

ICS 91.010.30

Version Française

Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 3: Structures de fondations

Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken - Teil 3: Fundamente

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 3:
Concrete foundations

La présente Prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 28 novembre 1996 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.

Il est demandé aux membres du CEN 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, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.



COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION

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

Sommaire

Avant-propos.....	3
1 Introduction	5
1.1 Domaine d'application.....	5
1.1.4 Domaine d'application de la partie 3 de l'Eurocode 2.....	5
1.4 Définitions.....	5
1.4.3 Termes spéciaux employés dans la Partie 3 de l'Eurocode 2.....	5
2 Bases du calcul.....	6
2.1 Exigences fondamentales.....	6
2.3 Exigences de calcul.....	6
2.3.3 Coefficients partiels pour les états-limites ultimes.....	6
2.5 Analyse.....	6
2.5.6 Prescriptions spéciales relatives aux fondations.....	7
3 Propriétés des matériaux.....	8
3.1 Béton.....	8
3.1.1 Généralités.....	8
3.1.2 Béton de masse volumique normale.....	8
3.1.3 Diamètre du plus gros granulat.....	8
3.5 Ecarteurs.....	8
4 Dimensionnement et calcul des sections.....	9
4.1 Exigences de durabilité.....	9
4.1.3 Projet.....	9
4.3 Etats-limites ultimes.....	9
4.3.1 Etats-limites ultimes pour les sollicitations d'effort normal et de flexion.....	9
4.3.4 Poinçonnement.....	10
4.3.5 Etats-limites ultimes atteints par déformation structurale (flambement).....	10
4.4 Etats-limites de service.....	11
4.4.2 Etats-limites de fissuration.....	11
5 Dispositions constructives.....	11
5.1 Généralités.....	11
5.4.9 Aspects particuliers des fondations.....	11
6 Exécution des travaux.....	14
6.2 Tolérances.....	14
6.2.1 Tolérances - Généralités.....	14
6.2.2 Tolérances vis-à-vis de la sécurité structurale.....	14
6.3 Règles de construction.....	15
6.3.5 Règles particulières pour les fondations.....	15
7 Maîtrise de la qualité.....	15
7.5 Contrôle du projet.....	15
7.6 Contrôle de la production et de l'exécution.....	16
7.6.5 Contrôles au cours de l'exécution.....	16
Annexe A (informative) 105 Interaction sol - Structure.....	18
Annexe B (informative) 106 Ancrage au moyen de barres soudées.....	21
Annexe C (informative) 107 Ancrage des armatures dans les semelles isolées et les semelles filantes.....	23
Annexe D (informative) 108 Fondations des machines.....	24

Avant-propos

Le présent document a été préparé par le CEN /TC 250 "Eurocodes structuraux".

Le présent document est actuellement soumis à (au) Enquête CEN.

Objectifs des Eurocodes

- (1) Les Eurocodes structuraux constituent un ensemble de normes pour le calcul structural et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.
- (2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire d'indiquer 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 et les méthodes de contrôle de leurs performances soient disponibles, certains Eurocodes structuraux traitent de certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Contexte du programme Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a entrepris d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de bâtiment et de génie civil, afin de proposer une alternative aux différentes règles en vigueur dans les Etats Membres et finalement, de les remplacer. Ces règles techniques sont connues sous le nom d'"Eurocodes Structuraux".
- (5) En 1990, après consultation des différents Etats membres, la CCE a chargé le CEN d'assurer le développement, la publication et la mise à jour des Eurocodes structuraux, et le secrétariat de l'AELE a accepté de soutenir le CEN dans son travail.
- (6) Le Comité Technique CEN/TC 250 est responsable de l'ensemble des Eurocodes Structuraux.

Programme des Eurocodes

- (7) Les travaux concernant les différents Eurocodes Structuraux sont en cours, chacun étant en général 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	Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995 Eurocode 5	Calcul des structures en bois
EN 1996 Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997 Eurocode 7	Calcul géotechnique
EN 1998 Eurocode 8	Calcul des structures résistant aux séismes
EN 1999 Eurocode 9	Calcul des structures en alliage d'aluminium.

- (8) Des sous-comités distincts, chargés des divers Eurocodes énumérés ci-dessus, ont été institués par le CEN/TC 250.
- (9) Cette 3^e partie de l'Eurocode 2 est publiée comme Prénorme Européenne (ENV) pendant une durée de trois ans.
- (10) La présente prénorme est destinée à des applications expérimentales ainsi qu'au recueil d'observations.
- (11) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les Membres du CEN seront invités à formaliser leurs commentaires en vue de les prendre en compte pour déterminer les actions futures à entreprendre.
- (12) Entre temps, il convient d'envoyer les réactions et les observations concernant cette Prénorme au Secrétariat du CEN/TC 250/SC 2 à l'adresse suivante :

Deutsches Institut für Normung e. v. (DIN)
Burggrafenstrasse 6
D-10787 Berlin

Tél. : (+49) 30 - 26 01 - 25 01
Fax : (+49) 30 - 26 01 - 12 31

ou à votre organisme national de Normalisation.

Documents d'Application Nationale (DAN)

- (13) Etant donné les responsabilités des autorités des Etats Membres en matière de sécurité, santé et autres points couverts par les exigences essentielles de la Directive Produits de Construction (DPC), des valeurs indicatives ont été attribuées à certains éléments de sécurité de l'ENV, valeurs qui sont identifiées par I_I. Il incombe aux autorités de chaque Etat 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 Etat Membre ou son organisme de Normalisation.
- (15) Il est prévu que cette Prénorme soit utilisée conjointement avec le DAN en vigueur dans le pays où est situé le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil.

Points spécifiques à cette Prénorme

- (16) Le domaine d'application de cette Partie de l'Eurocode 2 est défini au paragraphe 1.1.4. Les Parties complémentaires de l'Eurocode 2, déjà publiées, sont indiquées au paragraphe 1.1.3 de l'ENV 1992-1-1 ; elles couvrent des techniques ou applications additionnelles, en complément et en supplément à cette Partie.
- (17) Lors de l'utilisation de cette Prénorme, il convient de respecter particulièrement les hypothèses et conditions indiquées au paragraphe 1.3 de l'ENV 1992-1-1.
- (18) Les sept chapitres de cette Prénorme sont complétés par quatre annexes informatives. Certaines règles d'application parmi les plus détaillées, qui sont nécessaires dans certains cas particuliers, ont été détachées de la partie principale du texte par souci de clarté.
- (19) Comme cela est indiqué en (14) de l'avant-propos, il convient de se référer aux Documents d'Application Nationale qui donneront les détails des normes d'accompagnement compatibles à utiliser, notamment pour ce qui est des documents d'exécution des travaux géotechniques, les pieux et les fondations profondes. Pour cette partie de l'Eurocode 2, une attention particulière doit être apportée à la Prénorme ENV 206 (Béton - Performances, production conformité), ainsi qu'aux exigences de durabilité données en 4.1 de la présente Prénorme.
- (20) Lors de l'élaboration de cette Prénorme, des documents explicatifs ont été préparés, qui donnent des commentaires et justifications sur certaines de ses dispositions.

