

# **Commission chargée de formuler des Avis Techniques**

---

Groupe spécialisé n° 3

Structures, planchers et autres  
composants structuraux

## **CPT « Structures »**

**Cahier des Prescriptions Techniques communes applicables aux structures  
réalisées à partir de composants en béton précontraint par pré-tension**

### **Titre I - Règles générales de conception et de calcul**

Toute représentation ou reproduction partielle de cet ouvrage faite sans le  
consentement du CSTB est illicite. Elle constitue une contrefaçon au sens de  
la loi du 11 Mars 1957.

© CSTB 1992

ISBN 2-86891-207-9

Le présent CPT a été rédigé par un Groupe de travail issu du Groupe spécialisé n° 3 « Structures, planchers et autres composants structuraux » de la Commission chargée de formuler des Avis Techniques, Groupe comprenant :

**Présidents :**

M. **C. CAZEUNEUVE**, de la SOCOTEC  
puis M. **Y. BERRIAT**, de la Société CONTRÔLE & PREVENTION

**Rapporteur :** M. **J.-L. DOURY**, du CSTB

**Membres :**

MM. **G. ARNAL**, de EUROPE-ÉTUDES/FREYSSINET  
**C. BALOCHE**, de la SOCOTEC  
**G. CHARDIN**, de la SARET  
**J. DARDARE**, du CERIB  
**F. JANSSENS**, de la Société I.B. MORIN  
**G. KORNFELD**, du Bureau VERITAS  
**J.-C. LAURENTI**, de RECTOR SA  
**F. LOPEZ**, de la Société SOGELERG SUD-OUEST  
**J. OLIVIER-MARTIN**, ingénieur conseil  
**P. SAVARD-CHAMBARD**, de RECTOR SA  
**J. SCHMOL**, du SNBATI

**Ont participé également :**

MM. **D. BELLEGARDE**, de la SARET  
**A. DESDEVISES**, de la Société LAFARGE-COPPÉE RECHERCHES  
**P. LONGIN**, du Bureau VERITAS  
**P. LUTRIN**, de la Société I.B. MORIN  
**R. ROGUE**, de la Société OTEP

Le présent texte regroupe l'ensemble des règles de conception, calcul, fabrication, mise en œuvre et utilisation relatives aux procédés de structures relevant de la procédure de l'Avis Technique.



# CPT « Structures »

## Cahier de Prescriptions Techniques communes applicables aux structures réalisées à partir de composants en béton précontraint par pré-tension

### Titre I - Règles générales de conception et de calcul

#### SOMMAIRE

---

<b>GÉNÉRALITÉS</b> .....	7	<b>Chapitre 5 - Définition des sections</b> .....	16
<b>1 Objet du CPT</b> .....	7	Art. 5.2 Sections de référence pour le calcul des contraintes .....	16
<b>2 Domaine d'application</b> .....	7	Art. 5.4 Largeur participante des tables des poutres en T.....	16
<b>3 Données et éléments d'information à fournir par le maître d'ouvrage</b> .....	7	<b>Chapitre 6 - Justification des pièces prismatiques linéaires sous sollicitations normales</b> .....	17
<b>4 Plans et documents de pose et d'exécution</b> .....	8	Art. 6.1 États limites de service .....	17
<b>5 Terminologie</b> .....	8	Art. 6.2 Calculs des déformations – états limites de service vis-à-vis des déformations .....	18
<b>SECTION A - Ouvrages en situation d'exécution ou d'exploitation</b> .....	10	Art. 6.3 États limites ultimes .....	18
<b>Introduction</b> .....	10	Art. 6.4 État limite de stabilité de forme .....	19
<b>Chapitre I - Principes et définitions</b> .....	11	<b>Chapitre 7 - Justification des pièces prismatiques linéaires vis-à-vis des sollicitations tangentes</b> .....	20
Art. 1.3 classes de vérification .....	11	Art. 7.1 Principes des justifications .....	20
<b>Chapitre 2 - Données pour le calcul concernant les matériaux</b> .....	12	Art. 7.2 Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état limite de service .....	20
Art. 2.1 Béton .....	12	Art. 7.3 Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état limite ultime .....	20
Art. 2.4 Armatures de précontrainte utilisées comme armatures passives.....	12	Art. 7.4 Modalités particulières d'application des articles 7.2 et 7.3 aux zones d'appui simple d'about .....	22
<b>Chapitre 3 - Précontrainte</b> .....	13	Art. 7.5 Justifications complémentaires des zones d'appui simple d'about .....	22
Art. 3.4 Pertes de tension dans le cas de précontrainte par pré-tension .....	13	<b>ANNEXE 1 - Vérification de la stabilité de forme d'une ossature</b> .....	23
<b>Chapitre 4 - Actions et sollicitations</b> .....	14		
Art. 4.1 Actions.....	14		
Art. 4.3 Calcul des sollicitations.....	14		

## **Avant-propos**

*Ce CPT regroupe l'ensemble des règles de conception, calcul, fabrication, mise en œuvre et utilisation relatives aux procédés de structures relevant de la procédure de l'Avis Technique. Il complète et précise les textes réglementaires existants (Règles B.P.E.L. et B.A.E.L.) pour tenir compte du caractère spécifique de la précontrainte par pré-tension.*

*Rédigé à l'usage de tous les participants à l'acte de construire, ses auteurs l'ont voulu didactique.*

*En principe, il vise seulement les structures constituées d'éléments précontraints par pré-tension et fabriqués en usine fixe. Cependant, de nombreuses structures associent des composants en béton précontraint (poutres et pannes, par exemple), à des composants en béton armé (fondations et poteaux, par exemple). C'est pourquoi il est apparu indispensable de ne pas le limiter à ces seuls éléments en béton précontraint et de traiter la plupart des problèmes posés par ces structures, notamment ceux relatifs aux liaisons entre les divers éléments, du fait de leur indissociabilité.*

*Principalement orienté sur les questions structurales, ce CPT traite aussi certains problèmes autres que structuraux en raison de leurs incidences sur le comportement des ouvrages.*

*Enfin, le type de construction que traite ce document fait appel à différents corps de métier dont les interventions posent problèmes dès lors qu'elles ne sont pas convenablement coordonnées : le présent CPT a aussi pour objectif d'attirer l'attention des maîtres d'ouvrage sur l'absolue nécessité d'une coordination au niveau de l'étude et de l'exécution et de leur donner le plus d'informations possibles à ce sujet.*

Nota : les astérisques figurant parfois dans le cours du texte renvoient aux commentaires des articles de mêmes numéros du B.P.E.L., non recopiés dans le présent CPT.

# Généralités

## 1 Objet du CPT

Le CPT «Structures» a pour objet de définir les prescriptions communes courantes applicables aux ossatures de bâtiments et à leurs composants, poteaux, poutres et planchers, relevant de la procédure de l'Avis Technique. Il indique les cas où, sur justifications, des prescriptions particulières peuvent être admises dans les Avis Techniques. Il ne s'oppose pas à l'adoption de dispositions spéciales pour des ouvrages faisant l'objet d'études appropriées.

Les procédés de structure relevant de la procédure de l'Avis Technique sont soit ceux dont la conception ne peut pas être entièrement justifiée par les DTU en vigueur, soit ceux dont les conditions d'exécution (fabrication ou mise en œuvre) permettent des dérogations aux dispositions réglementaires de conception.

### Commentaire (1)

*En matière d'Avis Technique, il est actuellement admis que, pour les fabrications en usine fixe :*

- les poteaux préfabriqués en béton précontraint par prétension,
- les poutres préfabriquées en béton précontraint par prétension,
- les ossatures réalisées à partir de poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension, les poteaux pouvant être en béton armé,

*sont du ressort d'Avis Techniques formulés par le Groupe spécialisé n° 3 (GS 3), assortis de « Certificats de Suivi et Marquage » des fabrications sous autocontrôle surveillé, délivrés par le CSTB, conformément à la loi du 10 janvier 1978, sur la protection et l'information des consommateurs de produits et de services, dite loi Scrivener.*

Le présent texte ne vise que les éléments structuraux confectionnés à partir de bétons de granulats courants.

*L'utilisation de granulats légers peut être envisagée dans les Avis Techniques.*

Pour être complet et dans un but didactique, comme ceci est expliqué dans l'avant-propos, le présent CPT traite aussi des éléments traditionnels, donc ne relevant pas de la procédure de l'Avis Technique, tels que les fondations, les toitures, etc.

## 2 Domaine d'application

Le CPT « Structures » traite de l'ensemble des utilisations des ossatures et des planchers de bâtiments à usages divers : logements, bureaux, locaux scolaires et hospitaliers, usines, entrepôts, commerces, parkings, etc., c'est-à-dire d'une gamme très étendue de portées et de charges de toute nature (statiques, répétitives, dynamiques) et de toute grandeur.

Il n'est pas applicable lorsqu'il est fait dérogation à la norme NF P 06-001.

Ce texte ne vise pas les ouvrages d'art relevant de marchés publics de travaux.

