

Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
et Document d'Application Nationale

Partie 1-3 : Règles générales — Éléments et structures en béton préfabriqués

E : Eurocode 2 : Design of concrete structures — Part 1-3 : General rules —
Precast concrete elements and structures

D : Eurocode 2 : Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken —
Teil 1-3 : Allgemeine Regeln — Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen

Norme expérimentale

publiée par l'AFNOR en mai 1997.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être
adressées à l'AFNOR avant le 31 décembre 1997.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la prénorme européenne
ENV 1992-1-3:1994 et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV
(Document d'Application Nationale).

Analyse

Le présent document constitue un complément à l'ENV 1992-1-1 pour la
conception et le calcul des éléments et structures en béton préfabriqués. Il défi-
nit les méthodes de calcul, les valeurs de calcul des propriétés des matériaux,
les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structu-
res. Il contient des règles relatives à la conception détaillée des éléments, défi-
nit des tolérances de fabrication et des clauses spécifiques relatives au contrôle
de qualité.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : structure en béton, béton, élément préfa-
briqué, conception, calcul, propriété mécanique, résistance des matériaux,
dimension, section, règle de construction, contrôle de qualité, durabilité, condi-
tions d'exécution.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex
Tél. : 01 42 91 55 55 — Tél. international : + 33 1 42 91 55 55



Membres de la commission de normalisation

Président : M LACROIX

Secrétariat : M BUI — SETRA

M	ACKER	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	BALOCHE	CSTB
M	BAR	BUREAU DE NORMALISATION SOLS ET ROUTES
M	BOIS	INSPECTION GENERALE OUVRAGES D'ART
M	BOUCHON	SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
M	BOUSQUET	SNCF
M	BOUTIN	SOCOTEC — REPRESENTANT LE COPREC
M	CALGARO	SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
M	CHARDIN	SYNDICAT DES PROCEDES INDUSTRIALISES DE PRECONTRAINTE
M	CHAUSSIN	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
MME	CHAUVEL	EDF — SEPTEN
M	COIN	SAE
M	CORTADE	BORIE — SAE
M	DARDARE	CENTRE D'ETUDES ET DE RECHERCHES DE L'INDUSTRIE DU BETON MANUFACTURE
M	DARPAS	INGENIEUR GENERAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	DUBOIS	MINISTERE DE LA DEFENSE
MME	FERNANDEZ	AFNOR
M	FOURE	CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES DU BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS
MME	GODET	
M	JALIL	SOCOTEC
M	LACROIX	PROFESSEUR HONORAIRE A L'ENPC
M	LEBLANC	SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
M	LERAY	CONSEIL GENERAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	MATHEZ	CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT
M	MATHIEU	INSPECTION GENERALE OUVRAGES D'ART
MME	OSMANI	
M	PERCHAT	FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT
M	POINEAU	SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
M	SCHMOL	SNBATI
M	THONIER	FEDERATION NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS
M	XERCAVINS	PX. CONSULTANTS

Le Document d'Application Nationale (DAN) a été rédigé par un groupe de travail animé par M DARDARE et constitué de :

M	BALOCHE	CSTB
M	de CHAMPS	CAMPENON — BERNARD SGE
M	GROSJEAN	UNION NATIONALE DE LA MACONNERIE
M	LEBLANC	SETRA

Avant-propos national

Liaison avec l'ENV 1992-1-1 : Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

La présente norme expérimentale P 18-713, qui reprend la prénorme européenne ENV 1992-1-3, est un complément à la norme expérimentale P 18-711 reprenant la prénorme ENV 1992-1-1.

L'avant-propos national de cette dernière s'applique au présent document et précise la correspondance entre les normes européennes citées en référence et les normes françaises.

ICS 91.040.00 ; 91.080.40

Descripteurs : bâtiment, ouvrages en béton, calcul, codes applicables au bâtiment, règles de calcul.

Version française

Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1-3 : Règles générales — Éléments et structures en béton préfabriqués

Eurocode 2 : Planung von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken — Teil 1-3 : Allgemeine
Regeln — Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen

Eurocode 2 : Design of concrete structures —
Part 1-3 : General rules — Precast concrete elements
and structures

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 1993-06-25 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

Les membres du CEN sont tenus d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles

Sommaire

	Page
Avant-propos	5
Section 1 Introduction	8
1.1 Domaine d'application	8
1.1.2 Domaine d'application de la Partie 1-3 de l'Eurocode 2	8
1.4 Définitions	9
1.4.2 Termes spéciaux employés dans la Partie 1-3 de l'Eurocode 2	9
Section 2 Bases de calcul	10
2.1 Exigences fondamentales	10
2.2 Définitions et classifications	10
2.2.3 Propriétés des matériaux	10
2.2.3.1 Valeurs caractéristiques	10
2.3 Exigences de calcul	10
2.3.1 Généralités	10
2.3.3 Coefficients de sécurité partiels pour les États Limites Ultimes	11
2.3.3.1 Coefficients de sécurité partiels concernant les actions sur les ossatures de bâtiment	11
2.3.3.2 Coefficients de sécurité partiels des matériaux	11
2.5 Analyse	11
2.5.1 Dispositions générales	11
2.5.1.1 Généralités	11
2.5.2 Modélisation de la structure	12
2.5.2.1 Modèles structuraux pour analyse d'ensemble	12
2.5.3 Méthodes de calcul	14
2.5.3.1 Généralités	14
2.5.3.5 Analyse des dalles	14
2.5.3.8 Becquets d'appui	16
2.5.4 Détermination des effets de la précontrainte	16
2.5.4.2 Détermination de la force de précontrainte	16
Section 3 Propriétés des matériaux	17
3.1 Béton	17
3.1.2 Béton de granulats normaux	17
3.1.2.3 Résistance à la traction	17
3.1.2.4 Classes de résistance du béton	18
3.1.2.5 Caractères de déformation	18
3.5 Matériaux d'assemblage	19
3.5.1 Généralités	19
3.5.2 Appareils d'appui	19
3.5.3 Attaches métalliques des bardages	19
3.5.4 Mortier	19
3.6 Dispositifs de levage	19
Section 4 Dimensionnement et calcul des sections	20
4.1 Exigences de durabilité	20
4.1.3 Projet	20
4.1.3.3 Enrobage	20
4.2 Données du projet	21
4.2.3 Béton précontraint	21
4.2.3.4 Propriétés technologiques de l'acier de précontrainte	21
4.2.3.5 Calcul des éléments en béton précontraint	21
4.3 États limites ultimes	24
4.3.2 Sollicitations d'effort tranchant	24
4.3.2.3 Éléments ne nécessitant pas d'armatures d'effort tranchant ($V_{sd} \leq V_{Rd1}$)	24
4.3.2.4 Éléments nécessitant des armatures d'effort tranchant ($V_{sd} > V_{Rd1}$)	24

Sommaire (suite)

	Page
4.3.3	Torsion 25
4.3.3.1	Torsion pure 25
4.3.5	États limites induits par déformation structurale 25
4.3.5.6	Méthodes de calcul simplifiées pour les poteaux isolés 25
4.3.5.7	Déversement latéral des poutres élancées 25
4.4	États limites de services 26
4.4.1	Contraintes-limites aux conditions de service 26
4.4.1.1	Considérations de base 26
4.5	Conception des assemblages 27
4.5.1	Généralités 27
4.5.2	Assemblages comprimés 27
4.5.3	Joints de cisaillement 28
4.5.3.1	Généralités 28
4.5.3.2	Prescriptions de base 28
4.5.3.3	Détermination de la résistance au cisaillement 30
4.5.4	Assemblages fléchis et tendus 32
4.5.5	Appuis 33
4.5.5.1	Exigences générales 33
4.5.5.2	Appuis des éléments non isolés 33
4.5.5.3	Appuis des éléments isolés 34
Section 5	Dispositions constructives 37
5.2	Acier pour béton armé 37
5.2.2	Adhérence 37
5.2.2.1	Conditions d'adhérence 37
5.2.2.2	Contrainte ultime d'adhérence 37
5.2.3	Ancrage 37
5.2.3.2	Modes d'ancrage 37
5.3	Unités de précontrainte 38
5.3.3	Espacements horizontaux et verticaux 38
5.3.3.1	Précontrainte par prétension 38
5.4	Éléments structuraux 39
5.4.2	Poutres 39
5.4.2.1	Armatures longitudinales 39
5.4.2.2	Armatures d'effort tranchant 39
5.4.7	Voiles de béton armé 40
5.4.7.5	Définition des murs préfabriqués en béton armé 40
5.4.7.6	Jonctions murs-planchers 40
5.4.7.7	Panneaux sandwich 40
5.4.9	Dalles préfabriquées pour lesquelles le béton est d'une classe de résistance supérieure à C50/60 41
5.4.10	Plots de fondation en encuvement 41
5.5	Limitation des désordres provoqués par des actions accidentelles 42
5.5.1	Chaînages 42
5.5.2	Dimensionnement des chaînages 43
5.5.3	Continuité et ancrage des chaînages 45
Section 6	Exécution des travaux 45
6.2	Tolérances 45
6.2.1	Tolérances — Généralités 45
6.3	Règles de construction 45
6.3.5	Éléments et structures préfabriqués 45
Section 7	Maîtrise de la qualité 46
7.4	Maîtrise des différentes phases du processus de construction 46

Sommaire (fin)

	Page
Annexes normatives	47
Annexe 1 Dispositions complémentaires relatives à la détermination des effets des déformations différées du béton	47
Annexe 2 Analyse non linéaire	47
Annexe 3 Compléments d'information sur les états-limites ultimes provoqués par flambement	47
Annexe 4 Vérification des flèches par le calcul	47
Annexe informative	48
Annexe 105 Orientations générales pour la réduction des coefficients de sécurité des matériaux, γ_M	48

Avant-propos

Objectif des Eurocodes

- (1) Les «Eurocodes Structuraux» regroupent un ensemble de normes pour le calcul des structures et fondations des ouvrages de bâtiment et de génie civil.
- (2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire de préciser la qualité des produits de construction et le niveau de réalisation à satisfaire pour être conforme aux hypothèses adoptées dans les règles de calcul.
- (3) Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées concernant les produits ainsi que les méthodes de contrôle de leurs performances soient disponibles, un certain nombre d'Eurocodes Structuraux traitent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Historique du Programme Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a initié le travail d'élaboration d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de bâtiment et de génie civil, règles destinées, au début, à être utilisées en alternative aux différents règlements en vigueur dans les divers États Membres et à les remplacer ultérieurement. Ces règles techniques sont connues sous le nom d'«Eurocodes Structuraux».
- (5) En 1990, après consultation de ses États Membres, la CCE a transféré au CEN la charge de poursuivre ce travail d'élaboration, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes Structuraux et le secrétariat de l'AELE a accepté d'aider le CEN dans cette tâche.
- (6) Le Comité Technique CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

Programme Eurocodes

- (7) Le travail est en cours sur les différents Eurocodes Structuraux, chacun étant généralement constitué de plusieurs parties :

EN 1991	Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures
EN 1992	Eurocode 2	Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3	Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4	Conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton
EN 1995	Eurocode 5	Calcul des ouvrages en bois
EN 1996	Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7	Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8	Conception et dimensionnement des structures pour la résistance au séisme
EN 1999	Eurocode 9	Calcul des structures en alliage d'aluminium
- (8) Des sous-comités séparés ont été formés par le CEN/TC 250 pour les divers Eurocodes énoncés ci-dessus.
- (9) Cette partie 1-3 de l'Eurocode 2 est publiée comme Prénorme Européenne (ENV) pendant une durée de trois ans.
- (10) Cette Prénorme est destinée à être appliquée à titre expérimental ainsi que pour l'émission de commentaires.
- (11) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les Membres du CEN seront invités à formuler des commentaires officiels qui seront pris en compte dans la détermination de l'action future.

- (12) En attendant, réactions et commentaires sur cette Prénorme devront être transmis au Secrétariat du sous-comité CEN/TC 250/SC 2 à l'adresse suivante :

Deutsches Institut für Normung e.v. (DIN)

Burggrafenstraße 6
D — 10787 BERLIN
Allemagne

Tél : (+49) 30-2601-2501

Fax : (+49) 30-2601-1231

ou à votre organisme national de normalisation.

Document d'Application Nationale (DAN)

- (13) Étant donné les responsabilités des autorités des États Membres en matière de sécurité, santé et autres points couverts par les exigences essentielles de la Directive des Produits de Construction, des valeurs indicatives ont été attribuées à certains éléments de sécurité dans l'ENV qui sont identifiées par des cadres |__| (valeurs encadrées). Il incombe aux autorités de chaque État Membre d'attribuer des valeurs définitives à ces éléments de sécurité.
- (14) Certaines des normes d'accompagnement européennes ou internationales ne seront peut-être pas disponibles au moment de la publication de cette Prénorme. Il est par conséquent prévu qu'un Document d'Application Nationale (DAN) donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité, faisant référence aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de la Prénorme soit publié par chaque État Membre ou son organisme de normalisation.
- (15) Il est prévu que cette Prénorme soit utilisée conjointement avec le DAN valable dans le pays où le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil sont situés.

Points spécifiques à cette Prénorme

- (16) Le domaine d'application de l'Eurocode 2 est défini en 1.1.1 de l'ENV 1992-1-1 et celui de cette Partie de l'Eurocode 2 est défini en 1.1.2. Les parties complémentaires de l'Eurocode 2 qui sont prévues sont indiquées en 1.1.3 de l'ENV 1992-1-1 ; elles comprendront des techniques ou applications additionnelles, en complément et en supplément à cette Partie.
- (17) En utilisant cette Prénorme, on s'attachera particulièrement aux hypothèses et conditions soulignées en 1.3 de l'ENV 1992-1-1.
- (18) Les sept chapitres de cette Prénorme sont complétés par quatre annexes qui ont le même statut normatif que les chapitres auxquels elles se rapportent. Ces annexes ont été constituées, par souci de clarté, en détachant de la partie principale du texte, certains principes/règles d'application parmi les plus détaillés et qui ne sont utilisés que dans des cas particuliers.
- (19) Comme cela est indiqué en (14) du présent avant-propos, il convient de faire référence au Document d'Application Nationale qui donnera les détails des normes d'accompagnement compatibles à utiliser. Pour cette Partie de l'Eurocode 2, une attention particulière doit être portée à la Prénorme approuvée ENV 206 (Béton — Performances, production, mise en œuvre et critères de conformité) ainsi qu'aux exigences de durabilité données en 4.1 de la présente Prénorme.
- (20) Les dispositions de cette Prénorme sont fondées en grande partie sur l'édition 1978 du Code Modèle CEB et autres documents CEB et FIP plus récents.
- (21) En développant cette Prénorme, des documents explicatifs ont été préparés et donnent des commentaires et justifications sur certaines dispositions de cette Prénorme.

Pour l'ENV 1992-1-3, les paragraphes additionnels suivants s'appliquent :

- (22) Cette Partie 1-3 de l'Eurocode 2 complète l'ENV 1992-1-1 pour les points concernant les structures et éléments structuraux préfabriqués en béton.
- (23) La présentation et l'organisation de cette Partie 1-3 correspondent à celles de l'ENV 1992-1-1. Toutefois, la Partie 1-3 contient des Principes et Règles d'Application spécifiques aux structures et éléments structuraux préfabriqués en béton.
- (24) Cette Partie 1-3 de l'Eurocode 2 comprend une annexe informative : l'annexe 105.
- (25) Lorsqu'un paragraphe particulier de l'ENV 1992-1-1 n'est pas mentionné dans cette ENV 1992-1-3, ce paragraphe de l'ENV 1992-1-1 est applicable pour autant qu'il en est jugé ainsi.

Quelques Principes et Règles d'Application de l'ENV 1992-1-1 sont modifiés ou remplacés dans cette Partie, auquel cas ils s'y substituent.

Lorsqu'un Principe ou une Règle d'Application de l'ENV 1992-1-1 est modifié ou remplacé, le nouveau numéro est obtenu par l'addition de 100 au numéro original. Lorsqu'un nouveau Principe ou Règle d'Application est ajouté, il est identifié par un numéro qui suit le dernier numéro de l'ENV 1992-1-1, auquel il est ajouté 100.

Un sujet non abordé par l'ENV 1992-1-1 est introduit dans cette Partie par un nouveau paragraphe ; le numéro de ce paragraphe suit celui de l'article de l'ENV 1992-1-1 le plus approprié.

- (26) La numérotation des équations, des figures, des notes et des tableaux de cette Partie suit la même logique que celle adoptée en (25) ci-dessus pour les articles.
- (27) Dans cette Partie 1-3 de l'Eurocode 2, il est aussi fait référence aux normes CEN correspondantes relatives aux éléments préfabriqués.