Pour l'ENV 1992-3, les paragraphes additionnels ci-après s'appliquent :

(21) Cette Partie 3 de l'Eurocode 2 complète l'ENV 1992-1-1 pour les aspects particuliers du calcul des structures de fondation.

(22) La présentation et l'organisation de cette Partie 3 correspondent à l'ENV 1992-1-1. Toutefois, la Partie 3 contient des Principes et des Règles d'application spécifiques aux structures de fondation uniquement.

(23) Lorsqu'un paragraphe particulier de l'ENV 1992-1-1 n'est pas mentionné dans la présente ENV 1992-3, ce paragraphe de l'ENV 1992-1-1 est applicable pour autant qu'il en soit jugé ainsi au cas par cas.

Certains Principes et Règles d'application de l'ENV 1992-1-1 sont modifiés ou remplacés dans cette Partie 3, auquel cas les versions modifiées se substituent à ces Principes et Règles d'application.

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 une nouvelle Règle d'application est ajouté, ce nouvel élément est identifié par un numéro qui suit le dernier numéro du paragraphe concerné 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 au moyen d'un nouveau paragraphe. Le numéro de ce paragraphe suit celui de l'article de l'ENV 1992-1-1 le plus approprié.

(24) La numérotation des équations, des figures, des notes et des tableaux de cette Partie suit la même logique que celle adoptée en (23) ci-dessus.

1 Introduction

1.1 Domaine d'application

Ajouter après le paragraphe 1.1.3 (2) P :

1.1.4 Domaine d'application de la partie 3 de l'Eurocode 2

(101) P La présente Prénorme fournit des règles complémentaires pour le calcul des éléments de fondation en béton destinés aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil et porte sur les exigences de stabilité, de résistance, d'aptitude à l'emploi et de durabilité de ces éléments.

(102) P Elle ne traite pas des pieux coulés en place et mis en œuvre par refoulement.

[NOTE L'ENV 1997-1 définit les règles relatives à l'aspect géotechnique du calcul tandis que l'ENV 1998-1 définit les prescriptions spécifiques au calcul sismique].

1.4 Définitions

Ajouter après le paragraphe 1.4.2 (2) P :

1.4.3 Termes spéciaux employés dans la Partie 3 de l'Eurocode 2

(101) P Les termes spéciaux utilisés dans cette Partie, avec leurs définitions, sont les suivants :

terrain : le sol, le rocher et le matériau de remblai existant sur le site avant l'exécution des travaux de construction ;

interaction sol-structure : influence mutuelle des déformations du terrain et du système structural, compte tenu de l'ensemble du système sol - structure ainsi que des contraintes résultantes ;

pieux : pour les définitions, voir EN 1536 et d'autres documents appropriés.

2 Bases du calcul

2.1 Exigences fondamentales

Ajouter après le Principe (4) P :

(105) P Le calcul des fondations en béton doit tenir compte de l'influence mutuelle des déformations du terrain et du système structural.

(106) P Les fondations en béton doivent être dimensionnées conformément à l'ENV 1997-1.

(107) L'existence de sols à comportement expansif est généralement à prendre en considération de manière adéquate. Il convient dans ce cas de prendre des dispositions particulières.

2.3 Exigences de calcul

2.3.3 Coefficients partiels pour les états-limites ultimes

Remplacer le paragraphe 2.3.3.1 par :

2.3.3.1 Coefficients partiels concernant les actions

(101) P Sauf indication contraire, pour les situations de projet durables ou transitoires, la stabilité et la résistance mécanique, tant des structures que du terrain doivent être vérifiées en utilisant les coefficients partiels donnés par le Tableau 2.1 de l'ENV 1997-1. Chacun des trois cas A, B et C doit être considéré séparément.

(102) Pour plus d'information, il convient de se référer au paragraphe 2.4 de l'ENV 1997-1.

(103) Pour les ouvrages de génie civil, il convient de prendre pour γ_F et Ψ les valeurs de l'Eurocode concerné ou de les préciser pour le projet considéré.

(104) Pour les structures temporaires et les situations de projet transitoires, des valeurs inférieures des coefficients partiels peuvent être utilisées lorsque cela se justifie au regard des conséquences attendues, voir par exemple ENV 1991-1, paragraphes 1.5.2.3, 1.5.3.14, 9.4.2 et l'annexe informative A "Méthode des coefficients partiels".

(105) P Pour les situations de projet accidentelles, les coefficients partiels pour toutes les actions sont égaux à 1

2.3.3.2 Coefficients partiels des matériaux

Ajouter après la Règle d'application (6) :

(107) P Les valeurs de calcul des propriétés de résistance mécanique des matériaux constituant le terrain doivent être calculées conformément à l'ENV 1997-1.

(108) P Les incertitudes liées à la section transversale des pieux et au mode de bétonnage doivent être prises en compte dans le calcul.

(109) En l'absence d'autres dispositions, pour la résistance de calcul des pieux coulés en place sans tubage permanent :

- a) il convient de multiplier par 1.1 la valeur du coefficient partiel pour le béton ; et
- b) pour les calculs de dimensionnement, il convient de prendre comme diamètre des pieux une valeur égale à 0,95 fois le diamètre nominal, d_{nom} , sans que celle-ci ne dépasse $d_{nom} - \underline{20}$ mm ni ne soit inférieure à $d_{nom} - \underline{50}$ mm.

2.5 Analyse

Ajouter après le paragraphe 2.5.3.7:

2.5.3.8 Semelles profondes

(101) Les semelles (semelles filantes, semelles isolées et semelles de liaison) telles que $a_c/h \leq 2$ peuvent être analysées par modélisation au moyen de bielles et tirants, a_c désignant le débord de la semelle par rapport au nu du poteau ou du pieu et h sa profondeur.

Ajouter après le paragraphe 2.5.5 :

2.5.6 Prescriptions spéciales relatives aux fondations

2.5.6.1 Généralités

P (101) Le cas échéant, l'analyse du système structural, considéré en tant qu'ensemble supporté par le terrain, doit tenir compte de l'interaction entre ce dernier, la fondation et la superstructure supportée.

2.5.6.2 Modèles de calcul pour fondations superficielles

(101) Pour le calcul des fondations superficielles, on peut utiliser des modèles convenablement simplifiés pour décrire l'interaction sol-structure.

2.5.6.3 Fondations sur pieux

(101) P Pour le dimensionnement des pieux isolés, les actions doivent être déterminées en tenant compte de l'interaction entre les pieux, la semelle de liaison et le sol support.

(102) P Lorsque les pieux sont alignés sur plusieurs files, l'action sur chaque pieu doit être évaluée en considérant l'interaction entre les pieux.

(103) Cette interaction peut être négligée lorsque leur espacement est supérieur à 3 fois le diamètre du pieu.