## 3 Données et éléments d'information à fournir par le maître d'ouvrage

L'ouvrage projeté est prévu pour être utilisé dans des conditions bien déterminées, fixées par le maître d'ouvrage. Il appartient donc à ce dernier de fournir, dans les pièces du marché, les renseignements permettant de préciser toutes les hypothèses nécessaires à la conception. Ainsi, de façon à éviter toute ambiguïté, le marché doit préciser, outre les hypothèses courantes de base :

- la définition des actions fondamentales de base, en particulier celle des charges roulantes éventuelles, camions, engins de manutention, etc. ;
- la définition des actions accidentelles éventuelles ;
- l'ensemble des données nécessaires pour l'application des textes réglementaires (DTU Feu-béton, DTU Séismes, DTU Neige et vent, ...) ;
- les cas éventuels d'interdépendance de charges ;
- la présence de charges dynamiques et la valeur du coefficient dynamique correspondant ;
- les coefficients  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  dans le cas où ils seraient supérieurs à ceux fixés par l'annexe 1 de la norme NF P 06-001, et/ou dans les cas non prévus par cette norme ;
- dans le cas où l'élément doit supporter de la terre, des liquides, des matériaux stockés, les valeurs des caractéristiques nécessaires à la détermination de leur action (densités, cohésion, angle de frottement interne, ...) ;
- les classes de vérification à utiliser pour les différents éléments de structure, ainsi que les prescriptions particulières qui peuvent éventuellement s'imposer compte

1. Les textes en caractère italique sont des commentaires.

tenu du type de construction, des conditions d'exploitation ou d'agressivité du milieu ambiant (par exemple: conditions particulières de calcul, enrobages accrus, revêtement protecteur, ...) ;

- si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable pour l'ouvrage ;
- le cas échéant, les états limites de déformation à respecter et les exigences particulières en matière de flèches absolues ;
- si besoin est, tous les éléments nécessaires pour un calcul à la fatigue ;
- s'il y a lieu, le gradient thermique à prendre en compte.

*La liste précédente n'est évidemment pas exhaustive. Ces précisions ne sont pas spécifiques à ce CPT; elles sont également nécessaires à l'application des DTU de calcul.*

## 4 Plans et documents de pose et d'exécution

La pose et l'exécution font l'objet de plans et documents suffisants pour définir entièrement les dispositions constructives à réaliser. Ces plans portent la marque commerciale du procédé et le nom du ou des centres de production des éléments avec la ou les références aux Avis Techniques et aux Certificats de qualification

Pour ce qui est lié à la conception et à la réalisation, doivent apparaître :

- les données figurant dans les DPM (Documents Particuliers du Marché) ;
- la définition des éléments (poteaux, poutres, pannes, etc.) avec leur repérage ainsi que leur implantation dans la structure ;
- les conditions d'élingage et le levage des éléments ;
- les conditions de stockage ;
- les conditions d'étalement des composants de la structure ;
- la mention : «En cas de stockage provisoire sur les composants en cours de montage, le fabricant des composants doit être consulté pour réaliser ce stockage» ;
- les conditions à respecter pour les appuis, ancrages, liaisons et continuités, notamment en ce qui concerne les armatures, qu'elles sortent en attente des éléments ou qu'elles soient à placer en œuvre ;
- et, d'une façon générale, toutes les indications que le présent CPT ou les Avis Techniques font obligation de faire figurer sur les documents de pose et d'exécution.

*Ces indications figurent sur le « plan de pose ». Celui-ci est établi soit par un bureau d'études, soit par le fabricant. Dans ce dernier cas, il s'agit d'un plan de préconisation de pose qui doit être validé et complété par le bureau d'études chargé de l'étude générale d'exécution du bâtiment.*

*L'attention du responsable de la construction (entreprise générale, maître d'œuvre, ... selon les cas) est attirée sur la nécessité de faire vérifier, au niveau des études, la compatibilité de la mise en œuvre des divers éléments et de faire assurer la coordination dans les cas où la construction est composée d'éléments préfabriqués provenant de fournisseurs différents.*

## 5 Terminologie

### 5.1 Structures à ossature

Les structures à ossature s'opposent aux structures en voiles, constituées de murs et de planchers dalles, en ce sens que leur stabilité, vis-à-vis de l'ensemble des actions appliquées, résulte de l'assemblage de composants linéaires tels que poutres et poteaux. Le clos et le couvert des bâtiments qu'elles constituent, généralement à usage industriel ou commercial, sont réalisés soit par des remplissages, soit par des panneaux rapportés ou par un bardage.

### 5.2 Dispositifs d'assemblage

Les assemblages mis en œuvre sont constitués soit par un volume de béton coulé en place, soit par un organe mécanique (assemblage métallique, par post-contrainte, ...), soit par un appui simple avec interposition ou non d'un appareil d'appui. Au plan mécanique, ces assemblages sont conçus et dimensionnés de manière à reprendre les sollicitations développées à leur niveau par les actions appliquées en phase provisoire, dans les conditions normales d'exploitation et en situations accidentelles, dans des limites de déformations et de déplacements compatibles avec les conditions d'utilisation et de stabilité du bâtiment.

### 5.3 Poteaux

Ce sont des éléments linéaires verticaux, de section quelconque généralement carrée, rectangulaire ou en I. Leur fonction est de transmettre les charges aux fondations. Ils sont soit coulés en place, en béton armé, soit préfabriqués en usine, en béton armé ou en béton précontraint ; les extrémités haute et basse d'un poteau s'appellent tête et pied du poteau respectivement.

### 5.4 Poutres

Ce sont des éléments linéaires horizontaux, de section quelconque généralement rectangulaire, trapézoïdale, en I, en Té ou en double Té. Leur section peut être constante sur toute leur longueur, ou variable de manière continue: on les appelle poutres à inertie constante ou à inertie variable respectivement. Les poutres reposent sur les poteaux avec lesquels elles sont assemblées. Parfois, on distingue un premier réseau de poutres appelées principales qui s'appuient sur les poteaux et qui supportent un second réseau de poutres appelées secondaires. Dans les cas où ces poutres s'appuient directement sur les fondations, elles sont appelées longrines.

### 5.5 Pannes

Ce sont des petites poutres secondaires qui supportent la couverture. Les pannes sont en général à inertie constante et leur section est généralement rectangulaire, trapézoïdale ou en I.

### 5.6 Portique

Un portique est une modélisation plane, verticale, d'une partie d'une ossature, formée de montants (poteaux) et de traverses (poutres) assemblés entre eux par des articulations ou par des encastresments selon les cas. Un portique simple comporte une traverse assemblée à ses extrémités à deux montants. Un portique est dit multiple si le nombre de montants est supérieur à 2. Un portique est dit «à étage» si le nombre de traverses est supérieur à 1.



## 5.7 Corbeau

C'est une pièce coulée en même temps que le poteau ou parfois rapportée sur un parement, servant d'appui à une poutre.

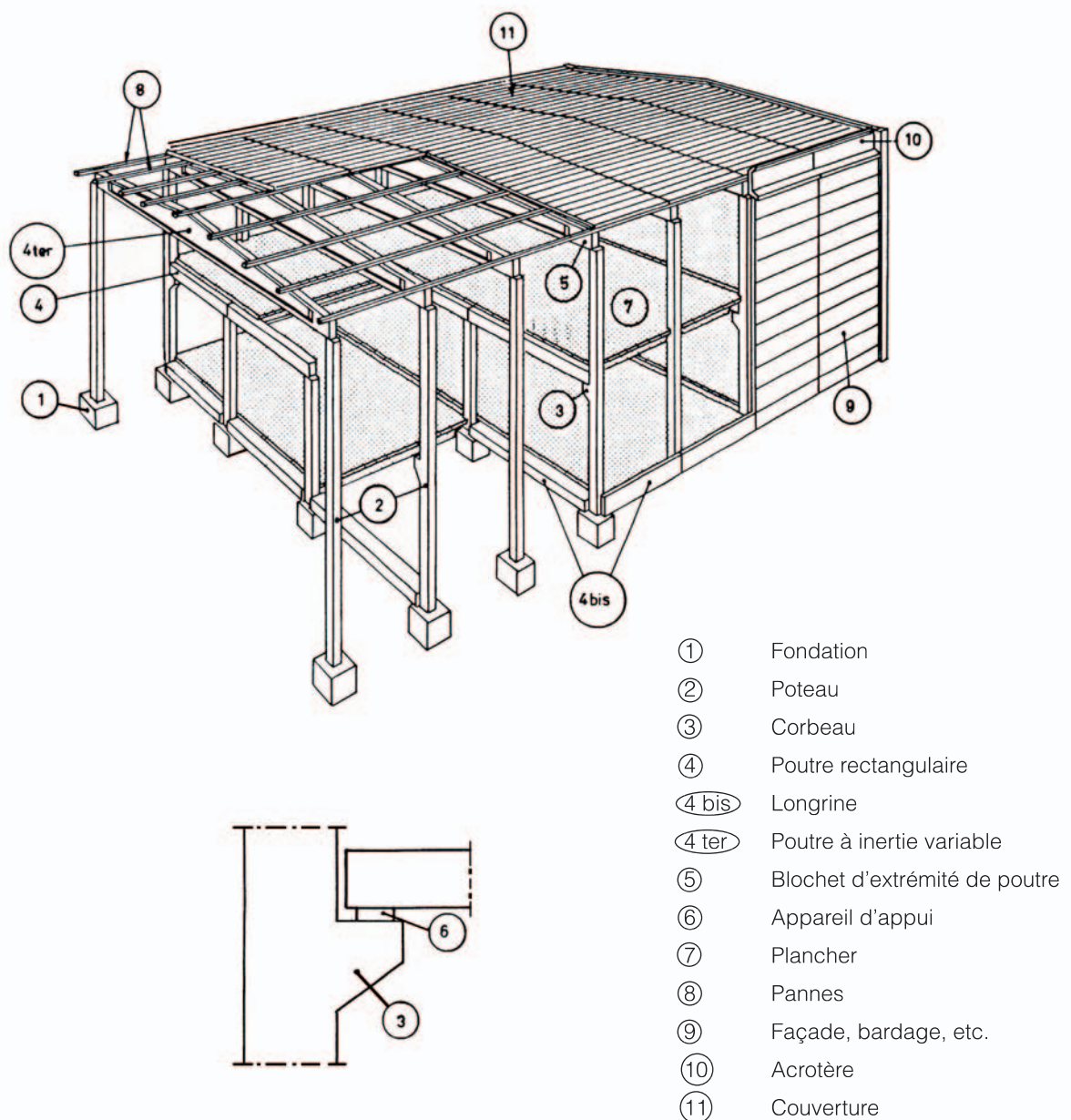
## 5.8 Appareil d'appui

C'est un dispositif généralement en élastomère interposé entre deux éléments dans le but de permettre de légers mouvements de rotation et/ou de translation.