Section 1 Introduction

Cette section de l'ENV 1992-1-1 est applicable, à l'exception de ce qui suit :

1.1 Domaine d'application

1.1.2 Domaine d'application de la Partie 1-3 de l'Eurocode 2

Ajouter après le Principe (5) :

P(106) La Partie 1-3 fournit une base générale pour le calcul et les dispositions constructives des structures de bâtiment en béton constituées, partiellement ou entièrement, d'éléments préfabriqués.

P(107) Les structures préfabriquées se caractérisent par la présence de liaisons assurant les assemblages entre éléments.

(107) I Les structures préfabriquées se caractérisent par la présence d'éléments de structure fabriqués ailleurs qu'à leur place définitive dans l'ouvrage. Ces éléments sont ensuite transportés, mis en place et liaisonnés au reste de l'ouvrage au droit de nœuds d'assemblage conçus et dimensionnés pour assurer ces liaisons.

Les assemblages visés par le présent texte sont :

- les assemblages comprimés (exemple : aboutement de poteau, joints secs ou avec interposition de mortier ou autre matériau) ;
- les assemblages de cisaillement (exemple : assemblages transversaux entre éléments de planchers ou de reprise entre bétons de natures différentes) ;
- les assemblages fléchis (exemple : assemblages entre composants linéaires réalisés par recouvrement des armatures, par soudage de barres ou de platines métalliques, par goujonage, par manchons filetés ou injectés) ;
- les appuis (exemple : appuis de poutres sur corbeaux, éléments de planchers sur poutres ou voiles porteurs) ;
- les assemblages entre poteaux et plots de fondation à encuvement.

(108) *La présente Partie 1-3 fournit les Principes et Règles d'Application qui complètent ceux donnés par l'ENV 1992-1-1. Les questions relatives à la fabrication et à l'assemblage des structures sont traitées par d'autres normes CEN.*

(109) *Pour les structures préfabriquées en béton, une attention particulière doit être portée aux points suivants :*

- *dispositions constructives des appuis ;*
- *dispositions constructives des joints/assemblages ;*
- *sécurité et stabilité structurale durant les différentes phases de la construction ;*
- *précontrainte par prétension.*

- (109) I *Pour les structures préfabriquées en béton, un soin particulier doit être apporté aux appuis, liaisons, assemblages des justifications doivent notamment être apportées, concernant les points suivants :*
- *dispositions constructives des appuis et appareils d'appui provisoires et définitifs ;*
 - *dispositions constructives des liaisons et assemblages ;*
 - *sécurité et stabilité structurales durant les différentes phases de construction et d'exploitation ;*
 - *prescriptions propres aux phases de stockage, transport, manutention, mise en place (compte tenu des conditions d'appui provisoires).*

1.4 Définitions

1.4.2 Termes spéciaux employés dans la Partie 1-3 de l'Eurocode 2

Ajouter après le Principe (2) :

- P(103) Les termes ci-dessous sont utilisés dans la Partie 1-3 ; leur définition est la suivante :
- un élément préfabriqué est un élément réalisé en usine ou dans un endroit autre que sa position finale dans l'ouvrage, protégé des conditions climatiques défavorables ;
 - un élément composite comprend une partie coulée en place et une partie préfabriquée, avec ou sans dispositif de liaison ;
 - les planchers à nervures et entrevous sont constitués de nervures (ou poutrelles) préfabriquées associées à des entrevous (en béton ou en terre cuite) ou à d'autres coffrages perdus, avec ou sans dalle coulée en place ;
 - un panneau sandwich est généralement constitué de deux plaques de béton séparées par un matériau thermiquement isolant ;
 - les diaphragmes sont des éléments plans soumis à des forces dirigées suivant leur plan. Un diaphragme peut être constitué de plusieurs éléments préfabriqués assemblés entre eux ;
 - les chaînages sont des éléments dont la continuité mécanique est assurée, destinés à reprendre des efforts de traction ; ils sont disposés dans les planchers, les murs ou les poteaux ;
 - les éléments préfabriqués sont dits isolés lorsqu'en cas de rupture, on ne peut compter sur aucun autre cheminement d'efforts permettant le transfert des charges, c'est-à-dire sur aucune redistribution des sollicitations internes.
- (104) *Les types d'éléments préfabriqués suivants, en béton armé ou précontraint, sont communément utilisés :*
- *éléments linéaires (par exemple : poutres, poutrelles, poteaux) ;*
 - *éléments de dalles (par exemple : dalles pleines partiellement ou entièrement préfabriquées, dalles nervurées, nervures et entrevous, dalles alvéolées) ;*
 - *éléments de voiles (par exemple : pleins, nervurés ou sandwich) ;*
 - *autres éléments (par exemple : fondations, escaliers).*
- (105) *Situations transitoires : pour les constructions préfabriquées, les situations transitoires comprennent notamment :*
- *le démoulage ;*
 - *le transport jusqu'à l'aire de stockage ;*
 - *les conditions d'appui et de chargement durant le stockage ;*
 - *le transport jusqu'au chantier ;*
 - *le montage (levage) et la mise en place.*

Section 2 Bases de calcul

Cette section de l'ENV 1992-1-1 est applicable, à l'exception de ce qui suit :

2.1 Exigences fondamentales

Ajouter après le Principe (4) :

P(105) La réalisation de la structure et les interactions entre ses différents éléments structuraux doivent permettre de garantir sa robustesse et sa stabilité.

(105) C *Il s'agit de garantir les exigences précitées en 2.1 (1) à (4) de l'ENV 1992-1-1 ou en 2.1 (1) à (5) de l'ENV 1991-1.*

(106) *L'interaction nécessaire entre les éléments est obtenue en chaînant la structure au moyen :*

- a) des chaînages périphériques ;*
- b) des chaînages intérieurs ;*
- c) des chaînages horizontaux au droit des poteaux et des voiles ;*
- d) des chaînages verticaux, si nécessaires.*

Lorsqu'un bâtiment est divisé en parties structurellement indépendantes par des joints, il convient que chacune de ces parties comporte un système de chaînage approprié.

(107) *La facilité de montage et de maintenance sont à prendre en compte au stade de la conception.*

(108) *Lorsque cela est nécessaire, les dispositifs mécaniques retenus sont étudiés de manière à en faciliter l'inspection et le remplacement.*

2.2 Définitions et classifications

2.2.3 Propriétés des matériaux

2.2.3.1 Valeurs caractéristiques

Ajouter après la Règle d'Application (4) :

(105) *La construction par préfabrication exige la vérification de la résistance à la compression du béton, f_c , lors de certaines phases de la construction (par exemple au démoulage, lors de la mise en précontrainte, voir le paragraphe 3.1.2.2 de l'ENV 1992-1-1).*

(105) C *La résistance à laquelle il est fait référence peut être suivant les cas :*

- une résistance minimale (exemple : signal de mise en précontrainte) ;*
- une résistance moyenne ;*
- une résistance caractéristique.*

2.3 Exigences de calcul

2.3.1 Généralités

Ajouter après le Principe (4).

(105) *Lorsqu'il y a lieu, il convient de tenir compte pour le dimensionnement des effets des actions dynamiques (par exemple à-coups) durant les situations transitoires. En l'absence d'une analyse plus rigoureuse, il est admis de majorer les effets statiques correspondants par un coefficient approprié.*

(105) I *Lorsqu'il y a lieu, il convient de tenir compte pour le dimensionnement des effets des actions dynamiques.*

En l'absence d'une analyse plus rigoureuse, il est admis de majorer les effets statiques correspondants par un coefficient approprié.

Les valeurs des coefficients dynamiques à considérer en situations transitoires sont définies par les Normes Produits, par la Norme «Exécution des Structures en Béton» (prEN XXX du TC104/SC2) et par l'ENV 1991-2-6 «Charges et Déformations en cours d'exécution».

Celles qui sont à considérer en situation d'exploitation sont fixées par les Documents Particuliers du Marché.

2.3.3 Coefficients de sécurité partiels pour les États Limites Ultimes

2.3.3.1 Coefficients de sécurité partiels concernant les actions sur les ossatures de bâtiment

Remplacer la Règle d'Application (1) par :

(101) *Les coefficients de sécurité partiels à considérer pour les situations de calcul transitoires et durables sont ceux donnés par le tableau 2.2 de l'ENV 1992-1-1. Cependant, pour les éléments préfabriqués, une valeur inférieure de ces coefficients peut être retenue en situations transitoires sous réserve que :*

a) le comportement de la structure terminée dans les conditions d'utilisation n'en soit pas affecté, et ;

b) les documents qui s'y rapportent l'autorisent.

(101) A *Lorsqu'elles sont différentes de celles données par l'ENV 1992-1-1, les valeurs des coefficients de sécurité partiels à considérer sont fixées par les Documents Particuliers du Marché.*

2.3.3.2 Coefficients de sécurité partiels des matériaux

Remplacer la Règle d'Application (4) par :

(104) *Des valeurs plus élevées ou plus faibles de γ_c et γ_s peuvent être retenues pour les éléments préfabriqués sous réserve qu'elles soient justifiées par des procédures de contrôle qualité appropriées et par les documents qui s'y rapportent ¹⁾.*

(104) A *Dans le cas d'éléments préfabriqués, les valeurs c_c et c_s sont toutefois bornées inférieurement à 1,3 et 1,05 respectivement, voir l'annexe 105 pour la détermination de ces valeurs.*

Cette réduction ne s'applique pas aux parties coulées en place, ni aux assemblages qui font l'objet de coefficients de sécurité partiels tels que définis dans l'ENV 1992-1-1.

2.5 Analyse

2.5.1 Dispositions générales

2.5.1.1 Généralités

Ajouter après la Règle d'Application (6) :

P(107) Outre les exigences de l'ENV 1992-1-1, l'analyse des structures préfabriquées en béton doit prendre en compte le comportement des liaisons entre éléments.

Chaque stade de la construction déterminant relève d'une analyse faisant intervenir la géométrie et les propriétés des matériaux correspondants à ce stade.

1) Voir l'ENV 1991-1 «Bases de calcul» et l'annexe informative 105 de la partie 1-3 de l'ENV 1992.

- (108) Pour l'analyse des structures préfabriquées en béton, il convient de prendre en compte :
- le comportement des éléments structuraux à tous les stades de la construction et leur interaction avec les autres éléments (par exemple effet mutuel avec le béton coulé en place ou avec d'autres éléments préfabriqués) ;
 - le comportement du système structural, en portant une attention particulière sur les déformations et la résistance réelles des assemblages ;
 - les incertitudes ayant une influence sur les conditions de bord et le cheminement des efforts entre éléments, dues aux écarts de géométrie et de positionnement des éléments et des appuis.
- (109) Le blocage horizontal dû au frottement sous le poids des éléments supportés ne peut être considéré qu'en régions non sismiques (en utilisant $\gamma_{G,inf}$), lorsque :
- la stabilité d'ensemble de la structure ne dépend pas uniquement du frottement, et ;
 - les dispositions d'appuis empêchent l'accumulation possible de glissements irréversibles des éléments, telle que celle causée par un comportement irrégulier sous actions alternées (effets cycliques d'origine thermique sur les bords en contact des éléments simplement supportés).

(109) A La condition suivante doit également être respectée :

Toute possibilité de mouvement relatif donnant lieu à des chocs doit être exclue.

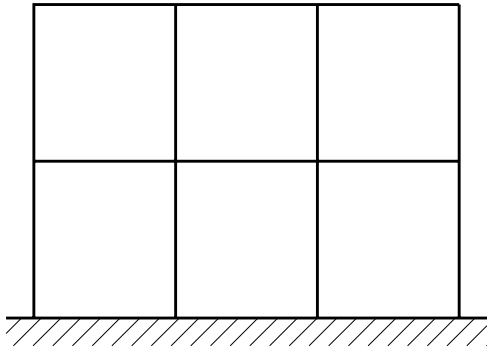
- (110) Au stade du dimensionnement, il convient d'apprécier la résistance de la structure et l'intégrité des liaisons en prenant en compte des effets des mouvements horizontaux. Si nécessaire, il convient de prévoir des dispositifs d'appui particuliers.

2.5.2 Modélisation de la structure

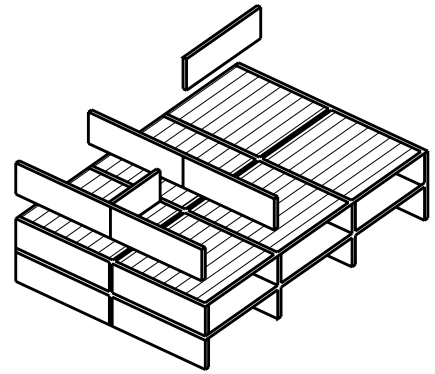
2.5.2.1 Modèles structuraux pour analyse d'ensemble

Ajouter après la Règle d'Application (6) :

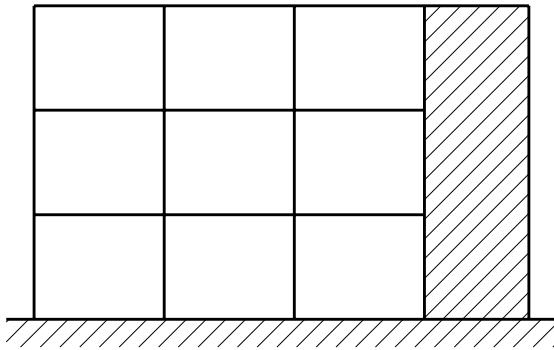
- (107) En construction par préfabrication, les systèmes structuraux suivants sont habituellement utilisés pour assurer la stabilité d'ensemble. Ceux-ci, ainsi que d'autres systèmes, peuvent agir seuls ou en combinaisons :
- a) Structures à portiques (figure 2.106 a), composées d'éléments préfabriqués linéaires (poutres et poteaux). Ils peuvent être conçus comme des poteaux continus encastrés en pied et articulés en tête (principalement pour les bâtiments de faible hauteur) ou bien comme des portiques partiellement ou entièrement continus.
 - b) Structures constituées de refends ou d'éléments de voiles (figure 2.106 b) caractérisées par un comportement rigide en plan (murs de cisaillement) et articulées avec les éléments structuraux plans qui leur sont perpendiculaires (dalles). La stabilité longitudinale est assurée par des murs ou des portiques perpendiculaires aux murs de refends.
 - c) Structures contreventées (figure 2.106 c) dans lesquelles les poutres et les poteaux peuvent être articulés. La stabilité d'ensemble est assurée par des noyaux de contreventement.
 - d) Planchers ou toitures formant diaphragme (figure 2.106 d). Planchers et toitures sont utilisés pour transmettre les forces horizontales aux noyaux de contreventement.
 - e) Structures cellulaires (figure 2.106 e). Cellules monolithiques préfabriquées, correspondants par exemple à une pièce d'un bâtiment.



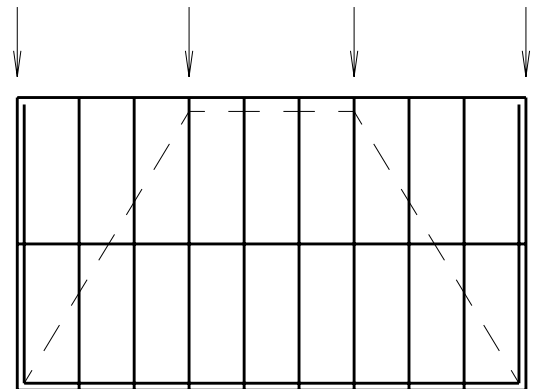
a) Structure à portiques



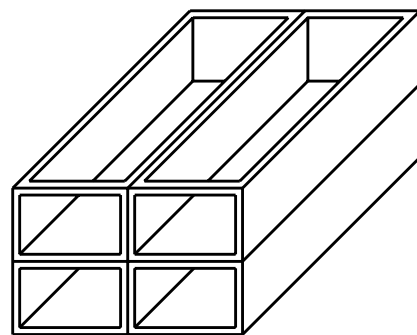
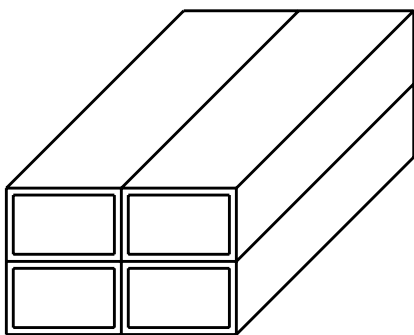
b) Structure constituée de refends
ou d'éléments de voiles
(structure formée de panneaux)



c) Structure contreventée



d) Plancher ou toiture formant diaphragme



e) Structure cellulaire

Figure 2.106 : Différents types de structures

2.5.3 Méthodes de calcul

2.5.3.1 Généralités

Remplacer la Règle d'Application (5) par :

(105) *Les distances entre les joints de dilatation peuvent, pour les structures préfabriquées en béton, être supérieures à celles retenues pour les structures réalisées en place, compte tenu qu'une partie du fluage et du retrait a déjà été effectuée avant montage.*

(105) A *Les déformations dues au retrait et au fluage des composants monolithes ou composites doivent faire l'objet d'une étude précise de manière à éviter les désordres pouvant se produire dans les éléments (contraintes dues aux déformations gênées,...), dans les assemblages (modification de la surface d'appui, création de moments positifs sur appuis, concentrations de contraintes,...) ou dans la structure elle-même.*

Elles doivent être évaluées pour l'ensemble des actions susceptibles d'être appliquées sur le composant (précontrainte incluse).