3 Propriétés des matériaux

3.1 Béton

3.1.1 Généralités

Ajouter après la Règle d'application (5) :

(106) Sauf indication contraire dans cette Partie 3, les dispositions de l'EN 1536 : "Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés. Pieux de fondation préfabriqués en béton" s'appliquent respectivement aux pieux forés et aux pieux préfabriqués.

(107) La composition et la résistance de calcul du béton doivent tenir compte des exigences de durabilité et d'ouvrabilité, des conditions environnementales et des conditions géotechniques.

3.1.2 Béton de masse volumique normale

3.1.2.4 Classes de résistance du béton

Ajouter après la règle d'application (3) :

(104) Sauf indication contraire, la classe de résistance du béton utilisé pour les pieux forés est généralement comprise entre C I20/25 et C I30/37, voir EN 1536.

Ajouter après le paragraphe 3.1.2.5.5 :

3.1.3 Diamètre du plus gros granulat

(101) En ce qui concerne le diamètre nominal du plus gros granulat, il convient, pour les pieux forés, de ne pas dépasser les valeurs suivantes :

- 0,25 fois le diamètre intérieur de la cage d'armatures ; ou
- 32 mm ou la moitié de la distance libre entre armatures longitudinales si cette dernière est plus faible ;
- 0,75 fois l'enrobage des armatures ou la distance entre le tubage provisoire et les barres d'armature.

Ajouter après le paragraphe 3.4.2.1 :

3.5 Écarteurs

(101) P Les matériaux constituant les écarteurs doivent être durables et ne pas se corroder.

(102) Il convient d'utiliser des écarteurs robustes en nombre suffisant afin de garantir l'absence de déplacement des armatures pendant la mise en œuvre du béton. Voir par exemple 8.2.5 de l'EN 1536.

4 Dimensionnement et calcul des sections

4.1 Exigences de durabilité

4.1.3 Projet

4.1.3.3 Enrobage

Remplacer les Règles d'application (8) à (11) par :

(108) Compte tenu de la nature irrégulière du support des fondations coulées en place, il convient de définir l'enrobage nominal spécifié sur les plans en se basant sur l'enrobage minimal du tableau 4.2 de l'ENV 1992-1-1, majoré d'une tolérance minimale (Δh) comme indiqué ci-après :

— semelles :	<u>20</u>	mm
— structures type poutres et poteaux :	<u>15</u>	mm
— murs :	<u>10</u>	mm

(109) De préférence, dans les fondations coulées en place, l'enrobage nominal spécifié sur les plans et intégrant la tolérance minimale Δh ci-dessus ne doit pas être inférieur aux valeurs ci-après :

— surface coulée au contact d'un sol n'ayant pas subi de préparation :	<u>75</u>	mm
— surface coulée au contact d'un sol ayant subi une préparation :	<u>40</u>	mm
— surface coulée au contact d'un béton de propreté :	<u>35</u>	mm
— semelles isolées et semelles filantes, sauf fond :	<u>40</u>	mm
— structures type poutres et poteaux, sauf fond :	<u>35</u>	mm
— surface extérieure des murs :	<u>30</u>	mm
— pieux coulés en place: le paragraphe 7.7.4 de l'EN 1536 s'applique.		

(110) Pour les ouvrages temporaires et lorsque le contrôle d'exécution et le contrôle de qualité le justifient, les valeurs indiquées en (109) peuvent être réduites de 15 mm.

(111) Une couche de béton de propreté peut être utilisée sous les éléments en béton pour masquer le support, éviter la pollution, éviter le détrempage du sol sous-jacent et maintenir une surface plane pour le béton de structure.

4.3 Etats-limites ultimes

4.3.1 Etats-limites ultimes pour les sollicitations d'effort normal et de flexion

Ajouter après le paragraphe 4.3.1.3 :

4.3.1.4 Fondations

4.3.1.4.1 Béton non armé

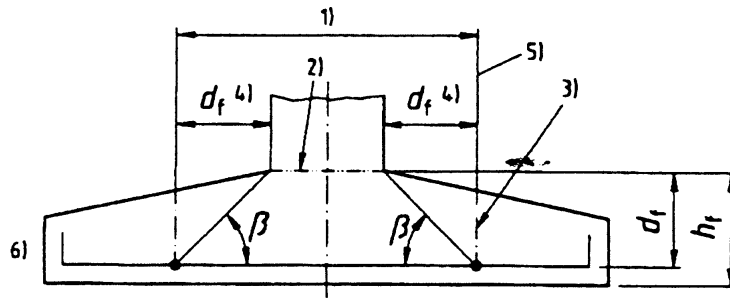
(101) Le béton non armé peut être utilisé lorsque (a) l'excentricité de la charge n'est pas significative, (b) la confiance dans la résistance à la traction du béton est acceptable pour les calculs et (c), le cas échéant, les contraintes de traction dues au retrait sont prises en considération. Pour plus d'informations, voir ENV 1992-1-6.

4.3.4 Poinçonnement

4.3.4.1 Généralités

Remplacer la Règle d'application (3) par :

(103) La Figure 4.116 donne un modèle de calcul approprié pour la vérification de la rupture par poinçonnement des semelles isolées à l'état-limite ultime.



Légende

- 1 Aire critique
- 2 Aire chargée
- 3 Section critique
- 4 Zone d'armatures de poinçonnement éventuelles
- 5 Périmètre critique
- 6 Semelle isolée

Figure 4.116 — Modèle de calcul pour le poinçonnement des semelles isolées à l'état-limite ultime

4.3.4.2 Domaine d'application et définitions

4.3.4.2.2 Périmètre critique

Ajouter après la Règle d'application (4) :

(105) Les dispositions des alinéas (1) à (4) du paragraphe 4.3.4.2.2 de l'ENV 1992-1 s'appliquent également aux semelles isolées, à une modification près, toutefois la distance du périmètre critique à l'aire chargée est supposée égale à $1,0 d_f$ (voir Figure 4.116).

4.3.5 Etats-limites ultimes atteints par déformation structurale (flambement)

4.3.5.1 Domaine d'application et définitions

Ajouter après la Règle d'application (5) :

(106) Il convient de réaliser une vérification au flambement conformément au paragraphe 4.3.5 de l'ENV 1992-1-1 dans le cas de pieux élancés traversant la nappe ou traversant des couches de sols très mous (résistance caractéristique au cisaillement non drainé $< |15|$ kN/m² (0,015 N/mm²)).

4.4 Etats-limites de service

4.4.2 Etats-limites de fissuration

4.4.2.1 Considérations de base

Ajouter après le Principe (9) P :

(110) Pour assurer le contrôle de la fissuration, il convient de respecter l'enrobage minimal (voir 4.1.3.3 de l'ENV 1992-1-1).

(111) Dans les éléments en béton armé et dans les conditions environnementales correspondant à la classe d'exposition 2 du Tableau 4.1 de l'ENV 1992-1-1, le contrôle de la fissuration peut être omis pour les sections situées au-dessous du niveau le plus bas de la nappe.