## 5.9 Blochet

C'est, dans une poutre dont la section courante est en I, la zone d'épanouissement de l'âme en extrémité, dont l'utilité est de renforcer la poutre à l'effort tranchant.

*La figure 1 illustre à titre d'exemple les différentes parties d'une ossature d'un bâtiment industriel.*



**Figure 1 - Illustration d'une ossature de bâtiment industriel**

## SECTION A

### OUVRAGES EN SITUATION D'EXÉCUTION OU D'EXPLOITATION

#### Introduction

L'article 1.1 des Règles B.P.E.L. 83, qui définit leur domaine d'application, autorise dans son dernier alinéa l'usage de règles particulières pour certains ouvrages.

La présente section précise ces règles particulières pour les composants relevant de la procédure de l'Avis Technique.

Le plan de cette section est celui des Règles B.P.E.L. 83. Il ne reprend que les articles auxquels sont apportés des modifications ou des compléments. Il va de soi que les autres articles du B.P.E.L. 83, non cités dans ce texte, s'appliquent intégralement.

*Il est fait ici référence au B.P.E.L. 83 mais il a été cependant tenu compte des modifications qui lui ont été apportées, entre 1987 et 1990, par le Groupe de travail chargé de sa révision.*

#### AVERTISSEMENT

##### **à l'usage des maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre et concepteurs**

Choix des classes de vérifications pour l'établissement des documents particuliers du marché

Les règles B.P.E.L. 83 auxquelles se réfère le présent CPT, qui s'appuient sur des méthodes de calcul aux états limites, sont fondées sur des conceptions de la sécurité différentes de celles admises pour les textes réglementaires dits «aux contraintes admissibles», antérieurement applicables aux constructions en béton précontraint: Instruction Provisoire n° 1 (IP 1) du 12 août 1965 pour les ouvrages d'art et recommandations de l'ASP pour les ouvrages du bâtiment.

Il en résulte qu'il n'y a pas identité des domaines correspondant aux classes de même désignation dans les nouvelles règles et les anciennes. L'équivalence de l'IP 1 et de la classe I de l'ASP étant admise, la classe I du B.P.E.L. conduit à des dimensionnements plus sévères que ceux résultant de l'application de ces règles anciennes. Quant à la classe II du B.P.E.L., elle détermine des dimensionnements comparables à ceux de l'IP 1 ou de la classe I de l'ASP.

C'est la raison pour laquelle, de même que la quasi-totalité des ouvrages d'art, autrefois dimensionnés par l'IP 1 le sont actuellement par la classe II du B.P.E.L., les éléments de structure des bâtiments courants, autrefois dimensionnés par la classe II, ou éventuellement la classe III, de l'ASP, relèvent maintenant de la classe III du B.P.E.L.

Ceci ressort clairement du Rapport de Présentation du Règlement B.P.E.L. 83, annexé à ce dernier (article 1.3 - classes de vérification). Le commentaire de l'article 1.3 souligne en outre que les classes sont des classes de vérification et non des classes de qualité.

## Chapitre I

### Principes et définitions

#### Art. 1.3 Classes de vérification (1)

*Le texte du B.P.E.L. est complété comme suit :*

À défaut d'indication dans les documents particuliers du marché (DPM) sur les conditions de rattachement des constructions aux différentes classes des vérifications aux états limites de service (ELS), on adopte généralement les justifications relatives à la classe III (précontrainte partielle), sauf pour les cas particuliers où la fissuration doit être évitée.

*C'est le cas notamment des :*

- *poutres supports de chemin de roulement :*
  - *cas courants des éléments très sollicités à la fatigue : vérifications en classe I,*
  - *cas exceptionnels d'éléments peu sollicités à la fatigue : vérifications en classe II avec limitation, à l'ELS sous combinaisons rares, des contraintes normales à  $5 f_{tj}$  dans la section d'enrobage,  $f_{tj}$  dans les autres sections ;*
- *éléments de constructions situées en atmosphère agressive : vérification en classe II ; par exemple :*
  - *ouvrages soumis à des condensations (couvertures de réservoirs, de piscines, ...) ;*
  - *ouvrages soumis à des actions chimiques (couvertures de silos à engrais, de laiteries, de fromageries, de bâtiments d'élevage, ...) ;*
  - *ouvrages en atmosphère marine.*

Comme pour tout élément de structure en béton armé ou précontraint, dans le cas d'environnement particulièrement agressif (vapeurs acides, par exemple), les prescriptions à respecter en fonction des risques encourus (pénétration des ions agressifs jusqu'aux armatures, agression chimique du béton, ...) doivent être définies dans les DPM (par exemple : conditions particulières de calcul, enrobages accrus, revêtement protecteur, ...).

---

1. La numérotation des paragraphes ci-après reprend celle des articles du B.P.E.L. 83.

## Chapitre 2

### Données pour le calcul concernant les matériaux

#### Art. 2.1 Béton

*Le texte du B.P.E.L. est complété comme suit :*

Dans le cas où les articles qui suivent laissent le choix entre des valeurs forfaitaires ou l'application des annexes, on ne retient que les méthodes données dans les annexes.

#### Art. 2.4 Armatures de précontrainte utilisées comme armatures passives

*Nouvel article introduit en fin de chapitre 2 du B.P.E.L.*

Il est loisible d'utiliser des armatures de précontrainte comme armatures passives longitudinales, exclusivement dans les deux cas suivants d'utilisations.

*Il s'agit, en général, de l'utilisation de coupes d'armatures provenant de fins de couronnes ou de fins de bancs.*

##### 2.4.1 Utilisation en complément d'armatures actives

Leur quantité est limitée par la condition que l'effort à rupture qu'elles équilibrent ne dépasse pas 30 % de l'effort à rupture des armatures de précontrainte. Ces armatures, comprimées à la mise en précontrainte, ne nécessitent pas de justifications vis-à-vis du flambement au sens de l'article A 8.1.3 du B.P.E.L., aux conditions que :

- leur enrobage soit au minimum de 4 cm ;
- la résistance  $f_{c28}$  du béton soit au moins égale à 35 MPa.

##### 2.4.1.1 À l'état limite de service, leur contrainte d'utilisation en classe III est limitée à :

200  $\eta_p$  MPa dans le cas où la fissuration est considérée comme peu préjudiciable ;

150  $\eta_p$  MPa dans le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Dans tous les cas, les règles particulières du ferrailage minimal, données à l'article 6.1.3.2 sont applicables.

**2.4.1.2** À l'état limite ultime, la tension de ces armatures est calculée en fonction de leur allongement résultant du diagramme des déformations de la section. Pour le calcul de leur longueur de scellement, la contrainte d'adhérence à prendre en compte est calculée par la formule :  $0,5 \psi^2 f_{ij}$ .

*Cette expression diffère de celle donnée à l'article A 6.1.2.1 du B.A.E.L. Ceci est justifié notamment par le niveau de contrainte très élevé atteint à l'état limite ultime par ce type d'armature.*

##### 2.4.2 Utilisation comme armatures de béton armé pour l'équilibrage des bielles d'about

L'utilisation des armatures de précontrainte comme armatures de béton armé est possible dans les conditions suivantes :

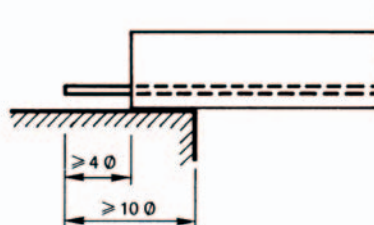
- la contrainte de calcul des armatures prend en compte une limite d'élasticité fictive égale à 250  $\eta_p$  MPa ;
- l'ancrage par courbure ne peut être utilisé que si le façonnage est réalisé par des moyens appropriés respectant les conditions de non-écrasement du béton (B.A.E.L. : A 6.1.2.5.2). Le pliage par chauffage au chalumeau est interdit.