Dans le cas où les composants sont étuvés, il est loisible d'estimer les valeurs des déformations de retrait et de fluage en procédant à leur calcul comme si le béton n'était pas traité, en les réduisant forfaitairement de 25 % pour le retrait et de 15 % pour le fluage et en introduisant, pour celui-ci, les mêmes conditions de chargement ultérieur.

Ajouter après la Règle d'Application (5) :

P(106) Lorsque des mouvements relatifs peuvent se produire entre un élément et son support, leurs effets sur le support et la structure supportée doivent être pris en considération.

(107) *L'hypothèse de continuité au droit des assemblages est admise si :*

— on utilise du béton coulé en place et des armatures disposées de manière traditionnelle ;

— la continuité est assurée par des assemblages boulonnés ou soudés ;

— la continuité de l'assemblage est démontrée par des essais appropriés exécutés en prenant en compte des conditions défavorables de résistance et de rigidité.

Dans les autres cas, il convient de considérer les assemblages comme des articulations.

(107) C *L'hypothèse consistant à considérer l'assemblage comme une articulation n'est qu'une facilité de calcul offerte au projeteur. Cette hypothèse, qui ne saurait refléter la réalité dans la plupart des cas rencontrés, conduit donc à examiner les conséquences (notamment en termes de déformations) entre le modèle retenu et la réalité.*

Beaucoup d'assemblages conduisent à une continuité partielle. Le fait de les supposer sans rigidité impose de procéder à la vérification du bon comportement de l'assemblage sous l'effet des déformations calculées dans l'hypothèse de l'articulation.

2.5.3.5 Analyse des dalles

Ajouter après l'alinéa 2.5.3.5.7 :

2.5.3.5.8 Calcul des systèmes de planchers préfabriqués

P(101) Pour le dimensionnement de types particuliers d'éléments de planchers préfabriqués, on doit également se référer aux spécifications techniques des normes produits CEN qui s'y rapportent.

(101) C Les normes européennes établies dans le cadre du CEN relatives aux composants de planchers (exemples : dalles alvéolées, prédalles, poutrelles et entrevous, composants nervurés) donnent pour la plupart sous forme d'annexes différentes indications ayant trait à leur mise en œuvre ainsi qu'à la conception et au dimensionnement des planchers dans lesquels ils sont incorporés.

- P(102) La distribution transversale des charges entre éléments de plancher adjacents doit être assurée par des assemblages appropriés permettant la transmission des efforts de cisaillement.
- (103) *Les assemblages permettant la transmission des efforts de cisaillement peuvent être :*
- a) *des joints en béton ou en mortier coulés en place ;*
 - b) *des assemblages soudés ou boulonnés ;*
 - c) *une dalle rapportée en béton armé.*
- (104) *La distribution transversale des charges concentrées ou linéaires peut se déterminer au moyen de méthodes d'analyse ou d'essais appropriées.*
- (105) *Lorsque les planchers préfabriqués sont conçus pour faire office de diaphragme, afin de transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement, les dispositions suivantes s'appliquent :*
- *le diaphragme fait partie d'un modèle structural réaliste qui prend en compte la compatibilité des déformations des éléments de contreventement ;*
 - *les effets des déplacements horizontaux résultants sont considérés en tout point de la structure ;*
 - *le diaphragme est suffisamment armé pour résister aux efforts de traction développés dans le modèle structural de référence ;*
 - *lorsque le diaphragme est le siège de concentrations de contraintes (par exemple autour des trémies, au droit des assemblages avec les éléments de contreventement), les dispositions constructives adéquates sont prévues.*
- (106) *La fonction de diaphragme peut être réputée assurée lorsque des armatures transversales sont prévues. Celles-ci peuvent être concentrées au droit des supports sous réserve que les éléments soient raccordées de manière à permettre le transfert des forces latérales par effet d'arc, de poutre à treillis ou de poutre Vierendeel. Les armatures transversales peuvent être placées, le cas échéant, dans la dalle rapportée.*
- P(107) Lorsque les supports sont supposés fonctionner en appuis simples, les effets des conditions aux limites réelles sur les éléments préfabriqués doivent être pris en compte.
- (108) *Lorsque des éléments isolés contigus (par exemple les sections en double T) ne comportent pas de dispositif de reprise d'effort tranchant dans le plan vertical du joint, il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant dans les nervures, comme pour des poutres.*
- (109) *Les éléments préfabriqués associés à une table de compression d'au moins | 40 | mm d'épaisseur peuvent être calculés comme des sections monolithes, sous réserve que la valeur du cisaillement affectant l'interface entre la table de compression et les éléments préfabriqués soit vérifiée suivant les dispositions de 4.5.3. Il convient de vérifier la valeur des contraintes développées dans les éléments préfabriqués à tous les stades de la construction avant et après l'établissement du monolithisme.*
- (110) *Les armatures transversales peuvent être toutes disposées soit dans les éléments préfabriqués, soit dans la dalle rapportée. Seules les armatures transversales rendues continues peuvent être utilisées dans les justifications vis-à-vis des sollicitations transversales.*

(110) C <i>Les armatures transversales considérées ici sont les armatures de répartition et non pas les armatures de couverture de l'effort tranchant.</i>
--

(111) Les planchers à nervures et entrevous sans dalle de compression peuvent être analysés comme des dalles pleines, pourvu qu'ils comportent des nervures transversales espacées d'une distance s_s , n'excédant pas les valeurs du tableau 2.104.

Tableau 2.104 : Espacement maximal s_t des nervures transversales permettant aux planchers à nervures et entrevous d'être analysés comme des dalles pleines

Type de bâtiment	$s_L \leq l_{eff} / g $	$s_L > l_{eff} / g $
Habitations	—	$ 12 d_0$
Autres bâtiments	$ 10 d_0$	$ g d_0$

où :

s_L : entraxe des nervures longitudinales ;

l_{eff} : portée utile des nervures longitudinales ;

d_0 : épaisseur du plancher nervuré.

(111) I Les planchers à nervures et entrevous sans dalle de compression ne peuvent être analysés comme des dalles pleines, que si les normes produits CEN les concernant l'envisagent explicitement.

Ajouter après 2.5.3.7 :

2.5.3.8 Becquets d'appui

(101) Les becquets d'appui peuvent se calculer à l'aide de modèles de bielles et tirants, comme l'illustrent, à titre d'exemple, les figures 2.107 a) et 2.107 b). Ces deux modèles peuvent être combinés.

(102) Il y a lieu d'ancrer convenablement toutes les armatures.

2.5.4 Détermination des effets de la précontrainte

2.5.4.2 Détermination de la force de précontrainte

Remplacer la Règle d'Application (4) par :

(104) Les coefficients r_{sup} et r_{inf} peuvent prendre les valeurs respectives de $|1,1|$ et $|0,9|$, faute d'une détermination plus rigoureuse et à condition que la somme des pertes dues aux frottements et aux effets différés n'excède pas 30 % de la précontrainte initiale.

Cependant, si la mesure directe de la force de précontrainte fait l'objet d'une exploitation statistique adéquate, ces coefficients peuvent avoir la valeur suivante :

$$r_{sup} = r_{inf} = |1,0|$$

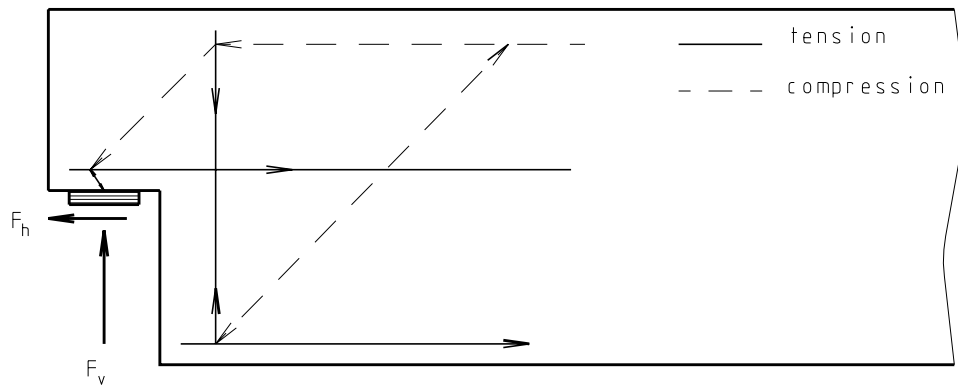
(104) A Les valeurs r_{sup} et r_{inf} ne seront adoptées que si les Documents Particuliers du Marché le prescrivent et à défaut d'indications, on prendra :

$$r_{sup} = \frac{1,02 P_o - 0,80 (P_o - P_{m,t})}{P_{m,t}}$$

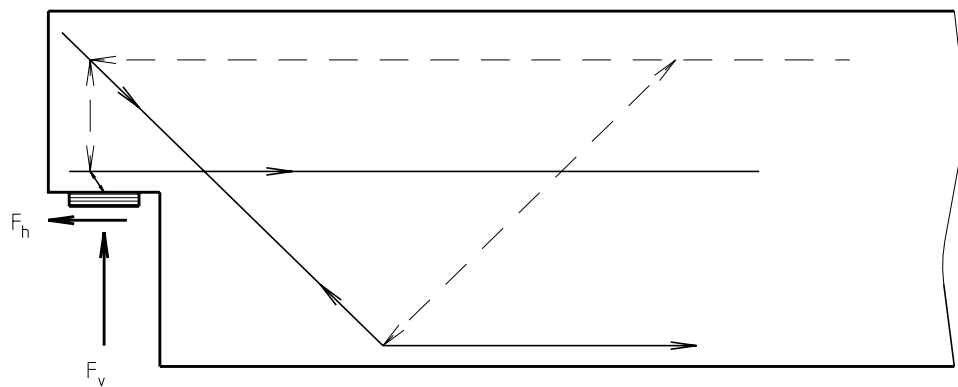
$$r_{inf} = \frac{0,98 P_o - 1,20 (P_o - P_{m,t})}{P_{m,t}}$$

Pour les éléments préfabriqués précontraints par prétension dont la fabrication fait l'objet d'une assurance de la qualité appropriée et pour lesquels les pertes de précontrainte sont estimées à partir d'un calcul précis prenant en compte l'ensemble des paramètres dont elles dépendent, ces vérifications pourront être menées sur la base d'une seule valeur caractéristique de la précontrainte déterminée par :

$$\frac{0,98 P_o - 1,10 (P_o - P_{m,t})}{P_{m,t}}$$



a) Suspentes verticales



b) Suspentes inclinées

Figure 2.107 : Exemples de modèles de calcul des becquets d'appui

NOTE : Ces figures n'indiquent pas le ferrailage de détail, non plus que les dispositions générales d'équilibre (voir également figure 5.121).

Section 3 Propriétés des matériaux

Cette section de l'ENV 1992-1-1 est applicable, à l'exception de ce qui suit :

3.1 Béton

3.1.2 Béton de granulats normaux

3.1.2.3 Résistance à la traction

Ajouter après la Règle d'Application (4) :

(105) *La validité des équations (3.1 — 3.4) de l'ENV 1992-1-1 est à confirmer pour les bétons des classes de résistance supérieures à C50/60.*

3.1.2.4 Classes de résistance du béton

Remplacer la Règle d'Application (3) par :

(103) *Le tableau 3.101 indique la résistance caractéristique f_{ck} et la résistance à la traction pour les différentes classes de résistance du béton.*

(103) C *Pour les éléments préfabriqués dont la production fait l'objet d'une assurance de la qualité appropriée, une exploitation statistique des résultats peut conduire à adopter des valeurs de résistance à la traction différentes de celles données par le tableau 3.101.*

Ajouter après la Règle d'Application (103) :

(104) *Des classes de résistance intermédiaires complétant celles du tableau 3.101 peuvent être utilisées.*

Tableau 3.101 : Classes de résistance du béton, résistance caractéristique à la compression f_{ck} (sur cylindre), résistance moyenne à la traction f_{ctm} et résistance caractéristique à la traction du béton f_{ctk} (en N/mm²) — Les classes de béton (par exemple C20/25) correspondent à la résistance sur cylindre/cube telle que définie par l'ENV 206, paragraphe 7.3.1.1

Classes de résistance du béton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/65	C60/70
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,4 *)	4,6 *)
$f_{ctk} 0,05$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,1 *)	3,2 *)
$f_{ctk} 0,95$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,7 *)	6,0 *)

*) Les valeurs de f_{ct} correspondant aux classes de résistance supérieures à C50/60 ont été calculées en fonction des équations (3.2 — 3.4) de l'ENV 1992-1-1 ; néanmoins, il convient de les valider.

3.1.2.5 Caractères de déformation

3.1.2.5.5 Fluage et retrait

Ajouter après la Règle d'Application (5) :

(106) *Si la contrainte de compression du béton, du fait de la précontrainte par prétension, dépasse $0,45 f_{cmj}$, la non-linéarité du fluage doit être prise en compte.*

(106) I *Si la contrainte de compression du béton, du fait de la précontrainte, dépasse $0,45 f_{cmj}$, la non-linéarité du fluage doit être prise en compte.*

(107) *Dans ce cas, il convient de modifier le coefficient de fluage fictif de la manière suivante :*

$$\phi_{0,k} = \phi_0 \exp \left[1,5 \left(k_\sigma - 0,45 \right) \right] \quad (3.106)$$

où :

$\phi_{0,k}$ est le coefficient de fluage fictif non linéaire, remplaçant ϕ_0 ;

ϕ_0 est le coefficient de fluage tel que défini par l'ENV 1992-1-1, Annexe 1 (A.1.1.2) ou 3.1.2.5.5 ;

k_σ est le rapport de la contrainte à la résistance σ_c / f_{cmj} , dans lequel σ_c est la contrainte de compression du béton sous charges quasi permanentes et f_{cmj} est la valeur moyenne de la résistance à la compression du béton au moment de l'application des charges. Voir l'ENV 1992-1-1, 4.2.1.3.3. (6).

(108) *Pour le fluage sous haute température, voir l'ENV 1992-1-1, Annexe 1, A.1.1.2. (3).*

Ajouter après 3.4.2.1 (5).

3.5 Matériaux d'assemblage

3.5.1 Généralités

P(101) Les matériaux d'assemblage doivent être stables et pérennes tout au long de la durée de vie de la structure. Les compatibilités chimiques et physiques doivent être vérifiées. Les matériaux doivent être protégés contre toute action néfaste d'origine chimique ou physique. Ils doivent présenter le même classement au feu que les éléments structuraux.

3.5.2 Appareils d'appui

P(101) Les caractéristiques de résistance et de déformabilité des appareils d'appui doivent être compatibles avec les critères de calcul.

3.5.3 Attaches métalliques des bardages

P(101) Ce paragraphe s'applique aux attaches métalliques permanentes non entièrement protégées des effets des conditions atmosphériques.

P(102) Les métaux utilisés pour les attaches doivent être choisis parmi les suivants :

— attaches non inspectables :

- aciers austénitiques inoxydables ;
- bronze phosphore ;

— attaches inspectables :

- aciers galvanisés à chaud ;
- cuivre et alliages de cuivre ;
- vis dont le filetage est plaqué ou galvanisé par électrolyse et protégé par deux couches de peinture époxydique.

P(103) L'aptitude du matériau doit être établie avant tout soudage, revenu ou traitement à froid.