5 Dispositions constructives

5.1 Généralités

Ajouter après le Principe (4) P :

(105) Un élément de structure peut comporter des parties non armées, traitées comme telles, sous réserve que l'ingénieur vérifie que les contraintes de traction dans ces parties, sous l'effet des actions, sont dans les limites adéquates fixées, voir par exemple 4.3.2.1 (102) de l'ENV 1992-1-6.

Ajouter après le paragraphe 5.4.8.3 :

5.4.9 Aspects particuliers des fondations

5.4.9.1 Ancrage

(101) L'ancrage doit de préférence satisfaire les prescriptions des paragraphes 5.2.3 et 5.2.6 de l'ENV 1992-1-1. Voir également l'annexe informative 106 de la présente Partie 3.

5.4.9.2 Eléments structuraux

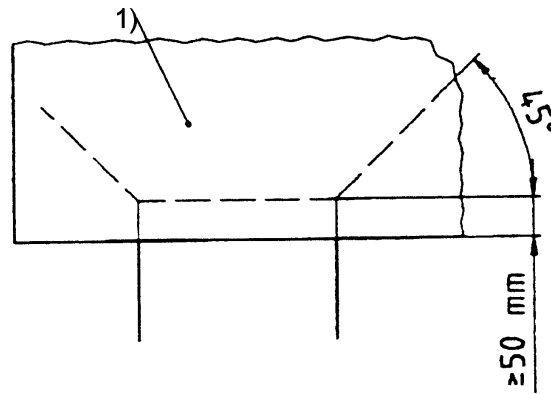
5.4.9.2.1 Semelles de liaison

(101) La distance entre le nu du pieu et le bord de la semelle de liaison doit de préférence être telle que les forces de traction dans la semelle puissent être correctement reprises. Il convient par ailleurs de tenir compte de la déviation attendue du pieu sur le chantier.

(102) Il convient de concentrer les armatures principales de traction destinées à la reprise des effets des actions dans les zones de contraintes entre têtes de pieux. Si la section de ces armatures est au moins égale à la valeur minimale prescrite (voir ENV 1992-1-1), les barres uniformément réparties le long de la sous-face de l'élément peuvent être omises. Les faces latérales et la surface supérieure de l'élément peuvent également ne pas comporter d'armatures s'il n'y a pas de risque de développement de contraintes de traction dans ces parties de l'élément.

(103) Des barres transversales soudées peuvent être utilisées pour ancrer les armatures de traction. Elles peuvent alors être considérées comme faisant partie des armatures transversales dans la zone d'ancrage de l'armature considérée.

(104) On peut admettre que la compression causée par la réaction d'appui du pieu se diffuse avec un angle de 45° depuis le périmètre de celui-ci (voir Fig. 5.121). Cette compression peut être prise en compte dans le calcul de la longueur d'ancrage ("appui direct").



Légende

1) Zone comprimée

Figure 5.121 — Zone comprimée - augmente la capacité d'ancrage

5.4.9.2.2 Semelles isolées et semelles filantes

(101) Il convient d'ancrer les armatures principales conformément aux prescriptions de l'ENV 1992-1-1. Pour les semelles, on peut utiliser le modèle de calcul indiqué dans l'annexe informative 107.

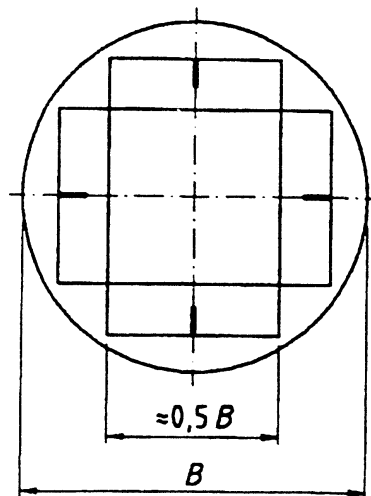


Figure 5.122 — Armatures orthogonales dans une semelle circulaire fondée sur le sol

(102) Les armatures principales des semelles circulaires peuvent être orthogonales et concentrées au centre de la semelle sur une largeur de 50 % ± 10 % du diamètre de celle-ci, voir Figure 5.122. Dans ce cas, il convient, aux fins du calcul, de considérer les parties non armées de la structure comme telles.

(103) Si les effets des actions entraînent l'apparition de contraintes de traction à la surface supérieure de la semelle, il convient de vérifier celles-ci et de prévoir les armatures nécessaires.

5.4.9.2.3 Longrines

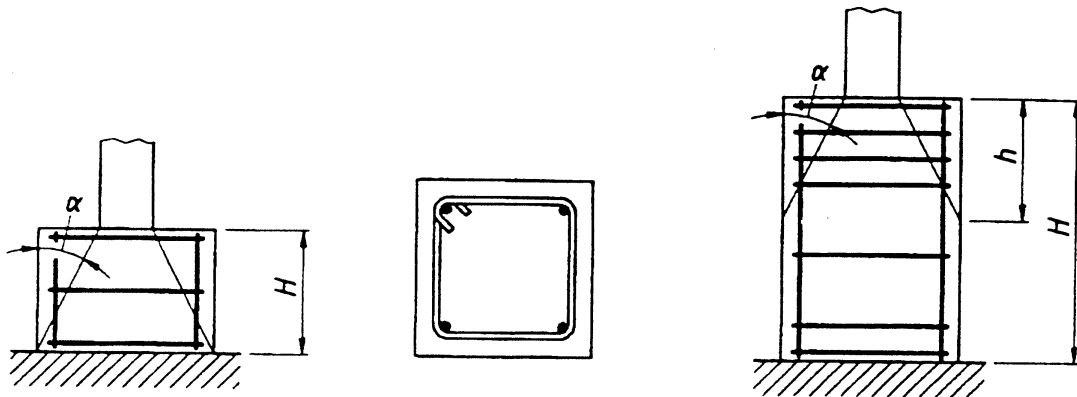
(101) Les longrines peuvent être utilisées pour s'affranchir de l'excentricité des charges sur les fondations. Il convient de les dimensionner de manière à ce qu'elles résistent aux moments fléchissants et aux efforts tranchants qui en résultent.

(102) Il convient également de dimensionner les longrines pour la reprise d'une charge descendante minimale de 10 kN/m lorsque l'action des engins de compactage peut produire des effets dans celles-ci.