*Les conditions de façonnage ainsi que la conformité aux plans font partie des contrôles systématiques dans le cadre de la certification de qualité.*

En tout état de cause, le rayon de courbure ne doit pas être inférieur à cinq fois le diamètre de l'armature et sa valeur doit être portée sur les plans d'exécution.

L'ancrage de la bielle d'effort tranchant aux abouts des poutres impose les prescriptions complémentaires suivantes :

- 1° dans le cas d'ancrage des armatures par scellement, la longueur de ce dernier ne doit pas être inférieure à 10  $\emptyset$ . En outre, la partie d'armature ancrée dans le béton coulé en place ne peut être prise en compte dans ce calcul que si sa longueur est au moins égale à 4  $\emptyset$  ;



- 2° l'effort ancré sur appui par un scellement d'armatures partiellement dans le béton de préfabrication (poutre) et le béton coulé en place (clavetage) est la somme des efforts calculés pour chacune des longueurs d'armatures avec les caractéristiques propres à chacun des bétons, en réduisant la longueur d'appui nominal de la pièce préfabriquée de 2 cm pour tenir compte des tolérances de mise en œuvre.

## Chapitre 3

### Précontrainte

#### Art. 3.4 Pertes de tension dans le cas de précontrainte par pré-tension

Les pertes de tension peuvent être calculées soit par le calcul complet indiqué dans le B.P.E.L., soit par la méthode de calcul simplifiée décrite ci-après, dont les conditions d'application sont précisées dans les Avis Techniques.

Méthode de calcul simplifiée :

Cette méthode permet de procéder, pour une abscisse donnée, à l'estimation de la perte de tension totale au temps infini par rapport à la tension à l'origine (force au vérin) à l'aide des formules approchées données ci-après, formules applicables uniquement dans le cas d'utilisation d'armatures à très basse relaxation (TBR), non déviées et mises en œuvre sur des bancs de grande longueur.

En l'absence de traitement thermique :

$$100 \frac{\Delta P}{P} = 23,3 + 0,875 \sigma - 0,4 f_{cp}$$

Dans le cas d'un traitement thermique :

$$100 \frac{\Delta P}{P} = 14,7 + \sigma \left( 1 - \frac{t_{eb}}{5\,000} \right) + 500 f_{cp}^{-\frac{5}{3}} - 3,8 \left( \frac{t_{eb}}{1\,000} - 0,9 \right)^2 - 3,5 (\lambda + 0,4)^2$$

Dans ces formules :

$\sigma$  est la contrainte finale probable du béton, exprimée en MPa, au droit de centre de gravité des armatures considérées, contrainte calculée en supposant une tension des armatures de précontrainte égale à 0,85 fois la tension à l'origine et en ne considérant que l'effet des actions permanentes seules ;

$f_{cp}$  est la résistance du béton, exprimée en MPa, au moment de la détension des armatures de précontrainte ;

$t_{eb}$  est la «durée conventionnelle équivalente», exprimée en heures, définie à l'article 3.5 de l'annexe 6 des Règles B.P.E.L. 83 ;

$\lambda$  est un coefficient sans dimension, variable de 0,1 à 0,5 selon l'usine de préfabrication ; ce coefficient est défini à l'article 4.2 de l'annexe 6 des Règles B.P.E.L. 83 ; sa valeur ne peut être supérieure à 0,1 que par spécification dans les Certificats de suivi et marquage des fabrications.

Les données suivantes : tension des armatures à l'origine,  $f_{cp}$ ,  $t_{eb}$ , et  $\lambda$  doivent figurer sur les plans.

Le calcul de  $\sigma$ , à une abscisse donnée, tient compte des phases de mise en œuvre, sans étau ou en présence d'étais ; les contraintes sont calculées sur la section de la poutre seule pour les premières phases de calcul et sur celle du montage pour la phase d'enlèvement des étais.

Exemple (contraintes calculées au centre de gravité des armatures) :

a) Effet de la précontrainte avec une tension initiale de :  
 $0,85 \times 14\,630 = 12\,435,5 \text{ daN / toron T } 12,5 ;$

ce qui correspond,  
 pour une poutre donnée, à : 14,624 MPa

b) Effet du poids propre de la poutre  
 à l'abscisse de calcul : - 2,899 MPa

c) Effet du poids de la dalle coulée  
 en œuvre, à l'abscisse de calcul,  
 en tenant compte de la présence  
 d'un étau : + 0,862 MPa

d) Effet de l'enlèvement de l'étau,  
 à l'abscisse de calcul : - 4,700 MPa

e) Effet des charges permanentes  
 appliquées sur la dalle : - 0,813 MPa

Total (b + c + d + e) = - 7,550 MPa

La valeur à prendre en compte dans la formule est :

$\sigma = 14,624 - 7,550 = 7,074 \text{ MPa.}$

Supposons qu'en appliquant la formule donnée pour le cas d'un traitement thermique, on trouve une perte de 18,6 % ; la force de précontrainte finale probable est de :

$(1 - 0,186) 14\,630 = 11\,909 \text{ daN/toron.}$  ce qui correspond à une contrainte de 14,006 MPa au niveau du centre de gravité des armatures, et la contrainte résiduelle probable de compression à ce niveau est :  
 $14 \times 7,55 = 6,45 \text{ MPa.}$

#### 3.4.1.1 Pertes à la mise en tension de l'armature

L'ensemble des données relatives à la détermination des pertes à la mise en tension des armatures figure dans les Avis Techniques.

## Chapitre 4

### Actions et sollicitations

#### Art. 4.1 Actions

##### 4.1.2 Valeurs représentatives des actions permanentes et variables

En l'absence, dans le texte de juin 1986 de la norme NF P 06-001, de précisions sur les valeurs des coefficients intervenant dans les combinaisons de certaines actions, le CPT complète le B.P.E.L. 83 comme suit :

**4.1.2.1** Les charges d'entretien de toitures sont considérées comme des actions variables au même titre que les charges d'exploitation ( $\psi_0 = 0,77$ ), avec les particularités suivantes :

- elles ne sont pas cumulables avec les actions climatiques (commentaire 27 de la norme NF P 06-001) ;
- elles ne sont prises en compte ni dans les combinaisons fréquentes ni dans les combinaisons quasi permanentes ( $\psi_1 = 0$ ,  $\psi_2 = 0$ ).

**4.1.2.2** Les actions dues au «véhicule pompier» de 13 tonnes constituent des actions variables au même titre que les charges d'exploitation ( $\psi_0 = 0,77$ ) mais elles ne sont prises en compte ni dans les combinaisons fréquentes ni dans les combinaisons quasi permanentes ( $\psi_1 = 0$ ,  $\psi_2 = 0$ ).

En outre, en raison de leur nature, ces actions sont considérées « de caractère particulier » au sens de l'article 4.5.1 du B.P.E.L., conduisant à prendre  $\gamma_{Q1} = 1,35$ .

Il est rappelé que les textes suivants :

- Règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public (à la date de parution du présent CPT : article CO2 de l'arrêté du 25 juin 1980 modifié par l'annexe 1 de l'arrêté du 22 décembre 1981, et les arrêtés particuliers à chaque type d'établissement),
- Règlement de sécurité contre l'incendie dans les bâtiments d'habitation (à la date de parution du présent CPT : arrêté du 31 janvier 1986),

précisent que les voies utilisables par les engins de secours (voie-engins) et pour la mise en station des échelles aériennes (voie-échelles) doivent pouvoir supporter un véhicule de 130 kN ayant les caractéristiques ci-après :

- essieu avant : 40 kN,
- essieu arrière : 90 kN,
- empattement : 4,50 m.

En l'absence d'indications, on peut admettre, pour l'application du présent CPT, les caractéristiques complémentaires suivantes :

- voie : 2 m,
- surface d'impact des roues : 25 x 25 cm.

En outre, ces règlements prescrivent, pour la seule voie-échelle, la prise en compte d'une charge statique de 100 kN appliquée sur une surface circulaire de 0,20 m de diamètre.

##### 4.1.3 Actions dues à la précontrainte

###### 4.1.3.1 Le texte du B.P.E.L. est remplacé par :

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte sont définies par :

$$P_1(x, t) = 1,02 P_0 - (1 - \delta) \Delta P(x, t)$$

$$P_2(x, t) = 0,98 P_0 - (1 + \delta) \Delta P(x, t)$$

avec  $\delta$  valant :

0,10 dans le cas du calcul complet de  $\Delta P$   
0,15 dans le cas du calcul simplifié de  $\Delta P$ .

Ces valeurs sont justifiées par la fabrication des éléments en usine fixe et faisant l'objet d'une procédure de certification de qualité.

#### Art. 4.3 Calcul des sollicitations

##### 4.3.5 Ouvrages construits en plusieurs phases

Le texte du B.P.E.L. est complété comme suit :

Cet article s'appliquant plus particulièrement aux planchers, le mode de prise en compte de ces actions est étudié en détail au Titre IV, Section A, Chapitre 2, relatif aux « Planchers industriels »<sup>(2)</sup>.

**Cas des ouvrages hyperstatiques ne relevant pas des règles forfaitaires**

Le calcul des sollicitations dans les constructions faisant l'objet des présentes prescriptions techniques est effectué par les méthodes usuelles de la résistance des matériaux ou par des méthodes simplifiées en supposant, dans tous les cas, le matériau homogène et de comportement élastique et linéaire.