3.5.4 Mortier

(101) *Il convient que la résistance moyenne du mortier ne soit pas inférieure à $\lfloor 15 \rfloor$ N/mm².*

(101) I *La résistance minimale du mortier ne doit pas être inférieure à 15 N/mm².*

3.6 Dispositifs de levage

P(101) *Les matériaux utilisés pour les dispositifs de levage et de manutention ne doivent pas se fragiliser de manière significative avec l'âge ou sous basses températures.*

(101) I Les matériaux utilisés pour les dispositifs de levage et de manutention ne doivent pas se fragiliser de manière significative avec l'âge ou basses températures d'utilisation. Ils doivent, par ailleurs, présenter une ductilité suffisante appropriée à leur utilisation spécifique.

Section 4 Dimensionnement et calcul des sections

Cette section de l'ENV 1992-1-1 est applicable, à l'exception de ce qui suit :

4.1 Exigences de durabilité

4.1.3 Projet

4.1.3.3 Enrobage

Remplacer la Note 3) qui suit le tableau 4.2 par :

(103) Une réduction de 5 mm peut être appliquée aux bétons des classes de résistances supérieures ou égales à C40/50. De plus, indépendamment de la classe de résistance du béton, une réduction supplémentaire de 5 mm peut être appliquée aux éléments de dalle précontraints préfabriqués situés en classe d'exposition 1 et dont la fabrication fait l'objet d'un contrôle de qualité approprié. Dans le cas de béton coulé en place au contact d'un élément préfabriqué, l'enrobage au droit de l'interface peut être réduit aux valeurs suivantes :

| 5 mm | dans l'élément préfabriqué et
| 10 mm | dans le béton coulé en place.

(103) I Une réduction de 5 mm peut être appliquée aux bétons des classes de résistances supérieures ou égales à C40/50, justifiant d'une étude granulométrique appropriée vis-à-vis de leur compacité.

De plus, pour la classe d'exposition 1, indépendamment de la classe de résistance du béton, des réductions supplémentaires de :

- 5 mm pour les armatures de béton armé ; et de
- 10 mm pour les armatures actives ;

peuvent être appliquées pour les éléments préfabriqués en usine dont la fabrication fait l'objet d'un contrôle de qualité approprié.

Toutefois, le cumul de ces réductions ne doit pas conduire à des valeurs d'enrobage inférieures aux valeurs suivantes :

- pour les armatures de béton armé : 10 mm lorsqu'elles sont disposées dans des poutrelles, des prédalles, des éléments de dalles ou dans des éléments similaires, 15 mm dans les autres cas ;
- pour les armatures de béton précontraint : 15 mm lorsqu'elles sont disposées dans des poutrelles, des prédalles, des éléments de dalles ou dans des éléments similaires, 20 mm dans les autres cas.

Ces valeurs doivent être considérées comme étant celles des enrobages minimaux requis en classe d'exposition 1.

Note complémentaire à la suite du tableau 4.2 :

(105) L'enrobage minimal peut être réduit pour les armatures ayant reçu un revêtement ou résistantes à la corrosion, si les justifications correspondantes peuvent être fournies. Dans ce cas, il convient de faire référence aux documents concernant les propriétés mécaniques, y compris l'adhérence.

4.2 Données du projet

4.2.3 Béton précontraint

4.2.3.3.6 Contraintes multiaxiales

Remplacer le tableau 4.4 par :

Tableau 4.104 : Critères à prendre en compte pour satisfaire les conditions multiaxiales dans les armatures de précontrainte

Type d'armature	Rapport $\frac{\text{rayon de courbure minimal}}{\text{diamètre nominal}}$
Fil ou toron unique, dévié après mise en tension ou tendu lorsque déjà dévié	15
Fil ou toron unique, tendu dans une gaine lisse	20
Fil ou toron unique, tendu dans une gaine nervurée	40
Câble constitué de plusieurs fils ou torons	valeurs précédentes multipliées par n_1/n_2

où :

n_1 est le nombre total de fils ou de torons dans le câble ;

n_2 est le nombre de fils ou de torons transmettant la force radiale de tous les fils ou torons du câble au déviateur (voir figure 4.7 de l'ENV 1992-1-1).

4.2.3.4 Propriétés technologiques de l'acier de précontrainte

4.2.3.4.1 Relaxation

Ajouter après la Règle d'Application (5) :

P(106) Pour les éléments précontraints par prétension et dans le cas de béton étuvé, les pertes par relaxation dues à l'augmentation de température doivent être prises en compte. La perte par relaxation est accélérée pendant l'étuvage et la vitesse de relaxation est réduite en fin de traitement.

4.2.3.5 Calcul des éléments en béton précontraint

4.2.3.5.4 Force de précontrainte initiale

Remplacer les Principes (2) et (3) par :

P(102) La force maximale appliquée à une armature de précontrainte P_0 (c'est-à-dire la force à l'extrémité active, immédiatement après mise en tension, $x = 0$, voir 2.5.4.2) ne doit pas excéder la valeur $A_p \sigma_{0,max}$, dans laquelle :

(102) A Pour P_0 :

- dans le cas de la post-tension, il s'agit de la «force à l'origine» qu'on réalise au droit du raccordement entre la trompette de déviation et la partie courante du conduit en fin de mise en tension avant blocage de l'ancrage ;
- dans le cas de la prétension, il s'agit de la «force au vérin».

A_p est l'aire de la section transversale de l'armature de précontrainte ;

$\sigma_{0,max}$ est la contrainte maximale appliquée à l'armature de précontrainte ;

$\sigma_{0,max} =$ la plus petite des deux valeurs | 0,85 | f_{pk} et | 0,95 | $f_{p0,1k}$
pour les éléments précontraints dont les armatures endommagées peuvent être remplacées

(4.105)

(102) A Pour les armatures de précontrainte, dans le cas d'une production industrialisée justifiant d'une assurance de la qualité appropriée, on prendra également :

$$\sigma_{0,\max} = \text{la plus petite des deux valeurs : } 0,85 f_{pk} \text{ et } 0,95 f_{p0,1k}$$

$$\sigma_{0,\max} = \text{la plus petite des deux valeurs } |0,80| f_{pk} \text{ et } |0,90| f_{p0,1k} \text{ dans tous les autres cas.} \quad (4.5)$$

P(103) La valeur de la force de précontrainte appliquée au béton immédiatement après mise en tension (précontrainte par post-tension) ou après transfert (précontrainte par pré-tension), c'est-à-dire $P_{m,0} = A_p \sigma_{pm,0}$, ne doit pas excéder la plus petite valeur des forces déterminées ainsi :

$$A_p \sigma_{pm,0} = |0,80| f_{pk} \cdot A_p \text{ et } |0,90| f_{p0,1k} \cdot A_p \text{ pour les éléments précontraints par prétension satisfaisant à l'équation (4.105), correspondant au cas où les armatures endommagées peuvent être remplacées} \quad (4.106)$$

$$A_p \sigma_{pm,0} = |0,75| f_{pk} \cdot A_p \text{ et } |0,85| f_{p0,1k} \cdot A_p \text{ dans tous les autres cas} \quad (4.6)$$

Équations dans lesquelles $\sigma_{pm,0}$ désigne la contrainte régnant dans l'armature de précontrainte immédiatement après mise en tension ou transfert.

(103) A Les conditions énoncées dans cet article n'ont pas lieu d'être envisagées pour les éléments précontraints par prétension dans le cas d'une production industrialisée faisant l'objet d'une assurance de la qualité appropriée.

4.2.3.5.6 Zones d'ancrage des éléments précontraints par prétension

Ajouter après la Règle d'Application (9) :

(110) *Il convient de vérifier l'ancrage de la force de traction T_{dx} , due à la charge appliquée à l'état limite ultime.*

L'expression simplifiée suivante peut être utilisée pour déterminer la force de traction T_{dx} à la distance x de l'appui :

$$T_{dx} = M_{Sd}(x) / z + V_{Sd}(x) \cotgh \quad (4.184)$$

où :

$M_{Sd}(x)$ est le moment fléchissant à la section x ;

z est le bras de levier ;

$V_{Sd}(x)$ est l'effort tranchant à la section x ;

x est la distance de la section au centre de l'appui ;

h est l'angle formé par les bielles de béton et l'axe longitudinal de l'élément. Pour les éléments ne comportant pas d'armatures d'effort tranchant, il convient de prendre \cotgh égale à $|1,0|$.

(110) A L'angle h est pris constant quel que soit x .

(111) *On peut considérer que la précontrainte s'établit de façon linéaire, la longueur de transmission l_{bp} se déterminant d'après le tableau 4.7 de l'ENV 1992-1-1.*

Lorsqu'un élément précontraint par prétension a été calculé à l'aide de l'équation (4.106), il convient de multiplier les valeurs de b_p données par le tableau 4.7 de l'ENV 1992-1-1 par $\sigma_{p0}/0,8 f_{pk}$, σ_{p0} désignant la contrainte réelle de l'acier de précontrainte.

(112) *Dans le cas d'une précontrainte établie de la manière linéaire décrite ci-dessus (111), la force résistante ultime F_{px} à la distance x peut être déterminée suivant les dispositions de 4.2.3.5.6 (9) de l'ENV 1992-1-1.*

(112) I Dans le cas d'une précontrainte établie de la manière linéaire décrite ci-dessus (111), la force résistante ultime à la distance x est prise égale à $0,8 F_{px} / c_s$, la valeur de F_{px} pouvant être déterminée suivant les dispositions de l'alinéa 4.2.3.5.6 (9) de l'ENV 1992-1-1.

(113) Lorsque des calculs plus précis sont nécessaires, on peut également supposer que la précontrainte s'établit suivant une loi parabolique — voir figure 4.134 a. Il convient alors d'augmenter de $\lfloor 25 \% \rfloor$ la longueur de transfert découlant de l'équation (4.12) de l'ENV 1992-1-1.

(114) Lorsque la précontrainte s'établit suivant une loi parabolique, il est loisible de considérer que la force d'ancrage F_{px} atteint une valeur maximale $F_{pd} = A_p \cdot f_{p0,1k} / c_s$, comme indiqué par la figure 4.134 b.

(115) La longueur de transfert l_{bp} des fils crantés de diamètre inférieur ou égal à 9 mm et des torons normaux (non compactés) dont les aires des sections transversales A_p sont inférieures ou égales à 150 mm^2 , satisfaisant aux caractères de surface spécifiées par les normes correspondantes et tendus suivant les valeurs de 4.2.3.5.4 de l'ENV 1992-1-1, peut se calculer en application de l'équation (4.12) et du tableau 4.7 de l'ENV 1992-1-1.

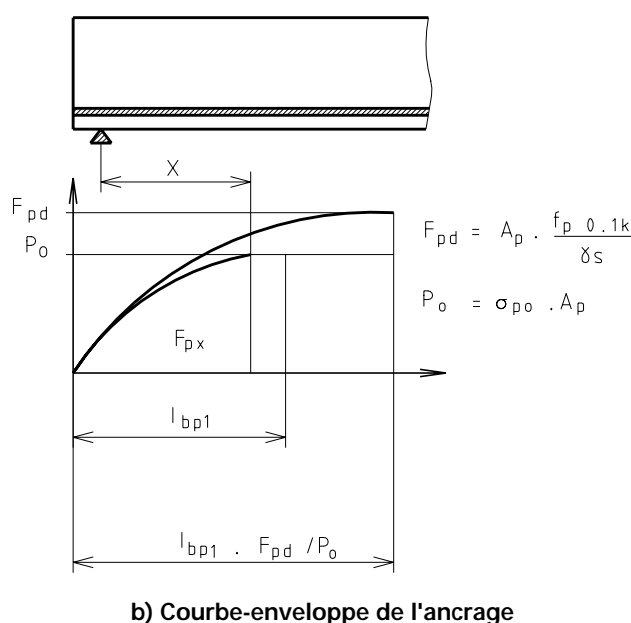
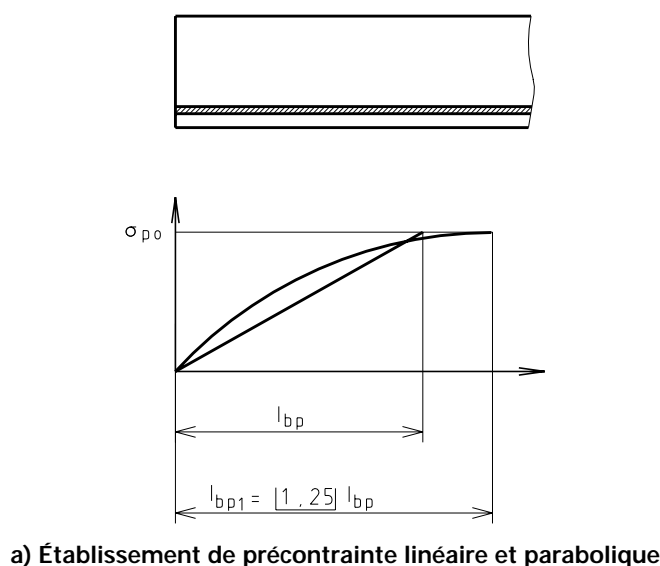


Figure 4.134 : Établissement de la précontrainte dans la zone de transfert

4.3 États limites ultimes

4.3.2 Sollicitations d'effort tranchant

4.3.2.3 Éléments ne nécessitant pas d'armatures d'effort tranchant ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)

Remplacer les Règles d'Application (2) et (3) par :

(102) Dans les cas d'éléments précontraints par prétension, reposant sur appuis simples et ne comportant pas d'armatures d'effort tranchant, il convient de vérifier la résistance à l'effort tranchant V_{Rd1} conformément à l'équation (4.18) de 4.3.2.3 (ENV 1992-1-1), dans les zones fissurées. Dans les zones non fissurées de ces éléments (c'est-à-dire lorsque la contrainte de traction du béton est inférieure à $f_{ctk0,05}$), la résistance à l'effort tranchant se trouve limitée par la contrainte principale de traction.

La résistance à l'effort tranchant à laquelle conduit la limitation de la contrainte principale de traction peut être déterminée par l'équation (4.185) :

$$V'_{Rd1} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{\left(f_{ctd}^2 + a r_{cpm} f_{ctd} \right)} \quad (4.185)$$

où :

I est le moment d'inertie de la section transversale ;

S est le moment statique de la section transversale ;

f_{ctd} est la valeur de calcul de la résistance à la traction du béton $f_{ctk0,05} / c_c$ limitée à $1,9 \text{ N/m}^2$;

$a = l_x / l_{bpd} \leq 1$;

l_x est la distance de l'extrémité de l'élément à la section considérée ;

l_{bpd} est la limite supérieure de la valeur de la longueur de transfert, $l_{bpd} = 1,2 l_{bp}$;

l_{bp} est la longueur de transfert selon l'ENV 1992-1-1, 4.2.3.5.6 ;

r_{cpm} est la contrainte de compression moyenne du béton due à la force de précontrainte effective totalement établie.

Ce calcul n'a pas lieu d'être effectué pour les sections plus proches de l'appui que le point d'intersection de la droite à 45° tracée à partir du nu de l'appui avec la fibre moyenne de l'élément.

Ajouter après la Règle d'Application (3) :

(104) Pour les bétons de classe de résistance C55/65 ou C60/70, il convient de déterminer le coefficient m donné par l'équation (4.20) de l'ENV 1992-1-1 de la manière suivante :

$$m = 0,7 - f_{ck} / 200 \geq 0,4 \quad (4.120)$$

4.3.2.4 Éléments nécessitant des armatures d'effort tranchant ($V_{Sd} > V_{Rd1}$)

4.3.2.4.2 Éléments de hauteur constante

Remplacer la Règle d'Application (3) par :

(103) Il convient de limiter la contrainte dans les bielles de béton à $r_c \leq m f_{cd}$, m étant le facteur d'efficacité déterminé de la manière suivante :

$$m = 0,7 - f_{ck} / 200 \geq 0,5 \quad \text{pour les bétons de classe de résistance} \leq C50/60 \quad (4.121)$$
$$\geq 0,4 \quad \text{pour les bétons de classe de résistance} > C50/60$$

4.3.2.4.4 Méthode des bielles d'inclinaison variable

Remplacer la Règle d'Application (2) par :

(102) *Pour les éléments comportant des armatures verticales d'effort tranchant, les valeurs des résistances à l'effort tranchant sont données par les équations suivantes :*

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot m \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (4.126)$$

$$V_{Rd3} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (4.127)$$

avec cependant :

$$(A_{sw} \cdot f_{ywd}) / (b_w \cdot s) \leq (1/2) \cdot m \cdot f_{cd}$$

Le facteur d'efficacité v est donné par l'équation (4.121). Le bras de levier, z , peut normalement être pris égal à $0,9 d$.