5.4.9.2.4 Puits ou semelles isolées fondés au rocher

(101) Il convient de prévoir des armatures transversales adéquates afin d'assurer une résistance correcte de la fondation aux efforts d'éclatement lorsque la contrainte normale appliquée au sol à l'état-limite ultime dépasse 15 N/mm^2 . Ces armatures peuvent être uniformément réparties sur la hauteur h dans la direction de l'effort d'éclatement (voir Figure 5.123).

$$\alpha = \arctan (1/2) \approx 26.6^\circ$$



a) Fondation, $h \geq H$

b) Coupe transversale

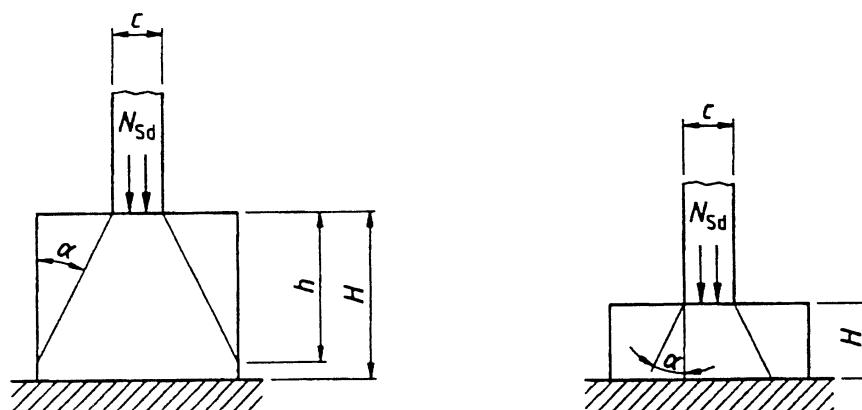
c) Fondation, $h < H$

Figure 5.123 — Armatures d'éclatement dans une semelle ou un puits fondés au rocher

(102) L'effort d'éclatement F_s peut être calculé comme suit, voir Figure 5.124.

$$F_s = |0,25| N_{sd} (h+c) / h \tag{5.123}$$

$$\alpha = \arctan (1/2) \approx 26.6^\circ$$



a) $h < H$

b) $h \geq H$

Figure 5.124 — Modèle géométrique pour la détermination de l'effort d'éclatement

5.4.9.2.5 Pieux forés

(101) Afin de permettre le libre écoulement du béton autour des armatures, il est fondamental que les armatures, les cages et tous les inserts fixes soient conçus de manière à ne pas gêner cet écoulement.

(102) Les pieux forés de diamètre inférieur ou égal à 160 cm doivent de préférence comporter une section minimale d'armatures longitudinales égale à celle donnée dans le Tableau 5.106, répartie généralement de manière uniforme sur le pourtour de la section.

Tableau 5.106 — Section minimale d'armatures longitudinales des pieux forés coulés en place

Section transversale du pieu : A_C	Section minimale des armatures longitudinales : A_S
$A_C \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_S \geq \underline{10,005} \cdot A_C$
$0,5 \text{ m}^2 < A_C \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq \underline{125} \text{ cm}^2$
$A_C > 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq \underline{10,0025} \cdot A_C$

(103) Le diamètre minimal des armatures longitudinales doit de préférence être supérieur ou égal à 12 mm. Il convient de prévoir au moins 14 armatures longitudinales par pieu et de limiter la distance libre entre barres, mesurée à la périphérie du pieu, à 1200 mm.

(104) Pour les dispositions constructives relatives aux armatures transversales et longitudinales dans les pieux forés, voir l'EN 1536.

6 Exécution des travaux

6.2 Tolérances

6.2.1 Tolérances - Généralités

Ajouter après le Principe (3) P :

(104) L'enrobage des armatures des fondations doit satisfaire au paragraphe 4.1.3.3 de la présente Partie de l'Eurocode 2.

6.2.2 Tolérances vis-à-vis de la sécurité structurale

Remplacer les Règles d'application (1) et (2) par :

6.2.2.1 Généralités

(101) P En règle générale, les imperfections géométriques admissibles données soit dans l'EN xyz-1 : Exécution des structures en béton - Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, soit dans d'autres normes appropriées, s'appliquent.

(102) Pour les ouvrages de fondation, il convient d'admettre des imperfections géométriques raisonnablement importantes, considération faite de la nature de la construction.

(103) Il convient de spécifier des tolérances telles qu'il n'y ait pas débord des fondations au-delà de l'emprise du site.

(104) Il convient de vérifier les imperfections géométriques à mesure que les travaux progressent, et avant que la superstructure ne soit construite.

6.2.2.2 Pieux

(101) Il convient d'utiliser les valeurs admissibles des imperfections géométriques pour les pieux qui sont données dans l'EN 1536.

6.3 Règles de construction

Ajouter après le paragraphe 6.3.4.6.6 :

6.3.5 Règles particulières pour les fondations

6.3.5.1 Généralités

(101) Les règles générales de construction sont données dans l'ENV 1992-1-1 et dans la Norme Européenne "Exécution des structures en béton".

6.3.5.2 Fondations superficielles

6.3.5.2.1 Terrassement

(101) Il convient d'organiser les méthodes de terrassement de telle manière que les tolérances requises ne soient pas dépassées.

6.3.5.2.2 Béton de propreté

(101) Il convient de compacter le béton de propreté et de le lisser à la taloche feutrée ou au moyen d'une plaque vibrante.

6.3.5.2.3 Mise en place et serrage du béton

(101) La face supérieure des fondations est généralement lissée à l'aide d'une plaque vibrante ou d'une taloche feutrée. Il convient d'indenter la face supérieure des soubassements, à la jonction des poteaux et des murs.

6.3.5.3 Cure

(101) En règle générale, les prescriptions de la Norme Européenne : "Exécution des structures en béton", ou d'autres normes adéquates s'appliquent. Une attention particulière est requise dans le cas de sections transversales de forte épaisseur et de grandes surfaces en plan.

6.3.5.4 Pieux et semelles de liaison

(101) Les paragraphes 6.3.5.1 et 6.3.5.2 s'appliquent également aux semelles de liaison.

(102) Il convient de réaliser les pieux forés de manière à satisfaire l'EN 1536.

(103) Les pieux préfabriqués doivent de préférence satisfaire à l'EN 12794 : "Pieux de fondation préfabriqués en béton".

7 Maîtrise de la qualité

7.5 Contrôle du projet

Ajouter après le Principe P (1) :

(102) Il convient de revoir l'étude des fondations si les observations du chantier sont significativement différentes des hypothèses de calcul.

7.6 Contrôle de la production et de l'exécution

7.6.5 Contrôles au cours de l'exécution

7.6.5.1 Prescriptions générales

Ajouter après la règle d'application (7) :

(108) Il convient de disposer d'une liste de contrôle dans une forme appropriée afin de permettre l'identification, à un stade ultérieur, des détails d'exécution de chaque fondation.

Cette liste devrait comporter au minimum les détails suivants :

- méthode d'exécution (matériel utilisé) ;
- spécification du béton / du mortier ;
- spécification des armatures ;
- dimensions théoriques de l'élément de fondation ;
- identification de l'élément de fondation ;
- date et heure d'exécution ;
- résultat représentatif de l'étude géotechnique ;
- (forage ou essai de pénétration le plus proche) ;
- résultats des essais de contrôle ;
- écarts observés et actions correctives le cas échéant.

Pour les pieux de fondation :

- résistance au fonçage pendant la pénétration finale du pieu ou du tubage ;
- contrôle des venues d'eau ou de la présence de sol dans le tubage provisoire ;
- temps passé à l'évacuation des sédiments ;
- propriétés de la boue bentonitique avant bétonnage ;
- quantité de béton / mortier utilisé ;
- affaissement mesuré ou valeur de l'étalement à la table à secousses ;
- Résultats des contrôles d'intégrité.