2. Non encore rédigé.



Pour les structures exécutées en plusieurs phases, les contraintes totales dans la section définitive sont obtenues par superposition des états de contrainte successifs calculés dans la configuration de la section correspondant à la sollicitation partielle considérée. Dans ce calcul, on tient compte :

- d'une part, des redistributions de contraintes à l'intérieur d'une même section composée de bétons d'âges différents sous l'effet combiné des déformations différées (retrait et fluage différentiels), couramment appelé « effet de bilame » ;
- d'autre part, des redistributions de sollicitations entre les sections d'une même poutre, conséquence du blocage des déformations différées lors de la réalisation des liaisons hyperstatiques entre éléments isostatiques en phase provisoire.

Les états de contrainte partiels sont calculés en analysant avec précision les schémas statiques et les actions sollicitantes dans chaque phase de construction.

*Par exemple pour un plancher : pose des poutres préfabriquées, mise en place des étais, bétonnage de la dalle et des liaisons sur appui, enlèvement des étais, etc.*

***Cas des ouvrages isostatiques et des ouvrages hyperstatiques relevant des règles forfaitaires.***

Il n'y a pas lieu de tenir compte des redistributions visées précédemment.

*Les valeurs forfaitaires des moments de flexion sur appui tiennent compte des redistributions de sollicitations.*

## Chapitre 5

### Définition des sections

#### Art. 5.2 Sections de référence pour le calcul des contraintes

##### 5.2.1 Sections non fissurées

Les deux sous-articles qui suivent complètent les textes correspondants du B.P.E.L.

##### 5.2.1.1 Sections nettes

Dans le cas particulier des éléments objet de ce CPT, les sections nettes peuvent être prises identiques aux sections brutes.

##### 5.2.1.2 Sections homogènes

Pour le calcul des caractéristiques mécaniques des sections, il y a lieu de tenir compte de la différence des modules d'Young entre le béton coulé en œuvre et celui des composants préfabriqués.

#### Art. 5.4 Largeur participante des tables des poutres en T

Les sous-articles 5.4.1 et 5.4.2 du B.P.E.L. sont remplacés par :

##### 5.4.1 Détermination des inconnues hyperstatiques de toute nature

À défaut de prendre en compte les caractéristiques exactes des différentes sections de chaque travée, il est loisible de procéder au calcul des moments sur appui en supposant l'inertie constante sur toute la longueur de chaque travée, inertie déterminée en prenant pour largeur de table la largeur de la nervure augmentée de part et d'autre du dixième de la portée, puis en affectant les moments ainsi calculés sur appuis de coefficients pondérateurs.

Dans le cas courant des poutres continues, ces coefficients figurent au titre IV, Section A, chapitre 2 <sup>(3)</sup>.

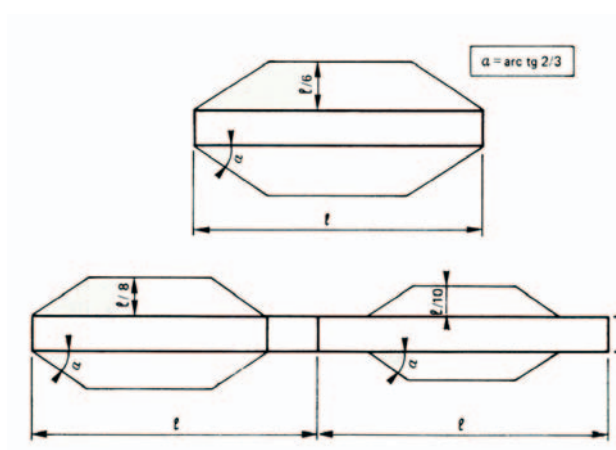
##### 5.4.2 Justification des sections

##### 5.4.2.2 Calcul des contraintes équilibrant les autres sollicitations

La largeur  $b$  en cause est alors plafonnée :

- au sixième de la distance entre points de moment nul ;

Dans la pratique courante, dans le cas de poutres continues, il est loisible de prendre le huitième de la portée pour les poutres de rive et le dixième de la portée pour les poutres centrales.



- aux deux tiers de la distance au point de moment nul le proche.

3. Non encore rédigé.



## Chapitre 6

### Justification des pièces prismatiques linéaires sous sollicitations normales

#### Art. 6.1 États limites de service

##### 6.1.2 Classes de vérification

###### 6.1.2.1 Exigences communes aux trois classes

Quelle que soit la classe de vérification retenue, les contraintes de compression du béton sont, en règle générale, limitées aux valeurs suivantes (') :

- $0,50 f_{c28}$  sous l'effet de la combinaison quasi permanente (");
- $0,60 f_{c28}$  sous l'effet des combinaisons rares et des combinaisons fréquentes ;
- $2/3 f_{cj}$  en cours d'exécution pour les pièces préfabriquées industrielles faisant l'objet de ce CPT.

###### 6.1.2.3 Classe II

En classe II, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

- en situation d'exécution :
  - $f_{tj}$  dans la section d'enrobage,
  - $1,8 f_{tj}$  hors section d'enrobage ;
- en situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares :
  - $f_{tj}$  dans la section d'enrobage ;
  - $1,5 f_{tj}$  hors section d'enrobage ;
- en situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :
  - 0 dans la section d'enrobage.

###### 6.1.2.4 Classe III

Le texte du B.P.E.L. est remplacé par :

En classe III, les contraintes normales sont calculées uniquement sur la section fissurée. Il y a lieu de vérifier que :

- en situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation d'exécution, les aciers passifs, quelle que soit leur position, respectent les règles définies par l'article A 4.5.3.3 du B.A.E.L. pour le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable ('), sauf en ce qui concerne les prescriptions relatives aux armatures de peau, auxquelles se substituent celles de l'article 6.1.3.1 et 6.1.3.2 ; les surtensions dans les aciers de précontraintes ne dépassent pas  $0,10 f_{prg}$  dans le cas de la post-tension et la plus petite des deux valeurs  $0,10 f_{prg}$  et  $150 \eta_p$  MPa dans le cas de la prétension ;

- pour des structures ou des éléments de structure soumis à des effets de fatigue, et non pour les bâtiments courants, en situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes, les surtensions dans les aciers de précontrainte sont limitées à 100 MPa et les tensions dans les aciers passifs à  $0,35 f_e$  ;
- en situation d'exploitation, sous l'effet de la combinaison quasi-permanente, le calcul des contraintes normales est effectué sur la section non fissurée et il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées à  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage pour les ouvrages protégés et à  $0,5 f_{tj}$  dans la même section pour les ouvrages situés à l'extérieur. En tout état de cause, sous les actions permanentes seules, aucune traction n'est autorisée dans la section d'enrobage (").

##### 6.1.3 Règles complémentaires relatives aux armatures passives

###### 6.1.3.1 Armatures de peau

Le texte du B.P.E.L. est remplacé par :

Sauf indication contraire prévue dans les Avis Techniques, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures de peau.

*En effet, les conditions de fabrication en usine fixe permettent en principe d'éviter les risques de fissuration prématurée évoqués en commentaire de l'article du B.P.E.L. Toutefois, la présence d'armatures de peau reste nécessaire dans le cas de produits particuliers ou de fabrications pour lesquelles une fissuration paraît difficilement évitable. Il en est alors fait état dans le Certificat de suivi et marquage.*

###### 6.1.3.2 Règles particulières de ferrailage minimal

Le texte du B.P.E.L. est complété par :

Dans le cas où la hauteur de la zone de béton tendu est inférieure ou égale à 5 cm, il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures pour armer le volume de traction.

Dans le cas de montages composites (nervures préfabriquées associées à une dalle), il est rappelé que la zone de béton tendu peut être déterminée en tenant compte de la redistribution des contraintes, conformément à l'article 4.3.5.

## Art. 6.2 Calculs des déformations – états limites de service vis-à-vis des déformations

### 6.2.2.4 Calcul des déformations des pièces justifiées en classe III

Le texte du B.P.E.L. est complété en deuxième alinéa par le texte et le commentaire suivant :

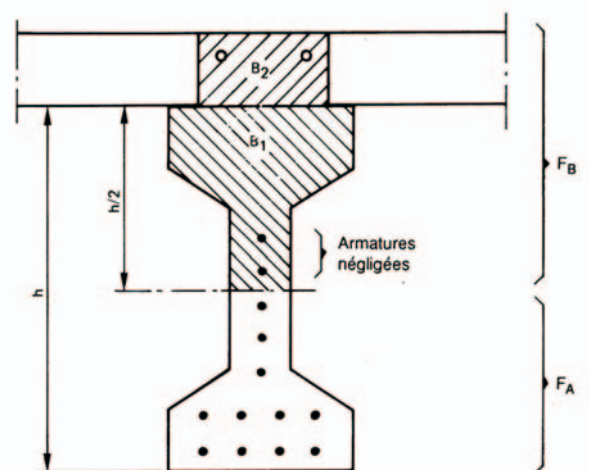
Pour ces pièces justifiées en classe III, les déformations doivent obligatoirement être estimées par intégration de la courbure définie ci-après.

En effet, les formules empiriques données au commentaire de l'article B 6.5.2 du B.A.E.L. ne sont pas applicables à la précontrainte partielle.

