_{s,prov}$: section d'acier prévue dans la section considérée.

$A_{s,req}$: section d'acier nécessaire dans la section aux E.L.U.

Pour les sections en T dont le rapport de la largeur de la membrure à la largeur de l'âme, est supérieur à 3, les valeurs de l/d obtenues avec les expressions (7.16) sont à multiplier par 0,8.

Dans le cas des poutres et des dalles autres que les planchers-dalles, de portée supérieure à 7 m, supportant des cloisons susceptibles d'être endommagées si les flèches sont excessives, les valeurs de l/d données par les expressions (7.16) sont à multiplier par $7/l_{\text{eff}}$ (l_{eff} : portée utile en mètres, Fig. 1.26).

Dans le cas des planchers-dalles dont la plus grande portée est supérieure à 8,5 m et qui supportent des cloisons susceptibles d'être endommagés si les flèches sont excessives, les valeurs de l/d données par les expressions (7.16) sont à multiplier par $8,5/l_{\text{eff}}$.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Les valeurs de K à utiliser sont données dans le tableau 1.39 pour des cas courants (béton C30/37, $\sigma_s = 310$ MPa, différents systèmes structuraux et les pourcentages d'armatures $\rho = 0,5\%$ et $1,5\%$). Il est possible d'interpoler entre les deux pourcentages donnés.

Tableau 1.39 (EC 2-1-1, Tab.7.4N/NA) : Valeurs de base du rapport l/d pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression.

Système structural	K	l/d	
		béton fortement sollicité $\rho \geq 1,5\%$	béton faiblement sollicité $\rho \leq 0,5\%$
Poutre sur appui simple	1,0	14	20
Dalle sur appui simple portant dans une direction		25	30
Travée de rive d'une poutre continue	1,3	18	26
Travée de rive d'une dalle continue portant dans une direction ou continue le long d'un grand côté et portant dans deux directions		30	35
Travée intermédiaire d'une poutre	1,5	20	30
Travée intermédiaire d'une dalle portant dans une ou deux directions		35	40
Dalle sans nervure sur poteaux (plancher-dalle) - pour la portée la plus longue	1,2	17	24
Poutre en console	0,4	6	8
Dalle en console	0,4	10	12

NOTES : 1) Les valeurs indiquées ont été choisies de manière à placer généralement du côté de la sécurité et le calcul est susceptible de montrer fréquemment que des éléments de moindre hauteur peuvent convenir.

2) Les limites indiquées pour les planchers dalles correspondent à une limite moins sévère que la valeur portée/250 pour la flèche à mi-portée. L'expérience a montré que ceci était satisfaisant.

3.7.5.2. Vérification de la flèche par le calcul

Lorsqu'un calcul est réputé nécessaire, les déformations doivent être calculées sous des conditions de chargement adaptées à l'objet de la vérification.

La méthode adoptée doit représenter le comportement réel de la structure soumise aux actions correspondantes, avec un degré de précision en rapport avec les objectifs du calcul.

EC 2-1-1, Annexe Nationale (NOTE) : Pour les bâtiments cette méthode s'appelle la « méthode de calcul des flèches nuisibles » et elle tient compte du processus de chargement, ainsi que des propriétés données dans l'EC 2-1-1.

Les éléments sont considérés comme non fissurés s'ils ne sont pas censés d'être chargés au-delà du niveau de chargement qui provoquerait dans une section quelconque un dépassement de la résistance en traction du béton. Les éléments dont on prévoit qu'ils seront fissurés mais pas entièrement, sont considérés comme se comportant d'une manière intermédiaire entre l'état non fissuré et l'état entièrement fissuré.

Si les éléments travaillent principalement en flexion l'expression (7.18) prévoit de manière appropriée leur comportement :

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (7.18)$$

α : paramètre de déformation considéré, pouvant être par exemple une déformation unitaire, une rotation, une flèche, une courbure, ...

α_I et α_{II} , sont les valeurs calculées du paramètre, respectivement dans l'état non fissuré et dans l'état entièrement fissuré

ζ : coefficient de distribution (qui tient compte de la participation du béton tendu dans la section), donné par :

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ pour les sections non-fissurées

β : coefficient prenant en compte l'influence de la durée du chargement ou de la répétition du chargement sur la déformation unitaire moyenne.

$\beta = 1,0$ dans le cas d'un chargement unique de courte durée.

$\beta = 0,5$ dans le cas d'un chargement prolongé ou d'un grand nombre de cycles de chargement.

σ_s : contrainte dans les armatures tendues, calculée en supposant la section fissurée.

σ_{sr} : contrainte dans les armatures tendues, calculée en supposant la section fissurée sous les conditions de chargement provoquant la première fissure.

NOTE : Le rapport σ_{sr}/σ_s peut être remplacé par celui des moments fléchissants M_{cr}/M dans le cas de la flexion, ou des efforts normaux par N_{cr}/N dans le cas de la traction pure.

Les déformations dues au chargement peuvent être évaluées en utilisant la résistance en traction f_{ctm} (Tab. 1.7) et le module d'élasticité effectif du béton $E_{c,eff}$.

En règle générale, la meilleure estimation du comportement sera obtenue en utilisant f_{ctm} . Lorsqu'on peut montrer qu'il n'y a pas de contraintes de traction axiale (c'est-à-dire de contraintes provoquées par le retrait ou les effets thermiques), on peut utiliser la résistance à la traction en flexion $f_{ctm,fl}$.

Dans le cas de charges d'une durée telle que le béton subit un fluage, la déformation totale, fluage inclus, peut être calculée en utilisant le module d'élasticité effectif du béton donné par l'expression :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.20)$$

$\varphi(\infty, t_0)$: coefficient de fluage pour la charge et l'intervalle de temps considéré (§ 2.1,3).