Voir également EN 1536.

(109) Dans les procédures de contrôle, il convient d'inclure des contrôles de l'état de surface des armatures. Ceci est particulièrement important lorsque les armatures ont été dressées ou pliées sur le chantier, ce qui peut conduire à des dommages aux verrous des barres.

(110) Le positionnement des armatures dans les pieux coulés en place doit être vérifié une fois les opérations de bétonnage réalisées.

(111) Dans les procédures qualité, il convient d'inclure le contrôle des têtes de pieu pour la mise en évidence des éventuels dommages causés par le recépage.

ANNEXE 1 : DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES RELATIVES A LA DETERMINATION DES EFFETS DES DEFORMATIONS DIFFEREES DU BETON

Le cas échéant, cette annexe s'applique également à l'ENV 1992-3.

ANNEXE 2 : ANALYSE NON LINEAIRE

Le cas échéant, cette annexe s'applique également à l'ENV 1992-3.

ANNEXE 3: COMPLEMENTS D'INFORMATION SUR L'ETAT-LIMITE ULTIME INDUIT PAR DES DEFORMATIONS STRUCTURALES

Le cas échéant, cette annexe s'applique également à l'ENV 1992-3.

ANNEXE 4 : VERIFICATION DES FLECHES PAR LE CALCUL

Le cas échéant, cette annexe s'applique également à l'ENV 1992-3.

Annexe A (informative) 105

Interaction sol - Structure

A.105.1 Fondations superficielles

A.105.1.1 Généralités

(101) Du fait de l'interaction entre le sol, la fondation et la superstructure, les incertitudes du problème sont représentées non seulement par la distribution de la pression de contact mais aussi par les actions transmises par les poteaux à la fondation, et qui dépendent des tassements différentiels.

(102) En général, le problème est résolu en introduisant, dans une première étape, des bridages supplémentaires sous le pied des poteaux ; les réactions R_j sont calculées de la manière habituelle. La solution réelle correspond à la superposition de la solution ci-dessus à celle pour laquelle les réactions R_j sont appliquées à l'ensemble du système structure et fondations. A chaque nœud, la réaction, agissant maintenant comme une charge, est reprise en partie par la structure et en partie par la fondation; l'équilibre et la compatibilité des déplacements exigent que :

$$([D] + [F]) \{y\} = \{-R\} \quad (\text{A.105.1})$$

où D et F représentent respectivement la matrice de raideur de la superstructure et la matrice de raideur du système de fondation.

(103) Une fois les déplacements calculés en chaque point, on obtient les charges agissant sur la fondation ainsi que les éléments supplémentaires qui doivent être superposés à la structure pour tenir compte des tassements différentiels.

(104) Bien que la procédure générale ci-dessus convienne, beaucoup d'incertitudes demeurent, liées à l'ordre de chargement, à la présence de cloisons et aux effets du fluage. C'est pourquoi différents niveaux d'analyse, dépendants du degré de modélisation retenu, sont habituellement définis.

(105) Si la superstructure est considérée comme flexible, alors les charges transmises ne dépendent pas des tassements différentiels puisque la structure est dépourvue de rigidité. Dans ce cas, les charges ne sont plus des inconnues, et le problème est réduit à l'analyse d'une fondation sur un sol qui se déforme.

(106) Si la superstructure est considérée comme rigide, alors les charges agissant sur la fondation peuvent être obtenues en admettant que les tassements forment une droite ou un plan. On doit vérifier que la rigidité est effective jusqu'à ce que l'état-limite ultime soit atteint.

(107) Une autre méthode de simplification apparaît lorsqu'on peut supposer que le système de fondation est rigide ou le sol - support très raide. Dans ces deux cas, les charges transmises par la superstructure ne sont pas modifiées puisque les tassements différentiels peuvent être négligés.

(108) Pour déterminer une valeur approchée de la rigidité du système structural, on peut effectuer une analyse en comparant la raideur combinée de la fondation, de l'ossature et des murs de contreventement de la superstructure à la raideur du sol. Cette raideur relative K_R déterminera s'il convient de considérer la fondation ou le système structural comme rigide ou comme flexible.

Pour les bâtiments, on peut utiliser l'expression suivante :

$$K_R = (EJ)_s / (EI^3) \quad (\text{A.105.2})$$

avec

$(EJ)_s$ valeur approchée de la rigidité de flexion par unité de largeur du bâtiment considéré, obtenue en faisant la somme des rigidités de flexion de la fondation, de chacun des éléments de l'ossature et des murs de contreventement ;

E module de déformation du sol ;

I longueur de la fondation.

Une raideur relative supérieure à 0,5 indique que le système structural est rigide.

A.105.1.2 Niveaux d'analyse

(101) Pour le calcul, on admet les niveaux d'analyse suivants :

Niveau 0 : A ce niveau, on peut admettre une distribution linéaire de la pression de contact.

Il convient pour cela que les conditions ci-après soient satisfaites :

- la pression de contact ne dépasse pas la valeur de calcul, tant à l'état-limite de service qu'à l'état-limite ultime;
- à l'état-limite de service, le système structural n'est pas affecté par les tassements, ou bien les tassements différentiels attendus sont négligeables;
- à l'état-limite ultime, le système structural présente une capacité de déformation plastique suffisante de sorte que les différences de tassements n'affectent pas le projet.

Niveau 1 : La pression de contact peut être déterminée en tenant compte de la raideur relative de la fondation et du sol et les déformations résultantes peuvent être évaluées pour vérifier qu'elles restent dans des limites acceptables.

Il convient pour cela que les conditions ci-après soient satisfaites :

- on dispose d'une expérience suffisante montrant que l'aptitude à l'emploi de la superstructure ne risque pas d'être affectée par la déformation résultante du sol ;
- à l'état-limite ultime, le système structural possède un comportement ductile adéquat.

Niveau 2 : A ce niveau de l'analyse, on tient compte de l'influence des déformations du sol sur la superstructure. La structure est analysée sous la déformation imposée de la fondation afin de déterminer les ajustements à apporter aux charges appliquées aux fondations. Si les ajustements résultants sont significatifs (c'est-à-dire $> 10\%$), alors il convient d'adopter le Niveau 3 de l'analyse.

Niveau 3 : Il s'agit ici d'une procédure entièrement interactive tenant compte du système structural dans son ensemble.

A.105.2 Fondations sur pieux

(101) L'interaction entre pieux dépend essentiellement de leur espacement, du rapport de leur longueur à leur diamètre, de la raideur du pieu comparée à celle du sol environnant et de la variation de la raideur du sol avec la profondeur.

(102) Si la semelle de liaison est rigide, on peut admettre une variation linéaire des tassements de chaque pieu en fonction de la rotation de la semelle. Si la rotation est nulle ou peut être négligée, on peut admettre que le tassement est le même pour tous les pieux. On peut alors, à partir d'équations d'équilibre, calculer les charges inconnues agissant sur les pieux ainsi que les tassements.