### 6.2.3 États limites de déformation

Le texte du B.P.E.L. est complété par le commentaire suivant :

Il est rappelé que la présence d'ouvrages supportés fragiles (cloison maçonnée, carrelage, notamment) nécessite, outre une limitation des déformations, certaines précautions (voir le commentaire de l'article B 6.5.2 du B.A.E.L.).



$$F_B = F_e/1,15 \text{ pour armatures BA du clavetage} \\ + 0,85 (f_{c28} B)_2/1,5 \text{ pour clavetage} \\ + 0,85 (f_{c28} B)_1/1,3 \text{ pour poutre}$$

$$F_A = 1,05 F_{peg}/1,5 \text{ pour armatures actives} \\ + F_{peg}/1,15 \text{ pour torons passifs} \\ + F_e/1,15 \text{ pour armatures BA passives}$$

La formule donne 1,3 pour valeur de  $\gamma_b$  dans le cas des poutres usuelles, valeur justifiée par la fabrication de ces poutres en usine fixe et faisant l'objet d'une procédure de certification de qualité. Elle remonte progressivement à 1,5 la valeur de  $\gamma_b$  dans le cas de poutres à âme mince dont la partie comprimée à l'état limite ultime affecte l'intégralité de la membrure supérieure et atteint l'âme. La valeur  $\gamma_b = 1,3$  ne se justifie en effet que lorsque le premier état limite atteint concerne les armatures tendues et non le béton comprimé.

## Art. 6.3 États limites ultimes

### 6.3.3 Calcul des sollicitations résistantes ultimes

#### 6.3.3.1 Précontrainte adhérente

##### 6.3.3.1.2 Diagramme contraintes-déformations du béton

Le deuxième alinéa du texte du B.P.E.L. (les deux lignes qui suivent le schéma) est remplacé par :

Sauf pour les combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte  $\gamma_b = 1,15$ , le coefficient  $\gamma_b$  vaut pour les combinaisons fondamentales ;

$$\gamma_b = 1,3 + 2 \left( \frac{F_A}{F_B} - 0,9 \right)$$

avec :  $1,3 \leq \gamma_b \leq 1,5$

en désignant par :

$F_A$  la force mobilisable dans les armatures situées dans la demi-section inférieure de la poutre, égale à  $1,05 F_{peg}/1,15$  pour les armatures actives, augmentée s'il y a lieu de  $F_{peg}/1,15$  pour les armatures de précontraintes utilisées comme armatures passives et de  $F_e/1,15$  pour les armatures de béton armé passives ;

$F_B$  la force mobilisable dans la demi-section supérieure de béton seul de la poutre, y compris s'il y a lieu le hourdis supérieur avec ses armatures s'il y en a, égale à  $0,85 f_{c28} B_1/1,3$  pour la poutre (demi-section supérieure de surface  $B_1$ ), augmentée s'il y a lieu de  $0,85 f_{c28} B_2/1,5$  pour le hourdis (de section  $B_2$ ) et de  $F_e/1,15$  pour les armatures BA du clavetage.

Le croquis qui suit illustre cette prescription dans le cas particulier d'un hourdis limité au clavetage des deux éléments supportés par la poutre.

#### 6.3.3.3 Règle du décalage

La règle du B.P.E.L. est applicable et conduit aux valeurs suivantes :

- pour les armatures inférieures des sections situées en dehors de la zone d'établissement de la précontrainte :  $0,8 h \cotg \beta$  qu'il est loisible de prendre égal à  $1,4 h$  par simplification, dans tous les cas ;
- pour les armatures inférieures des sections situées dans la zone d'établissement de la précontrainte :  $0,8 h$  ;
- pour les armatures supérieures des sections (chapeaux), cette même valeur  $0,8 h$  est également adoptée.

La règle du décalage est justifiée par la fissuration de la pièce à l'effort tranchant et par son fonctionnement en treillis suivant la théorie de Mörsh. En conséquence, cette règle ne s'applique qu'à l'état limite ultime. À l'état limite de service, il y a toutefois lieu de vérifier la condition d'entraînement des armatures longitudinales pour les pièces justifiées en classe III (cf. art. 7.2.4 du B.P.E. L.).

### 6.3.4 Justifications, vis-à-vis de la flexion, des sections situées dans les zones de scellement des armatures

(Cet article sera rédigé ultérieurement.)

## Art. 6.4 État limite de stabilité de forme

### 6.4.3 Sollicitations de calcul

Il est rappelé que les dispositions qui suivent ne sont applicables qu'aux éléments de structure envisagés dans le domaine d'application du présent CPT. Elles sont, en particulier, inapplicables aux poteaux ne respectant pas les deux conditions suivantes :

- éléments préfabriqués en usine fixe,
- fabrication faisant l'objet d'une procédure de certification de qualité avec autocontrôle surveillé.

Les sollicitations sont calculées à partir des combinaisons d'actions définies à l'article 4.5 et chaque élément de structure doit être justifié vis-à-vis de chacun des deux modes de flambement et du mode de déversement évoqués ci-après, considérés successivement.

La justification par le calcul peut être effectuée de différentes manières (méthodes décrites dans l'annexe E 7 du B.A.E.L.) selon les indications données aux articles 6.4.3 et 6.4.4 du B.P.E.L. Il est donné, en annexe I du présent CPT, une méthode de calcul automatisé permettant la vérification complète de la stabilité d'ossatures dont la complexité de la conception ne permet pas une vérification manuelle.

#### 6.4.3.1 Cas du flambement localisé

Ce cas vise les éléments liés à leurs deux extrémités au reste de la structure.

Dans ce cas, le reste de la structure est supposé infiniment rigide vis-à-vis des déplacements perpendiculaires à l'orientation des efforts normaux appliqués à l'élément. Il en résulte que les extrémités de l'élément ne subissent aucun déplacement relatif perpendiculairement à l'orientation de l'élément sous l'action du mode de flambement localisé.

Il doit être envisagé une excentricité additionnelle conventionnelle des efforts normaux, appliquée de la manière la plus défavorable à l'élément, égale à la plus grande des deux valeurs suivantes : 2 cm et  $L/250$ ,  $L$  étant la longueur de l'élément.

Il est également tenu compte des sollicitations du second ordre liées à la déformation de l'élément.

Il n'est évidemment pas pris en compte l'éventuel effort normal de précontrainte dû aux armatures de précontrainte liées au béton de l'élément ; seuls les efforts normaux extérieurs appliqués à l'élément induisent des sollicitations du second ordre.

#### 6.4.3.2 Cas de flambement généralisé

Ce cas vise les modes de flambement d'ensemble des ossatures ou parties d'ossatures. Ces modes de flambement, à l'opposé du cas précédent, donnent lieu à des déplacements transversaux relatifs des extrémités des éléments. Il doit être envisagé dans ce cas une inclinaison d'ensemble  $\theta$  de la structure dans le sens le plus défavorable, exprimée en radians et définie comme suit :

soit  $H$  la somme des forces appliquées à la structure et dirigées perpendiculairement aux éléments faisant l'objet de la dite inclinaison ;

soit  $N$  la somme des forces appliquées à la structure et dirigées parallèlement aux éléments faisant l'objet de la dite inclinaison ;

Dans les cas les plus courants, l'inclinaison d'ensemble est une inclinaison sur la verticale, les éléments faisant l'objet de la dite inclinaison sont les poteaux,

$H$  représente la somme des forces horizontales et  $N$  la somme des forces verticales.

Pour les cas courants d'ossatures à un seul étage avec une majorité de charges appliquées au niveau supérieur, on a :

$$\theta = 1/250 \quad \text{si } H \geq 6N/1\,000$$

$$\theta = 1/100 - H/N \quad \text{si } H < 6N/1\,000.$$

Pour les autres cas d'ossatures, on prend :

$$\theta = 1/250 \quad \text{si } H \geq N/1\,000$$

$$\theta = 1/200 - H/N \quad \text{si } H < N/1\,000.$$

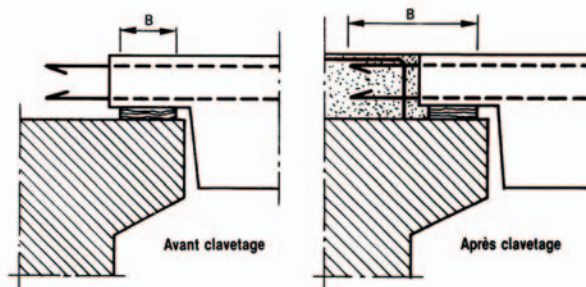
Enfin, on doit considérer les sollicitations du second ordre liées à la déformation de l'élément.

Il est à noter que, pour ce mode de flambement, il peut être fait appel aux redistributions d'efforts entre éléments comprimés, conformément à l'article 6.3.1, liées à l'apparition des rotules plastiques dans les éléments les plus sollicités. L'attention du projeteur est attirée sur l'importance de la connaissance de l'ordre d'apparition des rotules, de leur incidence sur la raideur de la structure et de la vérification du non-éprouement de celles-ci.

#### 6.4.3.3 Cas du déversement

Il doit être envisagé simultanément deux excentricités additionnelles :

- l'une portant sur la géométrie des éléments supposés présenter un défaut de rectitude, de forme sinusoïdale, égal à  $L/1\,000$  à mi-longueur de l'élément,  $L$  étant la longueur de l'élément ;
- l'autre portant sur le point d'application des charges à l'élément, déplacé conventionnellement de la plus grande des deux valeurs suivantes : 2 cm ou  $B/10$ ,  $B$  étant la profondeur d'appui des charges appliquées.