Les courbures dues au retrait peuvent être évaluées au moyen de l'expression :

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

$1/r_{cs}$: courbure due au retrait.

ε_{cs} : déformation libre de retrait (EC 2-1-1, clause 3.1,4).

S : moment statique de la section d'armatures par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section.

I : moment d'inertie de la section.

S et I sont calculés pour l'état non-fissuré et pour l'état entièrement fissuré.

α_e : coefficient d'équivalence effectif.

$$\alpha_e = E_s/E_{c,eff.}$$

L'estimation de la courbure finale étant effectuée au moyen de l'expression (7.18).

La méthode la plus rigoureuse pour déterminer la flèche lorsqu'on utilise la démarche indiquée ci-dessus, consiste à calculer la courbure dans un grand nombre de sections le long de l'élément, puis à calculer la flèche par intégration numérique. Dans la plupart des cas, on pourra se contenter de deux calculs, dans un premier temps en supposant l'élément non-fissuré, dans un deuxième temps en supposant l'élément entièrement fissuré, puis on interpolera en utilisant l'expression (7.18) pour obtenir la flèche.

NOTE : Lorsqu'on utilise des méthodes simplifiées pour calculer les flèches, il convient de les baser sur les propriétés données dans l'EC 2-1-1 ou justifiées par des essais.

3.8. POURCENTAGES MINIMAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES

3.8.1. Section minimale d'armature pour la maîtrise de la fissuration (EC 2-1-1, clause 7.3.2)

Se reporter au § 3.7.4.2.

3.8.2. Section minimale d'armature dans les dalles pleines (EC 2-1-1, clause 9.3.1)

La section d'armatures longitudinales tendues est comprise entre une valeur minimale $A_{s,min}$ et un maximum $A_{s,max} = 0,04A_c$:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (9.1N/NA)$$

b_t : largeur moyenne de la zone tendue; pour une poutre en T dont la membrure supérieure est comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de b_t .

f_{ctm} : Se reporter au tableau 1.7.

Toutefois, pour les éléments secondaires où un certain risque de rupture fragile peut être accepté, $A_{s,min}$ peut être égal à 1,2 fois la section déduite de la vérification aux E.L.U. Autrement les sections contenant une quantité d'armatures inférieure à $A_{s,min}$ sont considérées comme sections non armées couvertes par la section 12 de l'EC 2-1-1.

Dans les dalles uni-directionnelles, les armatures transversales secondaires représentent au moins 20 % des armatures principales. Au voisinage des appuis, des armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires lorsqu'il n'existe aucun moment fléchissant transversal.

L'espacement des barres doit être inférieur à $s_{max,slabs}$, où h est l'épaisseur totale de la dalle.

Tableau 1.40 (EC 2-1-1 clause 9.3.1.1, NOTE 3) : Espacement admissible des barres

Armatures	Principales	Secondaires
$s_{max, slabs} \leq$	$\min\{3h; 400 \text{ mm}\}$	$\min\{3,5h; 450 \text{ mm}\}$
Zone de M_{max} et sous charges concentrées : $s_{max, slabs} \leq$	$\min\{2h; 250 \text{ mm}\}$	$\min\{3h; 400 \text{ mm}\}$

3.8,3. Section minimale d'armature dans les voiles non soumis principalement à une flexion due à des charges non-coplanaires (EC 2-1-1, clause 9.6)

3.8,3.1. Armatures verticales

L'aire de la section des armatures verticales est comprise entre $A_{s,vmin} = 0,002A_c$ et $A_{s,vmax} = 0,04A_c$ (hors des zones de recouvrement).

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Adopter les valeurs recommandées.

Lorsque le calcul conduit à prévoir l'aire minimale d'armatures, $A_{s,vmin}$, la moitié de cette aire est disposée sur chaque face.

La distance entre deux barres verticales adjacentes, est limitée au :
min [3 fois l'épaisseur du voile ; 400 mm]

3.8,3.2. Armatures horizontales

L'aire de la section des armatures horizontales disposées sur les deux faces et parallèlement aux parements du voile (et aux bords libres) n'est pas inférieure à $A_{s,hmin}$.

$$A_{s,hmin} = \max [25 \% \text{ des armatures verticales ; } 0,001A_c] .$$

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Adopter les valeurs recommandées.

L'espacement entre deux barres horizontales adjacentes est limité à 400 mm.

3.8,3.3. Armatures transversales

Des armatures transversales ne sont pas nécessaires lorsque des treillis soudés et des barres de diamètre ≤ 16 mm, sont employés avec un enrobage de béton supérieur à $2\varnothing$.

3.8,4. Section minimale d'armature dans les poutres-cloisons (EC 2-1-1, clause 9.7)

Les poutres-cloisons sont ferrillées avec des treillis avec barres perpendiculaires, disposés près de chaque parement, avec un minimum de $A_{s,dbmin}$ sur chaque face et dans chaque direction.

$$A_{s,dbmin} = \max[A_c/1000 ; 150 \text{ mm}^2/\text{m}]$$

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Adopter les valeurs recommandées.

La distance entre deux barres adjacentes de la maille est limitée au :

$$\min[\text{deux fois l'épaisseur de la poutre-cloison ; } 300 \text{ mm}]$$

Il convient, pour l'équilibre dans le nœud, d'ancrer les armatures correspondant aux tirants considérés dans le modèle de calcul :

- soit en pliant les barres,
- soit en employant des retours en U,
- ou encore au moyen de dispositifs d'ancrage,

à moins qu'une longueur suffisante soit disponible entre le nœud et l'extrémité de la poutre, permet une longueur d'ancrage de l_{bd} .