(103) Néanmoins, lorsqu'il s'agit d'un radier sur pieux, il y a interaction non seulement entre les pieux, mais aussi entre le radier et les pieux, et on ne dispose d'aucune approche simple pour analyser ce problème.

(104) Le calcul conventionnel des groupes de pieux part du principe que la charge agissant sur les pieux est reprise par les pieux seuls, avec une marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Cette approche peut être considérée comme rationnelle lorsque les pieux travaillent en pointe, mais elle est également adoptée dans le cas où la capacité portante du radier serait suffisante. Lorsque les pieux sont essentiellement des pieux flottants, cette approche est inutilement conservatrice, et une approche plus adaptée consistera à étudier quelle est la part de la charge qui peut être reprise par le radier avec des tassements acceptables, puis à calculer les pieux pour qu'ils reprennent le reste de la charge.

(105) Dans ce cas, si les tassements admissibles sont suffisamment importants pour que la charge limite par frottement latéral soit totalement mobilisée, les pieux sont calculés comme des pieux flottants travaillant à la rupture.

(106) La réponse d'un groupe de pieux à des efforts horizontaux fait intervenir non seulement la raideur latérale du sol environnant et des pieux, mais aussi leur raideur axiale (le chargement latéral d'un groupe de pieux, par exemple, induit des tractions et des compressions sur les pieux de rive).

Annexe B (informative) 106

Ancrage au moyen de barres soudées

(101) On peut utiliser des barres transversales soudées pour ancrer les armatures s'il est démontré que la qualité des joints soudés est satisfaisante. La capacité d'ancrage d'une telle barre (diamètre 14 mm - 32 mm), F_{bid} , peut être calculée comme suit :

$$F_{bid} = I_{td} \varnothing \sigma_{td} \leq F_{wd} \quad (\text{A.6.101})$$

avec (voir Figure A.106.1) :

- F_{wd} résistance au cisaillement (de calcul) du cordon de soudure : $F_{wd} = A_S \cdot f_{yd}$, où A_S est la section transversale de l'armature ancrée et f_{yd} est la limite d'élasticité (de calcul). Pour γ_S , l'ENV 1992-1-1, paragraphe 2.3.3.2 s'applique ;
- l_{td} longueur de calcul de la barre transversale : $l_{td} = 1,16 \varnothing_t (f_{yd} / \sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;
- l_t longueur de la barre transversale, au plus égale à l'espacement des armatures à ancrer ;
- \varnothing_t diamètre de la barre transversale ;
- σ_{td} contrainte dans le béton; $\sigma_{td} = (f_{td} 0,05 + \sigma_{cm})/y \leq 3 f_{cd}$ ($f_{td} 0,05$ est positif) ;
- σ_{cm} contrainte de compression dans le béton perpendiculairement à la barre transversale et à l'armature (valeur moyenne, positive si compression) ;
- y fonction : $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18 x)}$;
- x fonction tenant compte de la géométrie : $x = 2 (c/\varnothing_t) + 1$;
- c enrobage perpendiculairement à la barre transversale et à l'armature à ancrer.

(102) Si deux barres de même section sont soudées de part et d'autre de l'armature à ancrer, il convient de multiplier par deux la capacité donnée par l'équation (A.6.101).

(103) Si deux barres sont soudées du même côté, avec un espacement minimal de $3\varnothing$, alors il convient de multiplier la capacité d'ancrage par un facteur 1,41.

(104) La capacité d'ancrage des barres transversales soudées constitués d'acier de nuance B 500 est donnée dans le Tableau A.106.1.

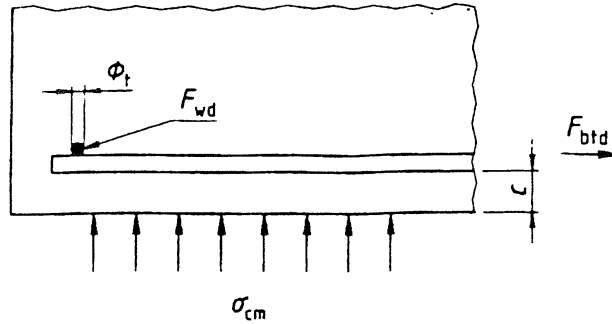


Figure A.106.1— Barre transversale soudée servant de dispositif d'ancrage

Tableau 106.1— Capacité d'ancrage relative des barres transversales soudées en acier de nuance B 500

σ_{cm} [N/mm ²]	Rapport F_{btd}/F_{wd} pour béton de classe											
	C 20/25			C 25/30			C 30/37			C 35/45		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
$\phi_t/\phi_l = 16/16$	0,26	0,43	0,43	0,30	0,47	0,47	0,34	0,50	0,50	0,39	0,50	0,50
20/20	0,22	0,42	0,43	0,25	0,44	0,47	0,29	0,46	0,50	0,33	0,47	0,50
25/25	0,19	0,36	0,43	0,22	0,39	0,47	0,25	0,42	0,50	0,29	0,44	0,50
32/32	0,17	0,32	0,43	0,19	0,34	0,46	0,22	0,37	0,47	0,25	0,40	0,49

NOTES :

- 1) la section de la barre transversale est la même que celle de l'armature à ancrer ;
- 2) la longueur effective de la barre transversale est au moins égale à 4 fois le diamètre de la barre ;
- 3) l'enrobage vaut $c = 50$ mm ou plus ;
- 4) résistance maximale du cordon de soudure prise en compte $F_{wd} = 0,5 A_s f_{yd}$.

(105) Pour la nuance d'acier B 500 et un diamètre nominal des barres de 12 mm ou moins, la capacité d'ancrage d'une barre transversale soudée dépend essentiellement de la résistance de calcul de la soudure. Pour les diamètres de barre de 12 mm maximum, elle peut se calculer de la manière suivante :

$$F_{btd} = F_{wd} < 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi_l \quad (A.6.102)$$

avec

F_{wd} résistance au cisaillement (de calcul) du cordon de soudure : résistance relative garantie :

$$F_{wd} = A_s \cdot f_{yd} ;$$

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

ϕ_l diamètre nominal de l'armature à ancrer : $\phi_l \leq 12$ mm.

Si on utilise deux barres transversales soudées, espacées au minimum de ϕ_t , il convient alors de multiplier la capacité d'ancrage donnée par l'équation (A.6.102) par un facteur 1,41. Voir également le paragraphe 5.2.3 de l'ENV 1992-1-1.

Annexe C (informative) 107

Ancrage des armatures dans les semelles isolées et les semelles filantes

(101) L'effort de traction dans les armatures est déterminé par des conditions d'équilibre, en tenant compte de l'effet des fissures inclinées, voir Figure A.107.1. Il convient de reprendre l'effort de traction F_s dans le béton au point x sur la distance x du bord de la semelle.