Ces excentricités doivent être appliquées dans le sens le plus défavorable et dans le même sens dans le cas du déversement d'ensemble d'un groupe d'éléments entretoisés entre eux.

Il doit être tenu compte des sollicitations du second ordre liées à la déformation de l'élément. Dans le calcul des déformations dues à la torsion, il est loisible de procéder à un calcul en section non fissurée en considérant un module transversal «  $G$  » égal à :

$$G = 0,7 \times \frac{0,85 f_{cj}}{1,5} \times \frac{1\,000}{2(1 + \alpha\phi)}$$

$$\text{soit environ } G = \frac{200 f_{cj}}{1 + \alpha\phi}$$

le module longitudinal étant  $E = 2 G$ .

Les termes  $\alpha$  et  $\phi$  sont définis à l'article 6.4.4 du B.P.E.L..

Lorsque les éléments sont clavetés, il va de soi que la raideur des pannes peut être prise en compte dans la justification de la stabilité.

## Chapitre 7

### Justification des pièces prismatiques linéaires vis-à-vis des sollicitations tangentes

#### Art. 7.1 Principes des justifications

Le texte qui suit est ajouté sous le titre de l'article 7.1 du B.P.E.L. :

Pour les pièces précontraintes par armatures adhérentes, on distingue deux zones :

- la zone d'about qui a pour longueur, à partir de l'extrémité de la poutre, la plus grande des deux valeurs suivantes :

$\ell_{el}$ , longueur maximale d'établissement de la précontrainte, h hauteur de la pièce préfabriquée ;

- la zone courante de la pièce.

#### Art. 7.2 Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état limite de service

**7.2.2** Dans le cas des poutres préfabriquées en usine fixe et faisant l'objet d'une procédure de certification de qualité, le coefficient 0,4, qui apparaît en tête du deuxième membre des 1<sup>re</sup> et 3<sup>e</sup> inéquations inscrites dans le texte du B.P.E.L., est remplacé par 0,5.

#### Art. 7.3 Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état limite ultime

##### 7.3.2 Justifications des armatures transversales

Cet article remplace intégralement l'article 7.3.2 du B.P.E.L., ses sous-articles compris.

##### 7.3.2.1 et 7.3.2.2 Armatures d'âme

Il doit être vérifié que la quantité :

$$\frac{A_t f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{b_n S_t \gamma_s \cos \beta_u} \quad (0)$$

dans laquelle  $\gamma_s$  est pris égal à 1,15, est supérieure ou égale à la plus grande des trois expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\tau_{red,u} - k f_{tj} / 3) \operatorname{tg} \beta_u \\ \tau_{red,u} / 4 - \delta \\ \tau_{min} - \delta \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (1) \\ (2) \\ (3) \end{array}$$

Dans le cas courant d'armatures transversales verticales, l'expression (0) devient :

$$\frac{A_t F_e}{b_n S_t \gamma_s}$$

L'expression (1) est directement issue de la règle donnée dans le B.P.E.L. : en passant le facteur «  $\operatorname{tg} \beta_u$  » dans le premier membre de l'inégalité, on retrouve l'expression indiquée à l'article 7.3.2.1 du B.P.E.L.

L'expression (3) couvre l'exigence de non fragilité.

L'expression (2) sert au raccordement des expressions (1) et (3).

L'introduction de la contrainte  $\delta$  dans les expressions précédentes permet de justifier l'absence d'armatures d'âme, envisagée à l'article 7.3.2.2 du B.P.E.L.

Dans les expressions précédentes, les termes sont définis comme suit :

- contrainte  $f_y$  : celle relative au béton de plus faible résistance, situé au niveau de vérification ;
- coefficient  $k$  : il est nul dans le cas où la section comporte un plan de reprise de bétonnage dont la surface n'est pas munie d'indentations dont la saillie est d'au moins 5 mm et dans le cas d'une section entièrement tendue ; il vaut 1 dans tous les autres cas ;

Dans les cas courants, il n'est pas prévu d'indentations. Dans les cas où elles sont prévues, elles doivent présenter une saillie d'au moins 5 mm et être définies sur les plans de fabrication des poutres.

- angle  $\beta_u$  : il prend la valeur définie à l'article 7.3.1 sauf dans le cas d'une justification au niveau d'une reprise de bétonnage et sauf dans la zone d'about, cas dans lesquels on prend  $\beta_u = 45^\circ$ .

- contrainte  $\tau_{min}$  : dans le cas d'une justification au niveau d'une reprise de bétonnage, on retient  $\tau_{min} = 0,4$  MPa ; dans les autres cas,  $\tau_{min}$  s'exprime, en MPa, par :

$$\tau_{min} = 0,7 - 0,1 P_{\infty} / S$$

avec :

$P_{\infty} / S$ , exprimé en MPa, le rapport de la force de précontrainte finale probable  $P_{\infty}$  à la section  $S$  de l'élément précontraint préfabriqué seul ;

$\tau_{min}$  est de plus encadré par :

$$0,2 \text{ MPa} \leq \tau_{min} \leq 0,4 \text{ MPa}.$$



- contrainte  $\delta$  :
  - a) elle vaut  $f_{tj}/10$  MPa lorsque les trois conditions qui suivent sont satisfaites simultanément :
    - la section de calcul se trouve en dehors des zones d'about limitées à la longueur maximale d'établissement de la précontrainte de l'élément,
    - les conditions de chargement sont telles que, d'une part, les charges appliquées sont à caractère principalement statique, d'autre part la plus importante des charges ponctuelles ne dépasse pas 25 % de la totalité des charges supportées par l'élément (poids propre compris), ces charges étant évaluées avec leurs valeurs caractéristiques non pondérées ; dans cette appréciation, 2 charges ponctuelles espacées de moins de 2 fois la hauteur totale de l'élément sont considérées comme constituant une charge unique,
    - la défaillance éventuelle du produit ne risque pas d'entraîner la rupture en chaîne d'autres éléments de la structure par report des sollicitations sur ces derniers ;
  - b) elle vaut 0 dans tous les autres cas.

L'espacement  $S_1$  des armatures transversales d'âme passives doit être au plus égal à la plus petite des trois valeurs :

$$\begin{cases} 0,8 h \\ 3 b_0 \text{ sans descendre en dessous de } 40 \text{ cm} \\ 1 \text{ m} \end{cases}$$

$h$  désignant la hauteur d'un totale de la section et  $b_0$  l'épaisseur brute minimale de l'âme.

Enfin, il est rappelé que :

- dans le cas d'une section présentant une reprise de bétonnage coupant le plan moyen de l'âme, la section des armatures de couture traversant la surface de reprise ne doit pas être inférieure à la section d'armatures d'âme déterminée selon les prescriptions du présent article ;

*Cette disposition a pour objet d'assurer correctement l'ancrage des armatures d'âme dans la membrure comprimée de l'ouvrage définitif.*

- il y a lieu de prévoir les armatures transversales nécessaires à la suspension des charges éventuellement accrochées en partie inférieure des poutres.

### 7.3.2.3 Coutures d'attache des ailes des membrures d'une poutre avec l'âme

Les deux sous-articles qui suivent sont régis par la règle des coutures de l'article A 5.3.1.2 du B.A.E.L. (avec  $\beta_u = 45^\circ$ ).

Cas de la membrure tendue :

Lorsque la membrure considérée est tendue sous sollicitations ultimes, la contrainte  $\tau_{\text{red},u}$  à prendre en compte dans le plan de liaison entre ailes des membrures et âme de la poutre est égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$e_1 \frac{V_{\text{red},u}}{b_n Z} \quad \text{et} \quad e_2 \frac{V_{\text{red},u}}{b_n Z}$$

$e_1$  étant le rapport de la force de traction ultime de toutes les armatures (passives et de précontrainte) situées dans l'aile concernée de la membrure à celle de toutes les armatures situées dans l'ensemble de la membrure

$e_2$  étant le rapport de la section brute de l'aile concernée de la membrure à la section totale de la membrure

$b_n$  étant l'épaisseur nette de la section d'attache de la membrure

$z$  étant le bras de levier du couple élastique de la section.

Cas de la membrure comprimée :

Il y a lieu de justifier, par la règle des coutures, la jonction des membrures d'une poutre à l'âme, en considérant soit le plan de naissance, parallèle au plan moyen de l'âme, de la table de compression, soit tout plan parallèle au plan de naissance si cela est plus défavorable.

La contrainte  $\tau_u$  à prendre en compte est une contrainte moyenne calculée sur la section seule du béton supposé non fissuré.