4.3.3 Torsion

4.3.3.1 Torsion pure

Remplacer l'équation (4.41) de la Règle d'Application (6) par :

$$m = 0,7 (0,7 - f_{ck} / 200) \geq 0,35 \quad \text{pour les bétons de classe de résistance} \leq C50/60 \quad (4.141)$$

$$\geq 0,28 \quad \text{pour les bétons de classe de résistance} > C50/60$$

Ces valeurs ne s'appliquent que si l'élément ne comporte des cadres qu'en périphérie. Si des cadres fermés sont disposés sur les deux faces de chaque paroi de la section creuse équivalente ou dans chaque paroi d'une section en caisson, m peut être pris égal à :

$$0,7 - f_{ck} / 200 \geq 0,5 \quad \text{pour les bétons de classe de résistance} \leq C50/60$$

$$\geq 0,4 \quad \text{pour les bétons de classe de résistance} > C50/60$$

4.3.5 États limites induits par déformation structurale

4.3.5.6 Méthodes de calcul simplifiées pour les poteaux isolés

4.3.5.6.1 Généralités

Remplacer la Règle d'Application (1) par :

(101) *Pour les bâtiments, il est loisible d'adopter une méthode de calcul supposant que les éléments comprimés sont isolés et considérant une forme simplifiée pour l'axe déformé du poteau. L'excentricité additionnelle est alors calculée comme une fonction de l'élançement.*

Cette méthode peut également s'appliquer aux voiles.

4.3.5.7 Déversement latéral des poutres élancées

Ajouter après la Règle d'Application (2) :

P(103) Les poutres élancées doivent être vérifiées de manière à prévenir le déversement latéral durant leur levage, transport et mise en place. Elles doivent être vérifiées en position définitive vis-à-vis du déversement latéral sous l'action des charges permanentes. Les poutres élancées et leurs conditions de liaison doivent également pouvoir s'accommoder d'un chargement inintentionnel susceptible de provoquer une instabilité.

(104) Il convient de calculer les liaisons de manière à ce qu'elles puissent reprendre un moment dont la valeur minimale est la suivante :

$$T_{Rd} = V_{Sd} \cdot l_{eff} / |300| \quad (4.187)$$

Équation dans laquelle l_{eff} désigne la portée utile de la poutre et V_{Sd} la valeur de calcul de la réaction verticale (effort tranchant en kilonewtons).

(104) I Il convient de calculer les liaisons de manière à ce qu'elles puissent reprendre un moment dont la valeur doit être estimée à partir des défauts de géométrie et des incertitudes sur la position des charges.

4.4 États limites de services

4.4.1 Contraintes-limites aux conditions de service

4.4.1.1 Considérations de base

Remplacer la Règle d'Application (2) par :

(102) Des fissures longitudinales peuvent apparaître si le niveau de contraintes sous combinaison rare de charges dépasse une valeur critique. Une telle fissuration peut entraîner une réduction de durabilité. En l'absence d'autres mesures, telles qu'une augmentation de l'enrobage des armatures dans la zone comprimée ou un frettage par armatures transversales, il convient d'envisager une limitation à $|0,6| f_{ck}$ de la contrainte de compression dans les zones soumises aux classes d'exposition à l'environnement n°3 ou n°4 (voir ENV 1992-1-1, tableau 4.1).

La contrainte limite des éléments précontraints par prétension peut être portée à $|0,7| f_c$ sous réserve de justifications fournies par résultats d'essai ou par l'expérience (voir 2.2.3.1.(105)).

(102) I Des fissures longitudinales peuvent apparaître si le niveau de contraintes sous combinaison rare de charges dépasse une valeur critique. Une telle fissuration peut entraîner une réduction de durabilité. En l'absence d'autres mesures, telles qu'une augmentation de l'enrobage des armatures dans la zone comprimée ou un frettage par armatures transversales, il convient d'envisager une limitation à $|0,6| f_{ck}$ de la contrainte de compression quelle que soit la classe d'exposition à l'environnement (voir ENV 1992-1-1, tableau 4.1).

La contrainte limite des éléments précontraints par prétension peut être portée à $|0,7| f_c$ sous réserve de justifications fournies par résultats d'essai ou par l'expérience (voir 2.2.3.1.(105)).

Ajouter après la Règle d'Application (7) :

(108) Il convient de prévenir les fissures susceptibles de porter préjudice aux performances de l'élément en service. En l'absence d'autres mesures, ceci peut être accompli en limitant la valeur des contraintes du béton sous les actions du poids propre et de la précontrainte.

(108) C Pour les éléments précontraints par prétension faisant l'objet d'une norme européenne, les valeurs limites des contraintes du béton à considérer en situations transitoires, durables et accidentelles sont données par les normes CEN correspondantes.

Ajouter après l'alinéa 4.4.3.3 (3) :

4.5 Conception des assemblages

4.5.1 Généralités

- P(101) Les assemblages doivent être dimensionnés vis-à-vis de l'ensemble des sollicitations en respectant les hypothèses faites d'une part dans l'analyse de la structure dans son ensemble, et d'autre part, dans le dimensionnement des éléments individuels à assembler. La conception doit être telle que l'assemblage puisse supporter le déplacement nécessaire à la mobilisation de sa résistance, garantissant ainsi la robustesse de la structure.
- (102) *La résistance et la rigidité des joints peuvent découler de formules analytiques ou de résultats d'essais en laboratoire. Il convient de tenir compte des conséquences des défauts d'exécution. Les écarts défavorables par rapport aux conditions d'essai doivent être pris en compte lors de la détermination des valeurs de calcul à partir des résultats d'essai.*
- P(103) Les assemblages doivent être calculés de manière à prévenir tout éclatement ou épaufrure prématuré du béton aux extrémités des éléments ; leur dimensionnement doit tenir compte des éléments suivants :
- les tolérances ;
 - les prescriptions propres à l'assemblage ;
 - la facilité d'exécution ;
 - la facilité d'inspection.

(103) C Cette liste donnant les principaux paramètres à faire intervenir n'est cependant pas exhaustive.

4.5.2 Assemblages comprimés

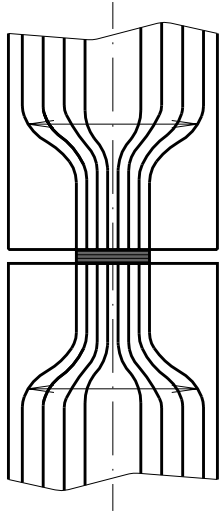
- P(101) Les assemblages sont réputés comprimés lorsqu'ils sont soumis à une compression axiale ou à une compression faiblement excentrée.
- (102) *La pose à bain de mortier, béton ou résine peut être utilisée pourvu que toutes les précautions nécessaires soient prises pour interdire un mouvement relatif des surfaces à assembler durant la phase de durcissement du matériau.*

- (103) *La pose à joints secs ne peut être utilisée que :*
- *lorsque la contrainte moyenne au droit de l'appui n'excède pas $0,4 f_{cd}$,*
 - *lorsque la qualité de l'exécution, en usine et sur chantier, est satisfaisante.*

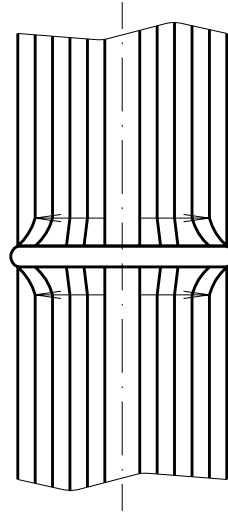
- (103) I *La pose à joints secs demande une conception particulièrement soignée, elle ne peut être utilisée que :*
- *lorsque la contrainte moyenne au droit de l'appui n'excède pas $0,2 f_{cd}$;*
 - *lorsque la qualité de l'exécution, en usine et sur chantier, est particulièrement soignée.*

- (104) *Les joints comprimés peuvent provoquer des contraintes de traction importantes dans les éléments adjacents. Lorsque le module d'élasticité du matériau utilisé pour le joint est au moins égal à 70 % du module des éléments adjacents (cas d'un matériau dur), des efforts d'éclatement se développent dans les éléments adjacents (figure 4.135 a). Lorsque le module d'élasticité du matériau constituant le joint est nettement plus faible que celui des éléments adjacents (cas d'un matériau mou), la déformation transversale de ce matériau fait naître des contraintes de fendage (figure 4.135 b).*

- (105) *Il convient d'assurer la résistance aux contraintes de traction transversales des joints de matériau dur (figure 4.136 a) en disposant des armatures appropriées dans les éléments adjacents.*



a) Effort d'éclatement dû à un appui concentré



b) Effort de fendage dû à un matériau de joint mou

Figure 4.135 : Efforts transversaux dans les joints comprimés

- (106) *Il convient d'assurer la résistance aux contraintes de traction transversales développées dans les joints en matériau mou (figure 4.135 b) en disposant des armatures appropriées dans les éléments adjacents et, si nécessaire, dans les joints non entièrement confinés.*
- (107) *Il convient de déterminer la capacité portante des joints comprimés suivant des modèles de calcul reconnus ou à partir d'essais.*
- (108) *Lorsqu'un joint est soumis à une combinaison d'effort normal et transversal, ce dernier peut être négligé, s'il est tel que :*

$$V_{Sd} < |0,1| N_{Sd} \quad (1.188)$$

N_{Sd} désignant l'effort normal.

(108) C N_{Sd} désigne l'effort normal concomitant.

4.5.3 Joints de cisaillement

4.5.3.1 Généralités

- P(101) Les joints de cisaillement transmettent le cisaillement entre éléments préfabriqués adjacents ou entre un élément préfabriqué et un élément coulé en place.

4.5.3.2 Prescriptions de base

- (101) *Un joint peut être très lisse, lisse, rugueux ou nervuré, suivant les définitions ci-dessous.*

(102) *Joint très lisse : un joint peut être réputé très lisse lorsque sa surface a été coulée sur un moule en acier ou en bois lisse.*

(102) I *Joint très lisse : un joint peut être réputé très lisse lorsque sa surface a été coulée sur un moule en plastique ou en bois traité.*

(103) *Joint lisse : un joint peut être réputé lisse lorsqu'il est coulé en continu ou extrudé ou lorsque la surface de béton est lisse après vibration, sans traitement ultérieur.*

(104) *Joint rugueux : un joint peut être réputé rugueux lorsque :*

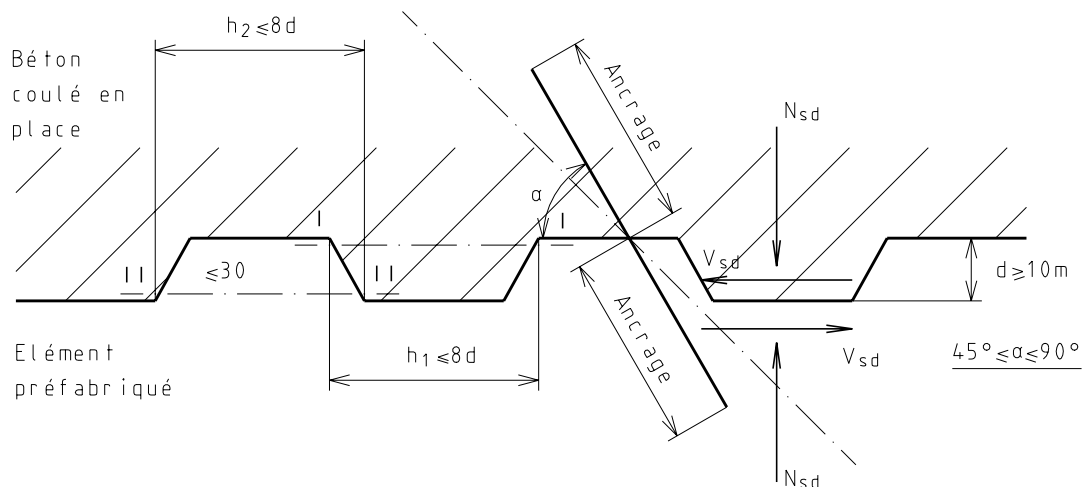
- sa surface est laissée en l'état après coulage du béton ou scarifiée, avec des reliefs d'au moins 3 mm de profondeur espacés d'environ 40 mm ;
- les agrégats sont apparents.

(104) I *Joint rugueux : un joint peut être réputé rugueux lorsque :*

- sa surface a été scarifiée avec des reliefs d'au moins 3 mm de profondeur espacés d'environ 40 mm ;
- sa surface présente après coulage du béton un état de surface pouvant être estimé équivalent à celui défini ci-dessus ou a fait l'objet d'essais de comportement ;
- les granulats sont apparents.

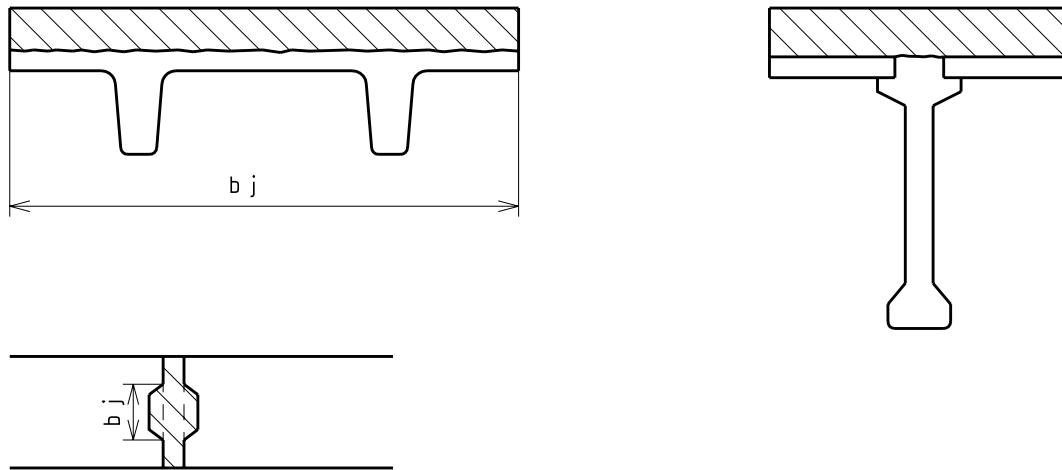
(105) *Joint nervuré : un joint de construction peut être réputé nervuré lorsque sa géométrie est conforme à la représentation de la figure 4.136 a).*

(106) *Il est important de soigner l'exécution des joints. Il convient que leur surface soit exempte de laitance, de sciure, de glace, de neige, etc. avant coulage du béton de joint ou avant son garnissage.*

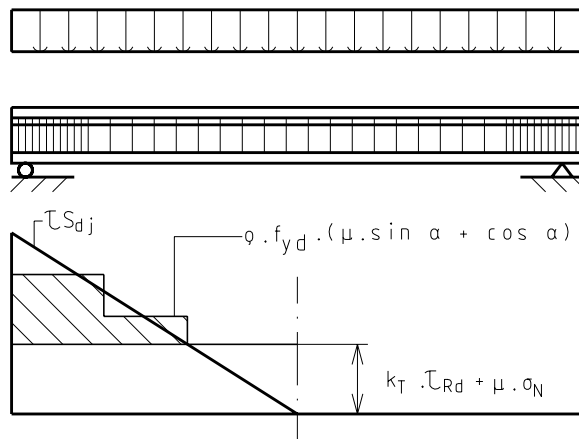


a) Joint de construction nervuré

Figure 4.136 a) A : Pour certaines applications (liaison entre béton coulé en œuvre et éléments de plancher préfabriqué par exemple), on pourra prendre $d \geq 5 \text{ mm}$, $h_1 \leq 10 d$, $h_2 \leq 10 d$



b) Exemples de définition de largeur du joint



c) Diagramme d'effort tranchant faisant apparaître l'armature de joint nécessaire

Figure 4.136 : Joints de construction

4.5.3.3 Détermination de la résistance au cisaillement

- (101) Il convient de vérifier la résistance aux efforts tranchants transversaux des éléments composites suivant les dispositions respectives de 4.3.2 de l'ENV 1992-1-1 et de la présente Partie 1-3. Il convient de négliger l'effet de la précontrainte sur V_{Rd1} si le béton coulé en place constitue l'âme (cas des dalles coulées sur prédalles) ou dans les zones de moment négatif (cas des dalles rendues continues par une armature rapportée).
- (102) Il convient de calculer la contrainte de cisaillement longitudinale développée à l'interface d'une dalle rapportée et d'un élément préfabriqué en tenant compte de la variation de la force longitudinale dans la dalle rapportée, qui est une fraction de la force longitudinale totale agissant dans l'élément composite. La contrainte de cisaillement dans une section quelconque peut être calculée à l'aide de l'équation (4.189) :

$$\sigma_{Sdj} = b \cdot V_{Sd} / (z b_j) \quad (4.189)$$

où :

- b est le rapport de la force longitudinale agissant dans la dalle rapportée et de la force longitudinale totale M_{Sd} / z , les deux étant calculées pour la section considérée ;
- V_{Sd} est l'effort tranchant transversal ;
- z est le bras de levier ;
- b_j est la dimension transversale de l'interface (par exemple, largeur d'un joint horizontal) ; voir figure 4.136 b).