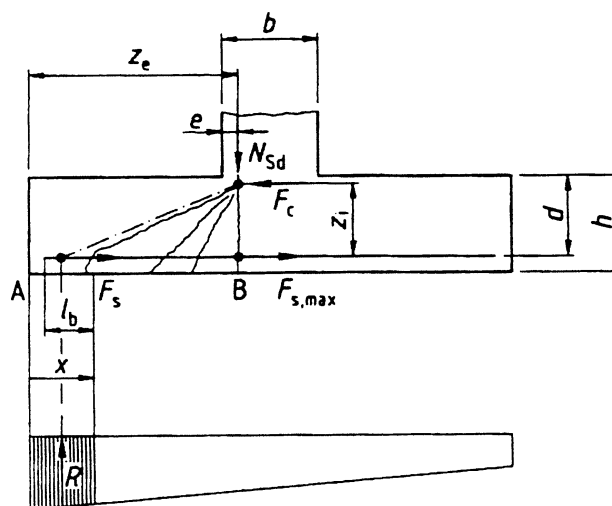


Figure A.107.1 — Modèle pour la détermination de l'effort de traction, avec prise en compte des fissures inclinées

(102) L'effort de traction à reprendre est donné par (voir figure A.107.1) :

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (\text{A.107.1})$$

avec :

- R résultante de la pression du sol sur la distance x ;
- z_e bras de levier externe, c'est-à-dire distance entre R et l'effort vertical N_{Sd} ;
- N_{Sd} effort vertical correspondant à la totalité de la contrainte verticale appliquée au sol entre les sections A et B ;
- z_i bras de levier des forces internes, c'est-à-dire distance entre l'armature et l'effort horizontal F_c ;
- F_c effort de compression correspondant à l'effort de traction maximal $F_{s,max}$.

(103) Les bras de levier z_e et z_i peuvent être déterminés par rapport aux zones comprimées nécessaires respectivement pour N_{Sd} et F_c . Pour simplifier, z_e peut être déterminé en supposant $e = 0,15 \cdot b$, voir Figure A.107.1, et z_i peut être pris égal à $0,9 \cdot d$.

(104) La longueur d'ancrage possible pour les barres droites est notée l_b sur la figure A.107.1. Si cette longueur ne suffit pas pour reprendre F_s , les barres peuvent soit être recourbées pour augmenter la longueur disponible soit comporter des dispositifs d'ancrage aux extrémités.

(105) Pour les ancrages droits, la valeur la plus critique est la valeur minimale de x. Pour simplifier, on peut admettre $x_{min} = h/2$. Pour d'autres types d'ancrage, des valeurs supérieures de x peuvent être encore plus critiques.

Annexe D **(informative) 108**

Fondations des machines

A.108.1 Données de base

(101) Les documents du projet doivent fournir des informations de base concernant le groupe de machines, le mouvement imposé par elles et les forces d'excitation.

(102) Ces informations doivent de préférence comporter les éléments suivants :

- a) vitesse et puissance normales de chaque machine du groupe ;
- b) caractère, intensité, et point d'application des charges dynamiques qui apparaîtront lors du fonctionnement de la machine, pour les cas suivants :
 - fonctionnement normal ;
 - court-circuit ;
 - défaut de synchronisation ;
- c) la distribution des charges statiques imposée par le groupe de machines (poids des machines et des équipements), et les trois coordonnées du centre de gravité du groupe ;
- d) les dimensions de la plaque d'appui du groupe ;
- e) l'emplacement des réservations et gorges dans la fondation pour les boulons d'ancrage ainsi que la définition de ceux-ci (type d'acier, diamètre, longueur etc...) ;
- f) les données nécessaires pour établir la température et son gradient dans la fondation ;
- g) les valeurs limites des amplitudes pour un fonctionnement efficace de la machine.

(103) Par ailleurs, il convient que soient fournies à l'ingénieur les informations supplémentaires suivantes :

- h) caractéristiques dynamiques du sol au niveau considéré :
 - raideur verticale ;
 - raideur horizontale ;
 - niveau de la nappe phréatique, le cas échéant.

A.108.2 Critères de dimensionnement et exigences

(101) Il convient de faire appel à l'analyse modale pour le calcul de la réponse dynamique du système, en se décalant, par sécurité, d'au moins $\pm 25\%$ par rapport aux modes de résonance.

(102) Il convient d'aligner verticalement le centre de gravité commun du système (c'est-à-dire de la fondation et de la machine) et le centre de gravité de la surface de la fondation en contact avec le sol. Dans tous les cas, de préférence, l'excentricité dans la répartition des masses ne doit pas dépasser 5 pour cent de la longueur du côté de la surface de contact.

(103) Il convient d'armer la fondation dans les trois directions, avec une quantité minimale d'armatures comprise, selon le type de machines, entre 50 et 250 kg/m³ de fondation en béton.

(104) Il convient de choisir la rigidité du radier ou du système de fondation de telle sorte que ses propres déformations demeurent faibles par comparaison avec l'amplitude des vibrations. Ce n'est qu'alors qu'un groupe peut être modélisé comme un bloc sur une base élastique, avec seulement 6 degrés de liberté. Sinon, il convient de réaliser l'analyse modale complète de la plaque en tenant compte des modes de flexion du radier.

A.108.3 Isolation vis-à-vis des vibrations

A.108.3.1 Généralités

(101) Plusieurs techniques d'isolation anti-vibratoire peuvent être utilisées.

A.108.3.2 Revêtements isolants

(101) On peut réaliser un revêtement pour garnir le puits dans lequel est coulé le massif de fondation en béton.

Il convient de ne pas remplir l'espace entre la base de la machine et le plancher environnant par un matériau autre qu'un matériau résilient.

A.108.3.3 Supports antivibratoires à ressort ou en caoutchouc

(101) Il existe des supports antivibratoires à ressort ou en caoutchouc de tailles et de degrés de résilience différents; ils sont recommandés pour l'isolation. Ces supports peuvent être positionnés entre le châssis et la base ou, mieux, sous le massif de fondation.

A.108.4 Recommandations pour la construction

(101) Il convient d'effectuer le bétonnage en une seule opération, sans interruption.

(102) Une fois la fondation coulée, il convient de procéder à la cure en maintenant le massif humide et à une température normale pendant au moins une semaine avant de tenter tous travaux.

(103) Une période de cure plus longue sera nécessaire en cas de mauvais temps. Les fondations coulées en hiver doivent être protégées du froid.

(104) Il convient d'indenter les surfaces à ragréer tandis que le béton est encore déformable.

(105) Le ragréage ne peut être effectué qu'une fois la cure de la fondation réalisée dans sa totalité et les plaques d'appui (s'il y en a) positionnées et nivelées.

(106) Il convient de suivre les instructions du fabricant du coulis concernant l'application de celui-ci ainsi que ses recommandations pour la cure.

(107) Il convient de protéger tous les coulis à base métallique afin d'empêcher le phénomène d'oxydation de se poursuivre au point de conduire à leur destruction.