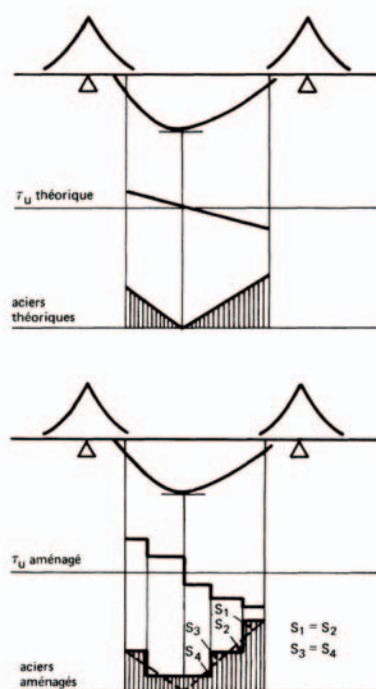
$\tau_u$  s'évalue à partir de l'effort de glissement longitudinal  $G_u$  s'exerçant sur le plan à justifier ; ce plan est limité dans le sens longitudinal par le point de moment maximal, d'une part, et le point de moment nul le plus proche, d'autre part.

La largeur de la membrure à considérer est limitée par les dimensions de la table de compression retenue pour le calcul des contraintes de flexion.

Le glissement  $G_u$  est pris égal à la résultante des compressions agissant sur la partie de membrure dont il s'agit de justifier la jonction ; cette résultante étant évaluée dans la section la plus sollicitée (point de moment maximal) à partir des contraintes résultant du calcul à la flexion à l'état limite ultime.

La variation de  $\tau_u$  (et donc la répartition des aciers de couture) reste en principe cohérente avec la variation d'effort tranchant dans la poutre.

*Toutefois, certains aménagements (de nature à simplifier la répartition des aciers de couture) peuvent être envisagés ; il est loisible de déplacer (dans le sens de l'éloignement du point de moment maximal exclusivement) les aciers par rapport à leur position théorique résultant de ce qui précède d'une distance au plus égale au quart de la distance entre points de moments nuls, sans toutefois pouvoir sortir de la zone de moment positif.*



La contrainte  $\tau_u$  est limitée aux valeurs indiquées à l'article A 5.1.2.1 du B.A.E.L.

*Dans le cas de réaménagement de la répartition des aciers comme indiqué au précédent commentaire, c'est la contrainte  $\tau_u$  cohérente avec cette répartition modifiée qu'il convient alors d'envisager.*

#### **Art. 7.4 Modalités particulières d'application des articles 7.2 et 7.3 aux zones d'appui simple d'about**

*Les deux premiers alinéas du texte B.P.E.L. sont remplacés par le texte suivant :*

Au voisinage de l'about d'une poutre, la vérification de la résistance aux actions tangentes est menée ainsi :

##### **7.4.1 À l'état limite de service**

La vérification est menée conformément aux prescriptions de l'article 7.2 du B.P.E.L. en prenant pour effort de calcul de la précontrainte longitudinale la part  $F_{a2}$  de l'effort total, ancrée dans la section considérée.

*Se reporter au commentaire ("") du B.P.E.L.*

Toutefois, pour les sections d'une poutre, utilisée pour la réalisation de bâtiment et non exposée à une atmosphère agressive, qui ne satisfont pas aux prescriptions du B.P.E.L., il est loisible de recourir à la justification à l'état limite ultime définie par l'article A 5.1.2.1.1 des Règles B.A.E.L.

*Pour l'application de cette règle, dans la formule*

$$\tau_{uy} = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{il est admis de prendre : } d = Z / 0,9$$

##### **7.4.2 À l'état limite ultime**

*La suite du texte de l'article 7.4 du B.P.E.L. reste applicable.*

#### **Art. 7.5 Justifications complémentaires des zones d'appui simple d'about**

##### **7.5.1 Justification de la bielle d'about**

La vérification de la contrainte de compression dans la bielle d'about est traitée au chapitre 5 de la section A du titre III du présent CPT <sup>(4)</sup>.

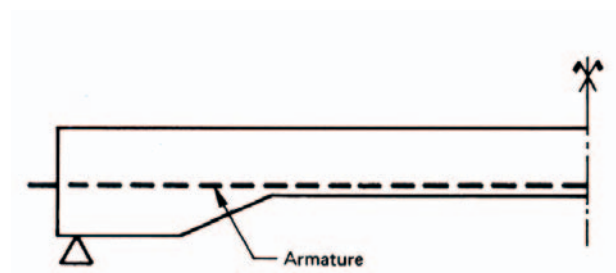
*7.5.1.1 Le texte du B.P.E.L. est précisé par :*

$F_a$  vaut  $F_{a2}$ , effort de précontrainte ancré dans la section considérée et limité par la valeur caractéristique  $F_{p2}$  associée à la valeur maximale  $\ell_{a1}$  de la longueur d'ancrage caractéristique de l'armature de précontrainte.

##### **7.5.2 Justification de l'équilibre du coin inférieur**

*Cet article du B.P.E.L. est complété à la suite par le texte suivant :*

Dans les cas les plus courants, il n'y a pas lieu de procéder à la vérification de l'équilibre du coin inférieur pour les éléments précontraints par prétension. Toutefois certaines conceptions d'éléments préfabriqués rendent nécessaire cette vérification. C'est le cas par exemple des poutres à armatures de précontrainte déviées. C'est aussi le cas de poutres présentant forme ci-dessous :



4. Non encore rédigé.

## ANNEXE 1

### Vérification de la stabilité de forme d'une ossature

(annexe introduite à l'article 6.4.3)

Les différentes méthodes de justification des structures vis-à-vis des risques de flambement sont décrites dans l'annexe E 7 des Règles B.A.E.L.

On trouve successivement exposés :

- l'utilisation de tables se rapportant à une colonne fictive réputée présenter la même charge critique que celle de l'ouvrage réel ;
- le cas du poteau isostatique et les cas assimilés où l'utilisation des tables est possible ;
- le cas des files de poteaux liés en tête où l'état d'équilibre est déterminé par le tracé du diagramme  $H = f(y)$ . Le problème, qui ne peut plus être traité par les tables, nécessite l'utilisation d'un programme de calcul donnant la déformée d'un poteau isostatique sous l'effet des charges extérieures ;
- les méthodes de l'état d'équilibre visant à montrer par une estimation par défaut des raideurs qu'un état d'équilibre existe sans le déterminer.

En pratique, ces méthodes conduisent aux difficultés suivantes :

- l'utilisation de table est grandement conditionnée par la notion de longueur de flambement souvent difficile à connaître avec précision ; par ailleurs, un grand nombre d'hypothèses (uniformité du coffrage et du ferrailage, moment de premier ordre sinusoïdal, effort normal constant, variation du coefficient de fluage sur la hauteur) ne sont pas satisfaites et ces imperfections conduisent à une erreur difficile à quantifier ;
- les méthodes destinées aux ouvrages hyperstatiques sont soit lourdes (car elles nécessitent un programme de calcul de déformation des éléments), soit imprécises (acceptation de l'hypothèse d'une déformée sinusoïdale et utilisation d'un calcul de relation moment-courbure dans une section unique).

Est présenté ci-après un programme de calcul global traitant toutes les formes de problèmes de stabilité au flambement plan depuis le poteau isolé jusqu'à la structure hyperstatique complexe. Il permet la justification précise des structures, dans le respect des hypothèses énoncées pour la vérification sous état limite de stabilité.

Ce programme, intitulé STABOS, entre dans la catégorie des logiciels évoqués au premier alinéa du paragraphe E 7.3.1.1 des Règles B.A.E.L.

#### Présentation du programme STABOS

Le programme STABOS a pour ambition de fournir au projeteur les moyens de vérifier la stabilité de forme des ossatures planes quelconques, des plus simples (le poteau isolé) aux plus complexes (ensemble d'éléments

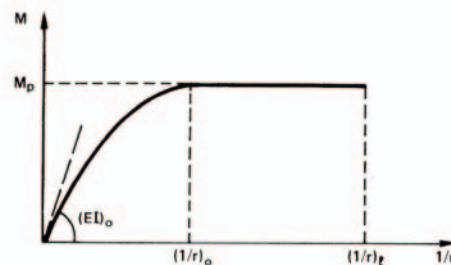
poteaux-poutres encastres ou articulés) vis-à-vis du flambement dans leur plan.

Il permet d'éviter de recourir à la notion de longueur de flambement et de prendre en compte :

- l'effet des rotations de fondation et le décollement partiel éventuel de celles-ci ;
- l'effet favorable de la redistribution des efforts entre éléments, due à la plasticité des matériaux ;
- des modifications de raideur liées à la progression de la fissuration au cours de la déformation ;
- la variation éventuelle des efforts normaux dans les éléments au cours de la déformation.

Trois matériaux sont envisagés pour la description des éléments :

- matériau béton armé ;
- matériau béton précontraint ;
- matériau élasto-plastique défini par sa loi moment-courbure, de la forme suivante :



Les sections des barres peuvent présenter des ferrillages symétriques ou non et leurs formes peuvent être quelconques tant que le centre de gravité reste à mi-hauteur de celles-ci. De plus, la déformabilité du béton par fluage est prise en compte par un calcul automatique des coefficients de fluage.

Les limites du programme sont de 40 barres et 40 ° de liberté.

L'utilisation du programme est facilitée par le dessin du modèle et de sa déformation schématisée après calcul. Ce dessin offre à l'utilisateur la forme du mode de flambement de son modèle et facilite son optimisation. Une vérification des déformations en situation de service est possible et permet une visualisation intéressante de la souplesse de la structure.

STABOS permet donc de traiter complètement les problèmes de la stabilité de forme des ossatures, en suivant au plus près le comportement des matériaux.