(102)C *z désigne le bras de levier résultant de l'équilibre de la section vis-à-vis du moment de flexion concomitant.*

(103) *La valeur de calcul de la résistance au cisaillement (pour les joints des éléments composites, y compris les joints entre voiles et dalles préfabriqués) par unité de surface est la suivante :*

$$\sigma_{Rdj} = k_T \sigma_{Rd} + 1 \cdot \sigma_N + \alpha f_{yd} (1 \sin a + \cos a) \leq 0,5 m \cdot f_{cd} \quad (4.190)$$

où :

k_T est le coefficient donné par le tableau 4.115

$k_T = 0$ si le joint est soumis à un effort de traction ;

τ_{Rd} est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement donnée par le tableau 4.116, en fonction de la classe du béton coulé en place ou de celle de l'élément préfabriqué si elle est plus faible ;

1 est le coefficient de frottement donné par le tableau 4.115 ;

σ_N est la contrainte due à l'effort normal s'exerçant sur le joint, comptée positivement dans le cas d'une compression et négativement dans le cas d'une traction ; cependant, $\sigma_N \leq 0,6 f_{cd}$;

m est le facteur d'efficacité, voir 4.3.2.3 ci-dessus ;

$$\alpha = A_s / A_j ;$$

A_s est la section droite de l'armature traversant le joint, y compris les éventuelles armatures d'effort tranchant ;

A_j est la surface du joint ;

a est tel que défini par la figure 4.136 a), mais avec $45^\circ \leq a \leq 90^\circ$.

(103)A *Dans le cas où la liaison entre les deux bétons est assurée au moyen de raidisseurs (poutrelles à treillis métallique), il est loisible de prendre $45^\circ < a < 135^\circ$ et de prendre pour le terme acier de σ_{Rdj} la résultante des forces reprises dans chacune des diagonales.*

(104) *Une armature d'effort tranchant est nécessaire dans le joint lorsque :*

$$\sigma_{Sdj} > k_T \sigma_{Rd} + 1 \sigma_N \quad (4.191)$$

Il convient de déterminer la quantité d'armature à mettre en place à l'aide de l'équation (4.190). Sa section totale et sa répartition longitudinale correspondent à :

$$\sigma_{Sdj} - (k_T \sigma_{Rd} + 1 \sigma_N) \quad (4.191)$$

Une répartition en paliers, telle que celle représentée par la figure 4.136 c), est admise.

(105) *Il convient d'assurer à l'armature d'effort tranchant du joint un ancrage convenable de chaque côté de l'interface.*

(106) *La résistance au cisaillement longitudinal des joints coulés entre des éléments de dalles et de planchers préfabriqués peut être déterminée en application des dispositions de (103). Cependant, dans le cas de joints susceptibles de se fissurer (comme par exemple lorsque les planchers jouent le rôle de diaphragme), il convient de prendre k_T égal à 0 pour les joints lisses ou rugueux et égal à $[0,5]$ pour les joints nervurés.*

Pour le cisaillement longitudinal moyen entre éléments de plancher sans joints nervurés, il convient de limiter σ_{Rdj} à $[0,1]$ N/mm².

Tableau 4.115 : Valeurs des coefficients k_T et μ

Type de surfaces	k_T	μ
(monolithique *)	2,5	1,0
nervurée	$2 \eta_k^{**}$	0,9
rugueuse	1,8	0,7
lisse	1,4	0,6
très lisse	0	0,5
* Voir l'ENV 1992-1-1, paragraphe 4.3.2.5. ** Pour les éléments de largeur de joint constante, $\eta_k = n (h_2 / l_j)$ avec : l_j = longueur du joint n = nombre de nervures sur la longueur l_j h_2 = longueur de nervure (voir figure 4.136 a).		

**Tableau 4.116 : Valeurs de τ_{Rd} (en N/mm²) avec $\gamma_c = 1,5$
 pour différentes classes de résistance de béton**

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48	0,48	0,48

4.5.4 Assemblages fléchis et tendus

P(101) Les assemblages fléchis sont capables de transmettre des moments fléchissants (par exemple : cas des assemblages entre dalles et voiles, entre poutres et poteaux, etc.).

L'intensité du moment fléchissant affectant l'assemblage dépend de la raideur des éléments et de celle de l'assemblage lui-même.

Une attention particulière doit être portée à l'efficacité de l'ancrage des armatures afin de prévenir tout défaut d'adhérence.

P(102) La continuité des armatures traversant l'assemblage doit être assurée.

(103) Cette continuité peut être obtenue par :

- recouvrement des armatures ;
- soudage de barres ou de platines métalliques ;
- volumes de béton armé bétonnés au travers d'accès appropriés ;
- boucles en recouvrement ;
- coupleurs filetés ;
- précontrainte ;
- manchons filetés ou injectés.

D'autres systèmes d'assemblages peuvent être utilisés, sous justification adéquate.

4.5.5 Appuis

C Il s'agit des appuis réalisés par une pose à sec, à bain de mortier ou sur néoprène.

4.5.5.1 Exigences générales

P(101) L'intégrité des appuis des éléments préfabriqués doit être assurée par :

- un ferrailage efficace des éléments situés au-dessus et au-dessous de l'appui ;
- la prise en compte d'une réduction de surface d'appui causée par un mouvement ;
- la prise en compte d'une valeur appropriée de la contrainte au droit de l'appui.

Excepté dans le cas d'un appui glissant, les forces horizontales s'exerçant sur l'appui peuvent réduire considérablement la capacité de charge de l'élément porteur, en provoquant un fendage ou un cisaillement prématuré. Ces forces peuvent résulter du fluage, du retrait ou des effets de la température ; elles peuvent aussi être la conséquence d'un défaut d'alignement, d'un mauvais aplomb ou d'autres défauts. Lorsque ces effets sont susceptibles de prendre de l'importance, ils doivent être pris en compte lors du calcul et de la définition de la géométrie des assemblages, en application des dispositions suivantes :

- a) ferrailage latéral approprié dans les éléments porteurs et portés ; ou
- b) armatures de continuité reliant les extrémités des éléments portés.

Lorsque des rotations importantes sont susceptibles de se produire au droit des supports d'extrémité des éléments fléchis, il convient de prévoir des appuis appropriés capables de s'accommoder de ces rotations. Ces rotations peuvent également déplacer le point d'application de la réaction d'appui des charges vers les bords extrêmes des appuis ; dans ce cas, il convient de tenir compte de l'amplification des moments fléchissants ou des contraintes localisées au droit des appuis qui en résulte.

Les appuis doivent être conçus et dimensionnés de manière à assurer une mise en place précise de l'élément porté, compte tenu des tolérances de fabrication et d'assemblage.

(102) *Lors du calcul et du dimensionnement des éléments porteurs et portés, au droit d'un appui, il convient de tenir compte des exigences d'ancrage et des encombrements des courbures d'armatures.*

P(103) Les effets locaux éventuels des ancrages de précontrainte et de leurs réservations doivent être pris en compte.

4.5.5.2 Appuis des éléments non isolés

(101) *La profondeur nominale d'un appui simple, tel que représenté figure 4.137, peut être calculée au moyen de la formule suivante :*

$$a = a_1 + \sqrt{\left(a_2^2 + \Delta a_2^2 + a_3^2 + \Delta a_3^2 \right)} \quad (4.193)$$

où :

- a_1 est la longueur nette de l'appui ; celle-ci peut se déterminer par :
 $F_{Rd,sup} = a_1 b_1 \tau_{Rd} \geq f_{Sd,sup}$, cette valeur ne devant cependant pas être inférieure à 40 mm ;
- $F_{Sd,sup}$ est la valeur de calcul de la réaction d'appui ;
- b_1 est la largeur d'appui de l'élément [voir (102) ci-dessous] ;
- τ_{Rd} est la valeur de calcul de la contrainte résistante du matériau constitutif de l'appui ou celle de l'élément préfabriqué. En l'absence d'autres prescriptions, il convient d'appliquer les valeurs suivantes : $\sigma_{Rd} \leq [0,4] f_{cd}$ pour les appuis secs (béton sur béton), compte tenu des dispositions de 4.5.2(103).

(101) I Compte tenu de l'invalidation apportée en 4.5.2(103), on prendra :

$$\tau_{Rd} \leq 0,2 f_{cd} \text{ pour les appuis secs.}$$

Dans les autres cas :

$$\tau_{Rd} \leq f_{cd, \text{appui}} \leq a f_{cd} = 0,85 f_{cd}$$

Lorsque la largeur de l'appui, b_1 , est inférieure à la largeur b de l'élément et sous réserve que les conditions de 5.4.8.1(1) et 5.4.8.1(2) de l'ENV 1992-1-1 soient remplies, τ_{Rd} peut s'obtenir par l'équation (5.22) de l'ENV 1992-1-1.

$f_{cd, \text{appui}}$ est la valeur de calcul de la résistance du matériau constitutif de l'appui ou celle de l'élément préfabriqué si elle est plus faible.

(101) C Valeurs de calcul de la résistance du matériau constitutif de l'appui :

— cas de la pose à bain de mortier :

$$f_{cd, \text{appui}} \leq 7 \text{ MPa}$$

— cas de la pose sur néoprène :

$$\text{non fretté : } f_{cd, \text{appui}} \leq 7 \text{ MPa}$$

$$\text{fretté : } f_{cd, \text{appui}} \leq 20 \text{ MPa}$$

a_2 est la longueur de la partie de l'extrémité de l'appui supposée sans résistance (voir figure 4.137 a) et tableau 4.117)

a_3 est la longueur de la partie de l'extrémité de l'élément porté supposée sans résistance (voir figure 4.137 a) et tableau 4.118)

Da_2 est la tolérance admise sur la longueur a_2 :

15 mm pour les appuis en acier ou en béton préfabriqué

20 mm pour les appuis maçonnés

20 mm pour les appuis en béton coulé en place

Da_3 est la tolérance admise sur la longueur a_3 :

$l_n/2500$, l_n étant la distance libre entre les bords des appuis, en millimètres.

(101) A Lorsqu'elles existent, les normes produits CEN peuvent définir des conditions particulières d'appui se substituant à cet article.

(102) Lorsque la largeur b_n de l'appui excède 600 mm, il convient d'analyser le mode de répartition de la pression exercée. En l'absence d'information plus précise, la valeur de calcul de b_n peut être limitée à 600 mm, en considérant une répartition uniforme de la pression.

(102) Pour les éléments raides, la pression est considérée uniforme sur une largeur b_n limitée à 600 mm en l'absence d'informations plus précises, sur une largeur b_n égale à celle de l'élément lorsque toute disposition est prise pour assurer une répartition uniforme (pose à bain de mortier,...).

4.5.5.3 Appuis des éléments isolés

(101) Pour les éléments isolés, il convient de prévoir une profondeur nominale d'appui supérieure de 20 mm à celle des éléments non isolés.

P(102) Lorsqu'un élément est libre de se déplacer par rapport à son appui, la profondeur nette a_1 de l'appui doit être augmentée pour permettre un mouvement éventuel.

P(103) Lorsqu'un élément est rendu solidaire de son support par une liaison située à un niveau différent du niveau d'appui, la longueur nette a_1 de l'appui doit être accrue des possibilités de mouvement dues à la rotation relative du support compte tenu de la présence de la liaison.

Tableau 4.117 : Longueur a_2 de la partie de l'extrémité de l'appui supposée sans résistance

Matériau constitutif de l'appui	Contrainte au droit de l'appui		
	$\sigma_{Sd} > 0,4 f_{cd}$		$\sigma_{Sd} \leq 0,4 f_{cd}$
	Appuis linéaires (planchers)	Appuis concentrés (poutres)	
Acier	0	5 mm	0
Béton non armé	25 mm *)	35 mm	0
Maçonnerie	25 mm	35 mm	25 mm
Béton armé	Au moins égal à l'enrobage nominal des armatures du parement extérieur de l'appui	35 mm	0
Béton armé par boucles verticales dont le diamètre des barres excède 12 mm	35 mm	Enrobage nominal augmenté du rayon interne de courbure et du diamètre de l'armature	0

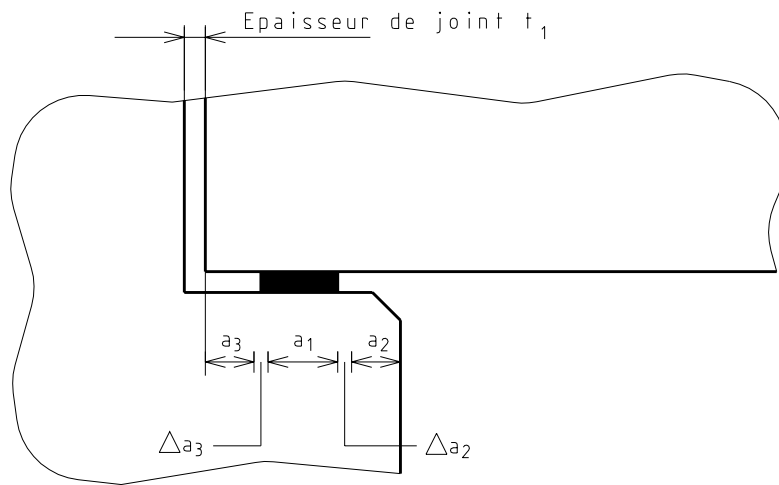
*) En alternative, la valeur de a_2 correspondant à un appui linéaire peut être déterminée ainsi : $a_2 = 100 (\sigma_{Sd}/f_{cd} - 0,4)$ mm, avec cependant : $0 < a_2 \leq 25$ mm.

(Tableau 4.117) I : Longueur a_2 de la partie de l'extrémité de l'appui supposée sans résistance

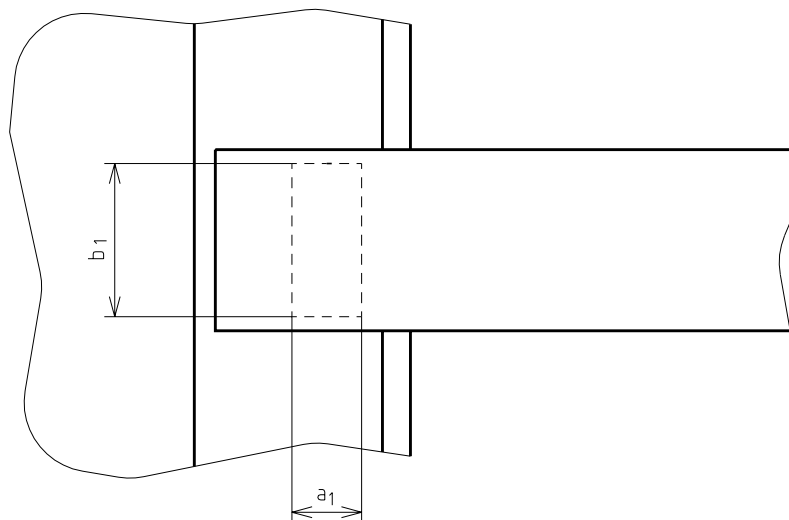
Matériau constitutif de l'appui	Contrainte au droit de l'appui	a_2
Acier	quel que soit σ_{Sd}	0
Béton (armé ou non armé)	$\sigma_{Sd} \leq 0,15 f_{cd}$	0
	$0,15 f_{cd} < \sigma_{Sd} \leq 0,4 f_{cd}$	20 mm
Béton non armé	$0,4 f_{cd} < \sigma_{Sd} \leq 0,6 f_{cd}$	35 mm
Béton armé	$0,4 f_{cd} < \sigma_{Sd} \leq 0,6 f_{cd}$	Valeur maximale de 35 mm et (enrobage nominal + rayon interne de courbure + diamètre de l'armature)
Béton (armé ou non armé)	$\sigma_{Sd} > 0,6 f_{cd}$	L'appui est à justifier relativement aux règles sur le poinçonnement
Maçonnerie	$\sigma_{Sd} \leq 0,05 f_{cd}$	0
	$0,05 f_{cd} < \sigma_{Sd} \leq 0,10 f_{cd}$	25 mm
	$\sigma_{Sd} > 0,10 f_{cd}$	Pose interdite sauf si un chaînage est présent

Tableau 4.118 : Longueur a_3 de la partie de l'extrémité de l'appui supposée sans résistance

Dispositions constructives	Contrainte au droit de l'appui		
	$\sigma_{Sd} > 0,4 f_{cd}$		$\sigma_{Sd} \leq 0,4 f_{cd}$
	Appuis linéaires (planchers)	Appuis concentrés (poutres)	
Barres droites, boucles horizontales ou verticales dont le diamètre des barres n'excède pas 12 mm, situées près de l'extrémité de l'élément	10 mm ou enrobage d'extrémité lorsqu'il est supérieur	15 mm ou enrobage d'extrémité	0
Câble de précontrainte ou barres droites visibles à l'extrémité de l'élément	0	15 mm	0
Boucles verticales dont le diamètre des barres excède 12 mm	15 mm	Enrobage d'extrémité augmenté du rayon interne de courbure des armatures	0



a) Élévation



b) Vue en plan

Figure 4.137 : Exemple de disposition d'appui

Section 5 Dispositions constructives

Cette section de l'ENV 1992-1-1 est applicable, à l'exception de ce qui suit :

A	Lorsqu'elles existent, les normes de produit européennes donnent les dispositions constructives à retenir pour les éléments préfabriqués. Les annexes à ces normes donnent certaines dispositions relatives à l'incorporation de ces produits dans l'ouvrage.
---	--

5.2 Acier pour béton armé

5.2.2 Adhérence

5.2.2.1 Conditions d'adhérence

Ajouter après la Règle d'Application (3) :

(104) *Sous réserve de justifications, la valeur limite de $|250 \text{ mm}|$ indiquée en 5.2.2.1(2)b de l'ENV 1992-1-1 peut être augmentée.*

5.2.2.2 Contrainte ultime d'adhérence

Ajouter après la Règle d'Application (3) :

(104) *Les valeurs de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} données dans 5.2.2.2 de l'ENV 1992-1-1 peuvent être augmentées de $|40\%|$, sous réserve que l'une des conditions suivantes soit remplie :*

- l'enrobage est supérieur ou égal à $|10| \varnothing$ (\varnothing : diamètre de la barre) ;*
- il existe une pression transversale importante ;*
- des armatures de fretage appropriées sont mises en place.*

(105) *En cas d'utilisation d'un béton de classe de résistance supérieure à C50/60, il convient de limiter la valeur de f_{bd} à celle correspondant à la classe de résistance C50/60.*

5.2.3 Ancrage

5.2.3.2 Modes d'ancrage

Ajouter après la Règle d'Application (4) :

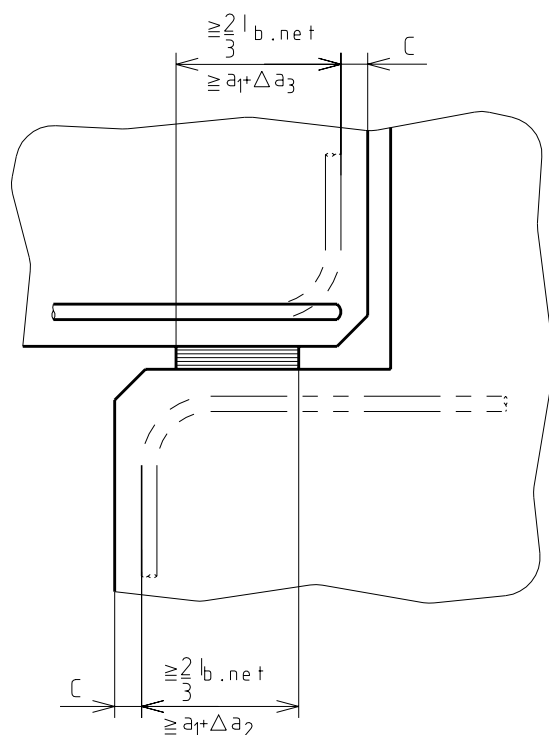
(105) *Il convient d'ancrer de manière efficace les armatures principales de flexion des éléments porteurs et portés. La figure 5.121 en donne un exemple.*

(106) *Lorsque des joints sont coulés en place dans des ensembles préfabriqués, il convient de déterminer leurs dimensions en prenant en compte les éléments suivants :*

- la dimension des armatures ;*
- les recouvrements nécessaires ;*
- les encombrements des coudes ;*
- l'enrobage ;*
- les défauts d'alignement des éléments préfabriqués ;*
- les conditions de coulage et de vibration du béton.*

Il convient, normalement, que les dimensions des joints ne soient pas inférieures à $|10 \text{ mm}|$.

- (107) *Il convient d'assimiler la contrainte d'adhérence des extrémités droites des barres filetées à celle des barres lisses (voir tableau 5.3 de l'ENV 1992-1-1).*



a_1 , Δa_2 et Δa_3 sont définis par la figure 4.137

Figure 5.121 : Exemple de disposition constructive d'appui

5.3 Unités de précontrainte

5.3.3 Espacements horizontaux et verticaux

5.3.3.1 Précontrainte par prétension

Ajouter après la Règle d'Application (1) :

- (102) *Les groupements d'armatures de précontrainte sont autorisés en dehors des zones d'ancrage, à condition qu'ils n'entravent pas le coulage et la vibration du béton et que l'adhérence entre les armatures et le béton soit assurée.*

Les règles de 5.2.7 de l'ENV 1992-1-1, concernant les groupements de barres, s'appliquent aussi aux groupements d'armatures de précontrainte.

5.4 Éléments structuraux

5.4.2 Poutres

5.4.2.1 Armatures longitudinales

5.4.2.1.1 Pourcentages minimal et maximal d'armatures

Remplacer la Règle d'Application (1) par :

(101) Il convient que l'aire utile de la section transversale des armatures de traction longitudinales ne soit pas inférieure à celle à laquelle conduit la vérification de la fissuration (voir ENV 1992-1-1, 4.4.2), sans être inférieure à :

$$\begin{aligned} |0,6| b_t d / f_{yk} &\geq |0,0015| b_t d && \text{pour les bétons de classe de résistance} \\ &&& \text{inférieure ou égale à C50/60} \\ &\geq |0,0018| b_t d && \text{pour les bétons de classe de résistance} \\ &&& \text{supérieure à C50/60} \end{aligned} \quad (5.114)$$

(f_{yk} en newtons par millimètre carré)

b_t désigne la largeur moyenne de la zone tendue ; pour les poutres en T dont les membrures sont comprimées, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de la valeur de b_t . Les sections comportant moins d'armatures que ne le prévoit l'équation (5.114) devraient être considérées comme non armées.

5.4.2.2 Armatures d'effort tranchant

Remplacer le tableau 5.5 par :

Tableau 5.105 : Valeurs minimales de ρ_w

Classes de béton *)	Classes d'acier		
	S220	S400	S500
C12/15 et C20/25	0,0016	0,0009	0,0007
C25/30 à C35/45	0,0024	0,0013	0,0011
C40/50 à C50/60	0,0030	0,0016	0,0013
> C50/60	0,0034	0,0018	0,0014

*) Prises en compte dans le calcul.

Remplacer la Règle d'Application (7) par :

(107) L'espacement longitudinal maximal s_{max} des cours successifs d'épingles ou d'armatures d'effort tranchant est défini par les conditions suivantes (dans lesquelles V_{Sd} , V_{Rd1} et V_{Rd2} sont définis au 4.3.2 de l'ENV 1992-1-1) :

— si $V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2}$, alors $s_{max} = 0,8d \leq 300 \text{ m}$ (voir NOTE ci-dessous)	(5.117)
— si $1/5 V_{Rd2} < V_{Sd} \leq 2/3 V_{Rd2}$, alors $s_{max} = 0,6d \leq 300 \text{ mm}$ (voir NOTE ci-dessous)	(5.118)
— si $V_{Sd} \leq 2/3 V_{Rd2}$: $s_{max} = 0,3d \leq 200 \text{ mm}$ [Pour V_{Rd2} , voir 4.3.2.4, équations (4.25) et (4.26)]	(5.119)

NOTE : La limite de 300 mm concerne les bétons de classe de résistance inférieure ou égale à C50/60. Pour les bétons de classe de résistance supérieure à C50/60, il convient de réduire cette limite à 200 mm.

Remplacer la Règle d'Application (9) par :

(109) *Les espacements entre montants verticaux d'un même cadre d'armatures d'effort tranchant ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :*

— si $V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2}$, S_{max} est la plus petite des deux valeurs suivantes :
 $S_{max} = d$ ou $[800 \text{ mm}]$ (5.120)

— si $V_{Sd} > 1/5 V_{Rd2}$, les équations (5.118) ou (5.119) s'appliquent (5.121)

La limite de $[800 \text{ mm}]$ donnée par l'équation (5.120) concerne les bétons de classe de résistance inférieure ou égale à C50/60. Pour les bétons de classe de résistance supérieure à C50/60, il est loisible de réduire cette limite à $[600 \text{ mm}]$.

Ajouter après la Règle d'Application (10) :

(111) *Les moments d'encastrement peuvent être repris par la mise en place d'une armature supérieure dans la dalle rapportée ou dans les alvéoles ouvertes des éléments alvéolés. Dans le premier cas, il convient de vérifier le cisaillement horizontal dans le joint suivant les dispositions de 4.5.3. La longueur de l'armature supérieure est déterminée en application de 5.4.2.1.3 de l'ENV 1992-1-1.*

(112) *Dans le cas d'un moment sur appui négatif, une réduction de profondeur d'appui a_1 est autorisée (voir 4.5.5 ci-dessus) ; des supports provisoires peuvent alors s'avérer nécessaires durant le montage.*

(113) *Lors de la définition des dispositions constructives, il convient de prendre en compte les effets des encastres non intentionnels sur les supports des planchers sur appuis simples.*

5.4.7 Voiles de béton armé

Ajouter après 5.4.7.4(1) :

5.4.7.5 Définition des murs préfabriqués en béton armé

(101) *Pour que le mur soit réputé en béton armé, il convient que le pourcentage d'armatures α_1 soit supérieur ou égal à $[0,003]$. Pour les pourcentages inférieurs à cette valeur, il convient de traiter les murs comme s'ils étaient en béton non armé et de les calculer suivant l'ENV 1992-1-6.*

5.4.7.6 Jonctions murs-planchers

(101) *Lorsqu'un mur est situé sur un joint entre deux dalles de plancher ou sur une dalle de plancher dont l'un des côtés repose entièrement sur un mur de rive et en l'absence de dispositions appropriées ou de justification expérimentale, il est loisible de dimensionner ce mur en ne considérant que $[50 \text{ %}]$ de sa section transversale porteuse en tant que section efficace. Il convient d'exécuter le joint suivant des dispositions constructives appropriées.*

5.4.7.7 Panneaux sandwich

P(101) *Le calcul des panneaux sandwich doit prendre en compte les effets de la température, de l'humidité, de la dessiccation et du retrait. Il y a également lieu de faire référence aux normes CEN correspondantes concernant les produits.*

(102) *Il convient de n'employer que des matériaux résistant à la corrosion pour la réalisation des connecteurs entre panneaux sandwich.*

(103) *Il convient de tenir compte de la fatigue le cas échéant.*

(104) *Il convient de prévoir une section d'armature au moins égale à $[1,3] \text{ cm}^2/\text{m}$ sur chaque face des garde-corps assurant une fonction résistante et suivant les directions horizontales et verticales. L'armature de rive (voir ENV 1992-1-1, figure 5.16) n'est généralement pas exigée.*

Dans la plaque n'assurant pas de fonction structurale d'un panneau sandwich, les armatures peuvent être disposées en un seul lit.

Ajouter après l'alinéa 5.4.8.3(2) :

5.4.9 Dalles préfabriquées pour lesquelles le béton est d'une classe de résistance supérieure à C50/60

(101) *Il convient de prévoir un pourcentage minimal d'armatures conforme aux dispositions de 5.4.2.1.1(101).*

5.4.10 Plots de fondation en encuvement

P(101) Les plots de béton en encuvement doivent être capables de transmettre au sol les actions verticales, les moments fléchissants et les cisaillements horizontaux provenant des poteaux. Les dimensions de l'encuvement doivent être suffisantes pour permettre la mise en place correcte du béton, sous le pied de poteau et autour de celui-ci.

a) Encuvements à parois nervurées

(102) *Les encuvements comportant de véritables crans ou clés de cisaillement peuvent être considérés comme des fondations monolithiques.*

(103) *Lorsque la transmission du moment fait apparaître des efforts verticaux de traction, les dispositions constructives concernant le recouvrement des armatures du poteau avec celles de sa fondation sont à établir soigneusement, compte tenu du fait que les barres de recouvrement ne sont pas en contact.*

Il convient d'augmenter la longueur de recouvrement, telle que définie dans 5.2.4 de l'ENV 1992-1-1, d'une longueur au moins égale à la distance horizontale entre l'armature du poteau et l'armature de recouvrement de sa fondation (voir figure 5.122 a). Il convient de disposer une armature horizontale appropriée pour assurer la couture du recouvrement.

(104) *Il convient d'effectuer le calcul au poinçonnement comme dans le cas d'un assemblage monolithique poteau/fondation, comme l'illustre la figure 5.122 a, conformément au 4.3.4 de l'ENV 1992-1-1, sous réserve que la transmission des efforts tranchants entre le poteau et le plot de fondation soit assurée. Si tel n'est pas le cas, il convient d'effectuer le calcul au poinçonnement comme s'il s'agissait d'encuvements à parois lisses.*

b) Encuvements à parois lisses

(105) *Il est loisible d'admettre une transmission des sollicitations du poteau à sa fondation, s'effectuant par les efforts de compression $F_1 - F_2$ traversant le béton de remplissage de l'encuvement et par les forces de frottement correspondantes, comme indiqué figure 5.122 b. Cette modélisation nécessite $l \geq |1,2| h$.*

(106) *Il convient d'adopter un coefficient de frottement μ de valeur inférieure ou égale à $|0,3|$.*

(107) *Cette modélisation nécessite qu'une attention particulière soit portée sur les points suivants :*

- dispositions constructives des armatures des sommets des parois de l'encuvement vis-à-vis de F_1 ;*
- transmission de F_1 le long des parois latérales du plot ;*
- ancrage de l'armature principale dans le poteau et dans les parois de l'encuvement ;*
- résistance au cisaillement des extrémités du poteau ;*
- résistance au poinçonnement de la base de l'encuvement vis-à-vis des efforts transmis par le poteau ; son calcul pouvant faire intervenir le béton structural coulé en place sous l'élément préfabriqué.*

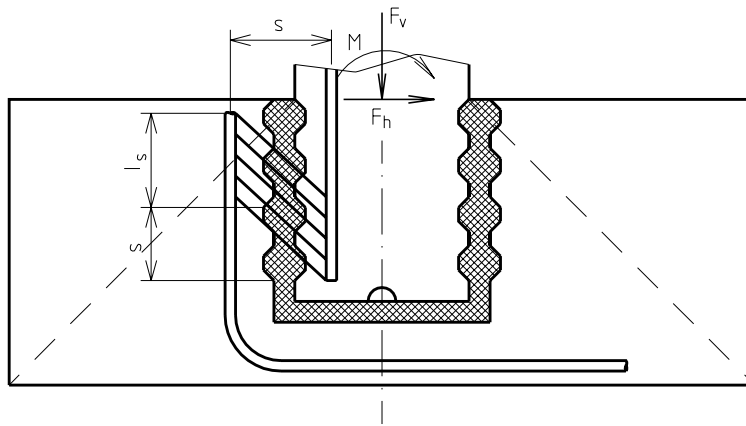
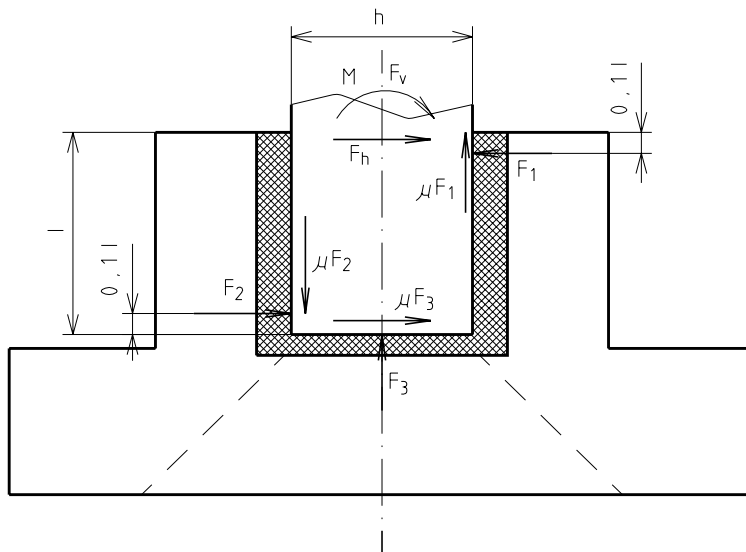


Figure 5.122 a) : Encuvement avec joint à parois nervurées



NOTE : Toutes les valeurs de μ sont encadrées.

Figure 5.122 b) : Encuvement avec joint à parois lisses

5.5 Limitation des désordres provoqués par des actions accidentelles

Remplacer 5.5.1, 5.5.2 et 5.5.3. par :

A Les dispositions relatives au chapitre 5.5 sont fixées par les Documents Particuliers du Marché.

5.5.1 Chainages

P(101) Des chaînages doivent être prévus aux fins suivantes :

a) prévenir les dommages localisés dus aux actions accidentelles, telles que les chocs ou explosions ;

101a) C Les actions accidentelles sont définies par les Documents Particuliers du Marché.

b) permettre d'autres cheminements de charges en cas de dommage localisé.

- P(102) Les chaînages suivants doivent être réalisés :
- a) chaînages périphériques ;
 - b) chaînages intérieurs ;
 - c) chaînages horizontaux au droit des poteaux ou des voiles ;
 - d) le cas échéant, chaînages verticaux, en particulier dans les bâtiments constitués de panneaux préfabriqués.
- (103) *Lorsqu'un bâtiment est divisé en parties structurellement indépendantes par des joints de dilatation, il convient de prévoir un réseau de chaînage indépendant pour chacune de ces parties.*
- (104) *Lors du calcul des chaînages, il est loisible de considérer que l'armature travaille à sa résistance caractéristique et est susceptible de supporter les efforts de traction définis dans les articles suivants. Les armatures prévues pour d'autres raisons peuvent être considérées comme constituant ces chaînages, pour partie ou entièrement.*

5.5.2 Dimensionnement des chaînages

- P(101) Les sections des chaînages doivent être supérieures à celles requises par les charges dues aux actions accidentelles correspondant aux spécifications de l'Eurocode 1 ou supérieures à celles nécessaires pour permettre un cheminement particulier des charges évitant la zone endommagée.
- (102) *Pour les besoins du calcul des chaînages, les forces autres que celles directement provoquées par les actions accidentelles ou consécutives à l'apparition d'un dommage localisé réel peuvent être négligées.*

a) Chaînages périphériques

- P(103) Un chaînage périphérique effectivement continu doit être mis en œuvre à chaque niveau de plancher, y compris la toiture, à une distance maximale de 1,20 m de la rive du bâtiment. Ce chaînage peut faire appel à des armatures déjà utilisées pour les chaînages intérieurs.
- (104) *Il convient que le chaînage périphérique puisse reprendre un effort de traction :*

$$F_{tie} = l_j \times 10 \text{ kN/m} \leq \underline{70} \text{ kN} \quad (5.122)$$

[l_j désignant la longueur de la travée de rive (en mètres)].

- P(105) Les structures avec rives intérieures (par exemple atrium, cours intérieures, etc.) doivent comporter des chaînages périphériques au même titre que les rives extérieures, avec les longueurs d'ancrage appropriées.

b) Chaînages intérieurs

- P(106) Ces chaînages doivent être disposés à chaque niveau de plancher, y compris la toiture, suivant deux directions approximativement perpendiculaires. Ils doivent être effectivement continus sur toute leur longueur et il convient d'ancrer leurs extrémités aux chaînages périphériques (à moins qu'ils ne se poursuivent en chaînages horizontaux au droit des poteaux ou des voiles).
- (107) *Les chaînages intérieurs peuvent être uniformément répartis dans les dalles, en totalité ou en partie ou regroupés au droit des poutres ou des voiles ou dans ceux-ci, ou encore à d'autres emplacements appropriés. Dans les voiles, il convient qu'ils ne soient pas situés à plus de $\underline{0,5 \text{ m}}$ de la face supérieure ou inférieure des dalles de plancher (voir figure 5.123).*

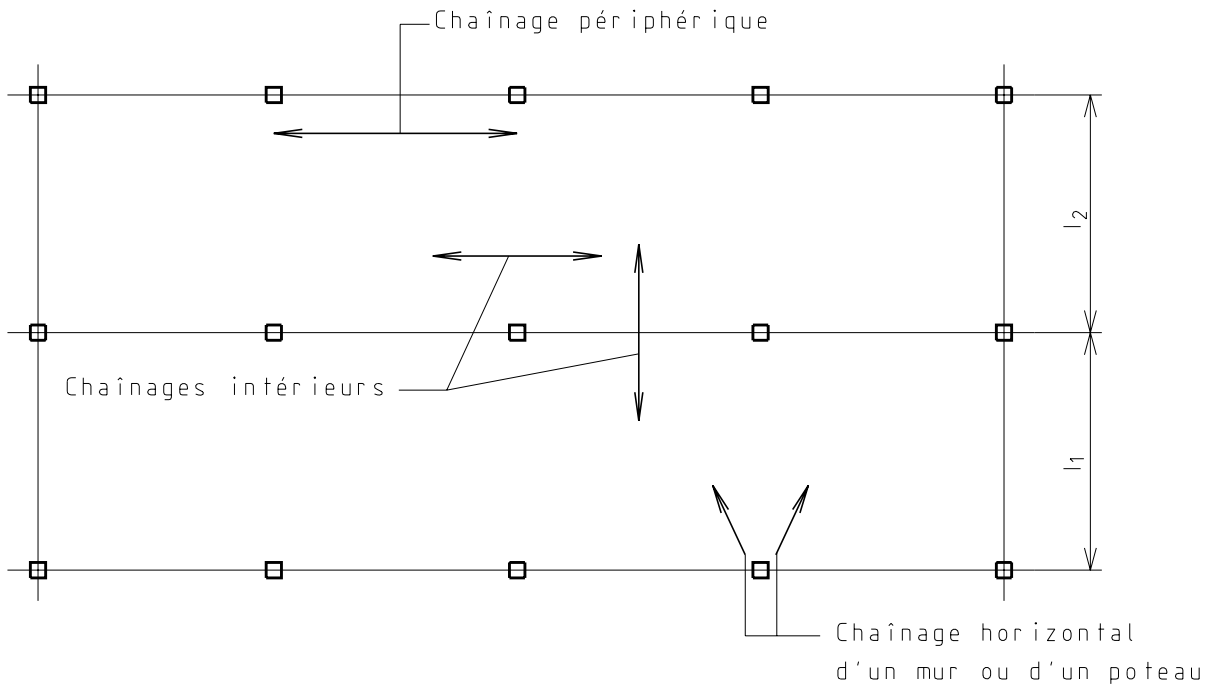


Figure 5.123 : Chânaages vis-à-vis des actions accidentelles

- (108) Il convient que les chânaages intérieurs puissent reprendre, dans chaque direction, l'effort de traction F_{tie} (en kilonewtons par mètre de largeur) suivant :

$$F_{tie} = |20| \text{ kN/m} \quad (5.123)$$

- (109) Dans le cas de planchers sans chape rapportée où il n'est pas possible de répartir les chânaages transversaux le long de la portée, ces chânaages peuvent être regroupés le long des lignes de poutres. Dans ce cas, la valeur de la force minimale F_{tie} s'exerçant sur une ligne de poutre intérieure est la plus faible des deux valeurs suivantes :

(a) $|70| \text{ kN}$

(b) $(l_1 + l_2) / 2 \times |20| \text{ kN}$ (5.124)

l_1 et l_2 désignant les portées (en mètres) des dalles de plancher situées de chaque côté de la poutre (voir figure 5.123).

- (110) Il convient de relier les chânaages intérieurs aux chânaages périphériques, afin d'assurer la transmission des efforts.

c) Chânaages horizontaux au droit des poteaux et des voiles

- (111) À chaque niveau de plancher y compris la toiture, les poteaux et les voiles de façade de la structure doivent être reliés par des chânaages horizontaux.

- (112) Il convient que ces chânaages puissent reprendre un effort de traction $F_{tie} = |20| \text{ kN}$ par mètre de façade. Pour les poteaux, cette force peut ne pas excéder $|150| \text{ kN}$ par poteau.

- (113) Il convient de relier les poteaux d'angle dans les deux directions. Dans ce cas, l'armature du chânage périphérique peut être utilisée comme chânage horizontal.

d) Chaînages verticaux

- P(114) Les bâtiments de cinq niveaux ou plus, comprenant des panneaux préfabriqués, doivent comporter des chaînages verticaux dans les poteaux ou dans les voiles afin de limiter les désordres occasionnés par un effondrement de plancher, dans l'hypothèse d'une disparition accidentelle de poteau ou de voile au niveau inférieur. Les chaînages doivent constituer un pontage couvrant la zone endommagée.
- (115) *Il convient d'assurer la continuité des chaînages, lorsque cela est possible, depuis le niveau le plus bas jusqu'au niveau le plus élevé ; ceux-ci doivent pouvoir reprendre une charge au moins égale à la charge ultime de calcul transmise par le plancher situé immédiatement au-dessus du poteau ou du voile accidentellement disparu.*
- P(116) Lorsqu'un poteau ou un voile est supporté à son niveau le plus bas par un élément autre qu'un élément de fondation (par exemple une poutre ou une dalle), le calcul doit intégrer la disparition accidentelle de cet élément et prévoir un autre chemin de transmission des charges approprié.

5.5.3 Continuité et ancrage des chaînages

- P(101) Les chaînages disposés dans les deux directions horizontales doivent être effectivement continus et ancrés en périphérie de la structure.
- (102) *Les chaînages peuvent être disposés entièrement dans le béton de la dalle rapportée ou au droit des assemblages. Lorsque les chaînages ne sont pas continus dans un même plan, il convient de prendre en compte les effets de flexion dus aux excentricités.*
- (103) *Les chaînages peuvent être précontraints par post-tension.*
- (104) *Les recouvrements des chaînages ne doivent normalement pas être réalisés dans les joints étroits entre éléments préfabriqués. Dans ces cas, il convient de prévoir une continuité mécanique adéquate des chaînages.*

Section 6 Exécution des travaux

Cette section de l'ENV 1992-1-1 est applicable, à l'exception de ce qui suit :

6.2 Tolérances

6.2.1 Tolérances — Généralités

Ajouter après le Principe (3) :

- (104) *Il convient de faire également référence aux normes CEN correspondantes concernant les produits.*

6.3 Règles de construction

Ajouter après 6.3.4.6.6.

6.3.5 Éléments et structures préfabriqués

- P(101) La construction et l'exécution doivent être conformes aux normes produits et autres normes CEN applicables.

Section 7 Maîtrise de la qualité

Cette section de l'ENV 1992-1-1 est applicable, à l'exception de ce qui suit :

7.4 Maîtrise des différentes phases du processus de construction

Ajouter après la Règle d'Application (1) :

(102) *Pour les éléments préfabriqués, la maîtrise de la qualité doit également s'exercer sur les prestations suivantes, en plus de celles du (1) de l'ENV 1992-1-1 :*

- transport ;*
- montage ;*
- réalisation des assemblages.*

Annexes normatives

Annexe 1 Dispositions complémentaires relatives à la détermination des effets des déformations différées du béton

L'annexe 1 de l'ENV 1992-1-1 s'applique aussi à l'ENV 1992-1-3.

Annexe 2 Analyse non linéaire

L'annexe 2 s'applique à l'ENV 1992-1-3, sous réserve que la structure, compte tenu des assemblages, présente une ductilité convenable.

Annexe 3 Compléments d'information sur les états-limites ultimes provoqués par flambement

L'annexe 3 s'applique à l'ENV 1992-1-3.

Annexe 4 Vérification des flèches par le calcul

L'annexe s'applique à l'ENV 1992-1-3.

Annexe informative

Annexe 105 Orientations générales pour la réduction des coefficients de sécurité des matériaux, γ_M

A.105.1 Introduction

(101) Les valeurs des coefficients partiels de sécurité relatifs aux matériaux indiquées par l'ENV 1992-1-1 sont acceptables lorsque les procédures de maîtrise de la qualité énoncées à l'article 7 de ce code sont respectées. Lorsque des procédures de maîtrise de la qualité strictes et appropriées sont mises en œuvre, les valeurs de ces coefficients partiels de sécurité peuvent être réduites lors du calcul d'éléments préfabriqués isolés, à partir des résultats d'essais ou de mesures.

En principe, une telle réduction doit faire l'objet d'un accord, au cas par cas, entre le fabricant et le maître d'ouvrage ou son consultant, cet accord tenant compte des éventuelles exigences contractuelles ou réglementaires.

(101) I Une telle réduction doit faire l'objet d'un accord, par type d'application, entre le contractant responsable du produit préfabriqué et le maître d'ouvrage ou son consultant, cet accord tenant compte des éventuelles exigences contractuelles ou réglementaires.

Il n'est pas possible de faire figurer dans un code le détail complet des procédures de contrôle prescrites ; aussi l'objet de la présente annexe est de fournir des informations de base utiles à la justification de la réduction de valeurs des coefficients partiels de sécurité.

A.105.2 Procédure générale de détermination des coefficients partiels

(101) Pour un modèle simple de résistance de la forme
 $R = m.G.f$ le coefficient partiel de sécurité γ_m peut s'écrire :

$$\gamma_m = (1 - 1,64 V_f) / (1 - 3 V_R) \quad (\text{A.5.101})$$

en désignant par :

m est le facteur d'incertitude sur le modèle

G est le facteur de géométrie

f est la résistance du matériau

$$V_R = \sqrt{V_m^2 + V_G^2 + V_f^2} \quad (\text{A.5.102})$$

où :

V_m est le coefficient de variation de m

V_G est le coefficient de variation de G

V_f est le coefficient de variation de f

Les expressions ci-dessus supposent que :

- la distribution des trois variables de base suit une loi log-normale ;
- les trois variables sont indépendantes ;
- les résistances des matériaux correspondent aux valeurs caractéristiques du fractile 5 % ;
- le coefficient de fiabilité γ projeté est pris égal à 3,8 et le coefficient de résistance pondéré à 0,8.

(102) *Il convient de déduire les valeurs des coefficients de variation de résultats d'essais et d'une estimation statistique, dont le guide se trouve dans la Partie 1 de l'ENV 1991-1-1, «Bases du Calcul».*

(101) I Cette procédure est décrite d'une manière générale dans l'annexe A de l'ENV 1991-1.

(102) I *Elle peut être utilisée pour le choix des c_m pour autant que l'ensemble des hypothèses qu'elle comporte ait été précisé dans l'accord entre le contractant responsable du produit préfabriqué et le maître d'ouvrage ou son consultant.*

A.105.3 Valeurs conseillées

(101) *En l'absence d'autres données, les valeurs suivantes peuvent être adoptées, aux conditions ci-après :*

a) $c_c = 1,4$ et $c_s = 1,10$ (combinaison fondamentale) lorsque toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

— une maîtrise de la qualité très stricte est appliquée en conditions d'exécution en usine, le contrôle portant notamment sur la géométrie de la structure (y compris la géométrie de la section transversale), la position des armatures et les propriétés des matériaux, dont le béton, les aciers passifs et les aciers de précontrainte.

— les éléments non conformes sont rejetés conformément à la méthode de maîtrise de la qualité adoptée.

— le système d'assurance qualité est placé sous le contrôle d'un organisme certifié.

— les tolérances définies par l'ENV 1992-1-1 sont réduites de 50 %.

b) $c_c = 1,3$ et $c_s = 1,05$ (combinaison fondamentale) lorsque, en plus des conditions ci-dessus, les conditions suivantes sont satisfaites :

— les performances de l'ensemble d'une production continue d'éléments identiques font l'objet d'une évaluation statistique ;

— le calcul est fondé sur les valeurs réelles des tolérances ;

— le coefficient de conversion moyen η entre la résistance mesurée sur échantillons prélevés sur place et celle des éprouvettes normalisées est supérieur à 0,9.

(101) A a) $c_c = 1,5$ et $c_s = 1,15$; il s'agit du cas de base, sans réduction des coefficients, à appliquer dans tous les cas pour lesquels une des données nécessaires à l'application de la procédure générale prévue en A.105.2 (101) n'est pas connue ou pour lesquels une des hypothèses qu'elle impose n'est pas respectée.

NOTE : Les paragraphes a) et b) deviennent respectivement b) et c).

